REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Titulo Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Arequipa-Perú
2014

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

POEMA INVICTUS

“HOMENAJE A NELSON MÁNDELA”

En la noche que me envuelve,
negra, como un pozo insondable,
doy gracias al Dios que fuere
por mi alma inconquistable.

En las garras de las circunstancias
no he gemido, ni llorado.

Ante las puñaladas del azar,
si bien he sangrado, jamás me he postrado.

Más allá de este lugar de ira y llantos
acecha la oscuridad con su horror.

No obstante, la amenaza de los años me halla,
y me hallará, sin temor.

Ya no importa cuan recto haya sido el camino,
ni cuantos castigos lleve a la espalda:

Soy el amo de mi destino, soy el capitán de mi alma.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

DEDICATORIA

Tuve la suerte de criarme con unos padres “Zenón y María” que siempre creyeron en mí, constantemente, me apoyaron y me hicieron sentir que podía conseguir todo lo que me propusiera en la vida, a mis hermanos “Paul, Cesar, David, Patricia y Dianita”, por su paciencia y su don de gente. A ellos les dedico esta Tesis.

Gustavo Vladimir Condori Uchiri.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios, por su presencia a través de sus extensiones divinas como son el: Ing. Genner Villareal Castro (Perú), Ing. Ángel San Bartolomé (Perú), Ing. Jorge Elías Alva Hurtado (Perú), Ing. Mario Ramírez Centeno (México), Ing. Marcelo Romo Proaño (Ecuador), Ing. Carlos Ricardo Llopiz (Argentina), Ing. Orlando Giraldo Bolivar (Colombia), Ing. Roberto Aguiar Falconí (Ecuador) y Ing. Rubén Boroschek (Chile), los cuales comparten desinteresada y noblemente su material académico por internet, pues como Dios ofrecen su todo sin nada a cambio, “Dios está entre nosotros, sólo es cuestión de escuchar y ver”. “Los valores cambian con el tiempo, pero los principios son como Dios, perduran en él”; gracias maestros de principios.

A mis jurados: Ing. Oscar Chávez, Ing. Milagros Guillen, Ing. Jorge Rosas, Ing. Olger Febres, por sus sugerencias y amable atención.

A mis amigos: Ing. Granvil Pérez, Ing. Joseph Huamán, Ing. Ronald García, Ing. Moisés Herrera, Ing. Cesar Quispe, Ing. Nick Condori, Ing. Mario Callata, Ing. Giancarlo Segura (LIVIT), Ing. Héctor Benavente, Ing. Marko Cancino (COINSA), Ing. Daniel Chaparro (GyM), Ing. Francisco Vidal (BISA), Ing. Jose Dueñas (SICGSAC), Ing. Aldo Gómez, Ing. Delio Aguilar y demás amigos, que con sus palabras sinceras de buena voluntad, fortalecieron mi labor en la elaboración de la presente Tesis.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

RESUMEN

El objetivo de este proyecto de tesis académico es analizar, evaluar y comparar la aplicabilidad de los métodos simplificados de análisis sísmicos, propuestos por la norma peruana de diseño de edificios. Se desea conocer las derivas de entrepiso o distorsiones de cada modelo sísmico y modelos por acción de viento, también se desea saber si estas metodologías son prácticas de aplicar para predecir el comportamiento global de la estructura con disipadores de energía sometidos a sismos peruanos y comprobar si las estimaciones que entrega, son lo suficientemente precisas cuando se analiza una estructura real.

Se eligió como estructura un edificio alto de concreto armado de 23 niveles, se construyó un modelo en ETABS de la estructura sismo-resistente y de los sistemas disipadores, representando la distribución espacial de las propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento, la estructura se modeló con el análisis sísmico modal tiempo historia “lineal”, para luego analizar el comportamiento “no lineal” con los disipadores fluido-viscosos (dámper).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

ÍNDICE

DEDICATORIA ii
AGRADECIMIENTOS iii
RESUMEN iv

CAPITULO I
GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1 Descripción del Proyecto. 1
1.2 Objetivo del proyecto. 2
1.2.1 Identificación del problema. 2
1.2.2 Objetivo Principal. 2
1.2.3 Objetivos Específicos. 2
1.3 Justificación. 3
1.4 Hipótesis. 3
1.5 Limitaciones. 3
1.6 Normas y Reglamentos. 3
1.7 Estructuración. 4
1.8 Especificaciones y materiales empleados. 6
1.9 Cargas unitarias (Según Norma E-030). 6

CAPITULO II
CONFIGURACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

2.1 Flujograma para el análisis y diseño estructural. 7
2.2 Criterios de modelación estructural. 7

a. Brazo rígido. 8
b. Diafragma rígido. 8
c. Cálculo del centro de masa. 8
d. Centro de rigidez. 9
e. Excentricidad accidental. 10
f. Peso sísmico. 10
g. Transferencia de cargas en una estructura. 11
h. Verificación de irregularidades de la edificación. 12

2.3 Pre-dimensionamiento. 13

a. Losa maciza. 13
b. Vigas. 13
c. Columnas. 13

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d. Zapatas. 15
e. Losa de cimentación. 15

2.4 Modelo estructural 3D. 16

2.5 Metrado de cargas sísmicas. 17

a. Metrado manual, 17
b. Metrado Etabs. 18

CAPITULO III
ANÁLISIS SÍSMICO

3.1 Análisis Sísmico Estático con base empotrada. 20
a. Periodo Fundamental. 20
b. Verificación de irregularidad de la estructura. 20
c. Fuerza cortante en la base. 21
d. Distribución de la fuerza sísmica en altura. 21
e. Excentricidad Accidental. 23
f. Desplazamientos laterales y control de derivas (ETABS). 23
g. Análisis de resultados (análisis sísmico estático). 26

3.2 Análisis Modal. 26

a. Masas. 27
b. Modelo para el análisis. 28
c. Análisis de resultados (modos de vibración). 29

3.3 Análisis Sísmico Estático con Interacción Suelo-Estructura (balasto) 29

a. Coeficiente de balasto vertical. 29
b. Desplazamientos laterales y control de derivas. 32
c. Análisis de resultados (análisis estático con balasto). 32

3.4 Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral con base empotrada 33

a. Espectro de respuesta (amortiguación ξ=5%). 33
b. Desplazamientos laterales y control de derivas (ETABS). 36
c. Análisis de resultados. 37

3.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral con Interacción Suelo-Estructura (modelo Barkan-Savinov). 37

a. Coeficientes de rigidez. 40
b. Desplazamientos laterales y control de derivas (ETABS). 42
c. Análisis de resultados. 42

3.6 Análisis Sísmico Dinámico modal espectral con interacción suelo-estructura (modelo norma rusa). 42

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Coeficientes de rigidez. 44
b. Desplazamientos laterales y control de derivas (ETABS). 46
c. Análisis de resultados. 47

3.7 Análisis Sísmico Dinámico Tiempo-Historia (lineal) con Interacción Suelo-Estructura (Modelo Norma Rusa). 47

a. Registro de sismo real. 49
b. Desplazamientos laterales y control de derivas (ETABS). 50
c. Análisis de resultados. 51

3.8 Análisis Sísmico Dinámico no-lineal Tiempo-Historia con Interacción Suelo-Estructura (Norma Rusa) y Disipadores Sísmicos (Dámper). 52

a. Sistemas de protección sísmica. 52
b. Objetivos de desempeño. 53
c. Objetivos de diseño. 55
d. Distribución de los amortiguadores. 58
e. Parámetros del sistema de amortiguamiento. 58
f. Desplazamientos laterales y control de derivas (ETABS). 62
g. Análisis de resultados. 63

CAPITULO IV:
ANALISIS POR VIENTO

4.1 Análisis Estático y Dinámico por Viento (Norma Mexicana 2008) con Interacción Suelo-Estructura (Norma Rusa). 67

a. Acción del viento en edificios altos. 67
b. Descripción del edificio. 68
c. Tipo de exposición y clasificación del edificio. 68
d. Velocidad de diseño. 68
e. Presión de diseño. 71
f. Factor de ráfaga (análisis dinámico). 71
g. Presión dinámica. 73
h. Fuerzas laterales. 73

4.2 Análisis Dinámico por Viento (Norma Peruana) con Interacción Suelo-Estructura (Norma Rusa). 76

a. Clasificación de la edificación. 76
b. Velocidad de diseño. 76
c. Carga exterior dinámica del viento. 76
d. Fuerzas laterales. 76

4.3 Análisis Dinámico por Viento (Norma ASCE7-10 Chapter 26, 27) con Interacción Suelo-Estructura (Norma Rusa). 78

a. Descripción del edificio. 78
b. Categoría de ocupación. 78

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. Categoría de exposición. 78
d. Velocidad de viento básica regional “V”. 79
e. Presión ocasionada por la velocidad del viento “q_z”. 79
f. Factor de ráfaga “G”. 82
g. Presión de diseño “P”. 83
h. Fuerzas laterales. 84
i. Análisis de resultados de distribución de fuerzas en los tres modelos anteriores. 86

4.4 Análisis Dinámico por Viento (Norma ASCE7-05) con Interacción Suelo-Estructura (Norma Rusa), en ETABS Utilizando la Velocidad Regional de (V=85km/H) en Arequipa. 87

a. Modelo en ETABS. 87
b. Derivas de entrepiso o distorsión de entrepiso. 89

4.5 Análisis Dinámico por Viento (Norma ASCE7-05) con Interacción Suelo-Estructura (Norma Rusa), en ETABS Utilizando la Velocidad Regional de (V=130km/H) En Arequipa. 90

a. Modelo en ETABS. 90
b. Derivas de entrepiso o distorsión de entrepiso. 91
c. Análisis de resultados. 91

CAPITULO V:
ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 Comparación de Desplazamientos. 92

a. Desplazamiento Debido al Sismo en “+X” y Viento. 92
b. Desplazamiento Debido al Sismo en “+Y” y Viento. 93

CAPITULO VI:
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

6.1 Diseño de losa maciza. 94

a. Características y propiedades. 94
b. Análisis estructural. 95
c. Diseño por flexión. 96
d. Diseño por corte. 98
e. Armado de losa maciza. 99

6.2 Diseño de vigas. 100

a. Análisis estructural. 100
b. Diseño por flexión. 101
c. Diseño por corte. 102
d. Longitud de desarrollo o anclaje. 103

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

6.3 Diseño de columna. 107

a. Análisis estructural. 107
b. Diseño con cuantía propuesta de 3.35%. 107
c. Efectos de esbeltez. 107
d. Diseño por flexo compresión uniaxial (con CSI -COL). 108
e. Diseño por corte. 113
f. Diseño final. 115

6.4 Diseño de cimentaciones. 116

6.4.1 Diseño de zapata aislada. 116

a. Características y propiedades. 116
b. Análisis estructural cargas de servicio. 116
c. Amplificación o mayoración de cargas. 116
d. Determinar el valor de la presión neta del suelo "q_n". 116
e. Estimar el tamaño o la dimensión de la superficie de contacto de la zapata con el suelo de soporte. 117
f. Chequeo de las excentricidades. 118
g. Chequeo de la presión de contacto, para modificar el área de contacto. 119
h. Calculo estructural de la zapata (presiones en 3d). 119
i. Chequeo a cortante del peralte efectivo por flexión (acción viga). 120
j. Chequeo a cortante del peralte efectivo por punzonamiento (acción losa). 122
k. Diseño para la transmisión de la fuerza en la base de la columna. 124
l. Diseño a flexión del refuerzo de la zapata. 124
m. Verificación de adherencia, controlando la longitud de desarrollo para barras corrugadas. 127

6.4.2 Diseño de platea de cimentación en concreto armado con CSI SAFE

a. Características y propiedades. 129
b. Características del terreno. 129
c. Modulo de balasto. 131
d. Modelamiento en CSI SAFE, importando platea de CSI ETABS. 141
e. Chequeo de presión del suelo (comparar con la capacidad portante neta del suelo). 144
f. Chequeo por punzamiento. 144
g. Diseño en concreto armado. 145
h. Detalle de armado de platea de cimentación. 148

CONCLUSIONES. 149
RECOMENDACIONES. 149
BIBLIOGRAFIA. 150

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura Nº 01: Edificio alto 01
Figura Nº 02: Ubicación del edificio alto 01
Figura Nº 03: Vista en planta del sótano 04
Figura Nº 04: Vista en planta del primer piso 04
Figura Nº 05: Vista en planta del quinto piso (típico). 05
Figura Nº 06: Vista del corte en elevación (edificio alto) 05
Figura Nº 07: Flujograma para el análisis estructural 07
Figura Nº 08: Brazo rígido 07
Figura Nº 09: Diafragma rígido 08
Figura Nº 10: Centro de masa 08
Figura Nº 11: Centro de rigidez 09
Figura Nº 12: Torsión. 09
Figura Nº 13: Excentricidad accidental 10
Figura Nº 14: Peso sísmico 10
Figura Nº 15: Cargas muertas y vivas 11
Figura Nº 16: Transferencia de cargas en una estructura 11
Figura Nº 17: Verificación de irregularidades en la edificación 12
Figura Nº 18: Irregularidad en altura 12
Figura Nº 19: Predimensionamiento de elementos estructurales 13
Figura Nº 20: Modelo estructural 3D en ETABS 16
Figura Nº 21: Distribución de la fuerza sísmica estática en altura. 22
Figura Nº 22: Vista 3D. Aplicación de la carga sísmica en con una excentricidad del 5%. 23
Figura Nº 23: Menu define – Static load cases de ETABS 24
Figura Nº 24: Casos de carga estática (Define static load case names) 24
Figura Nº 25: Coeficiente de corte basal (User coefficient) 24
Figura Nº 26: Desplazamientos laterales de entrepiso para análisis sísmico estático empotrado en la base 25
Figura Nº 27: Análisis modal (Modos de vibración) 26
Figura Nº 27.1: Esquema de Análisis modal, edificio alto. Asignación de masas por nivel 27
Figura Nº 28: Curva esfuerzo-deformación, coeficiente de balasto 29
Figura Nº 29: Ensayo de placa de carga 30
Figura Nº 30: Desplazamientos laterales de entrepisos para análisis sísmico estático con balasto vertical 32
Figura Nº 31: Esquema conceptual del análisis dinámico modal espectral 33
Figura Nº 32: Espectro de pseudo-aceleraciones 34
Figura Nº 33: Definición de la función sismo “C” en ETABS (espectro de pseudo-aceleraciones o espectro de respuesta 35
Figura Nº 33.1: Asignación de función sismo “C” según el caso de aplicación en “X” o “Y” 35
Figura Nº 34: Vista 3D del Análisis sísmico dinámico modal-espectral con base empotrada. 36

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

Figura Nº 35: Modelo zapata aislada con interacción suelo estructura (D.D.Barkan – O.A. Savinov) 39
Figura Nº 36: Modelo platea de cimentación interacción suelo estructura (D.D.Barkan – O.A. Savinov) 39
Figura Nº 37: Asignación de los coeficientes de rigideces equivalentes (D.D.Barkan – O.A. Savinov) en cinco grados de libertad del cimiento (ETABS)..... 41
Figura Nº 37.1: Visualización en ETABS de los resortes en la cimentación..... 41
Figura Nº 38: Modelo zapata aislada con interacción suelo estructura (norma rusa) 43
Figura Nº 39: Visualización en 3D del Análisis sísmico dinámico modal espectral con interacción suelo estructura modelo norma rusa. 45
Figura Nº 40: Asignación de rigideces equivalentes en ETABS, en los seis grados de libertad de la cimentación 45
Figura Nº 41: Visualización de los resortes en ETABS 46
Figura Nº 41.1: Visualización de los desplazamientos o distorsiones de entrepiso por análisis sísmico modal espectral con interacción suelo estructura modelo norma rusa 47
Figura Nº 42: Esquema conceptual del análisis sísmico dinámico modal tiempo-historia..... 47
Figura Nº 42.1: Sismógrafo o sismómetro. 48
Figura Nº 42.2: Sismograma..... 48
Figura Nº 42.3: Las ondas sísmicas 48
Figura Nº 43: Vista 3D de la asignación del sismo de lima 1974 49
Figura Nº 43.1: Definición de la función sismo “LIMA 1974” en ETABS (Sismograma) 50
Figura Nº 43.2: Asignación de la función sismo “LIMA 1974” 50
Figura Nº 43.3: Desplazamientos laterales y control de derivas con ETABS 51
Figura Nº 44: Sistemas innovadores para el control de la respuesta sísmica..... 52
Figura Nº 45: Sistemas de disipación de energía 52
Figura Nº 46: Componentes de un disipador fluido - viscoso..... 52
Figura Nº 47: Disipador en disposición CHEVRON (FEMA 274)..... 53
Figura Nº 48: Distribución de amortiguadores. 58
Figura Nº 49: Definición de propiedades del amortiguador fluido-viscoso (Dámper) en ETABS. 62
Figura Nº 49.1: Asignación de propiedades del amortiguador fluido-viscoso (Dámper) en ETABS a línea nula de apoyo. 63
Figura Nº 50: Tormenta de viento en la ciudad de Panamá..... 67
Figura Nº 51: Presión de vientos en edificios altos 67
Figura Nº 52: Mapa de Isotacas del Perú. 70
Figura Nº 53: Presiones de viento en el entrepiso del edificio alto 74
Figura Nº 54: Categorías de exposición de estructuras a viento (ASCE 7-10)..... 78
Figura Nº 55: Velocidad de viento regional en Arequipa, a 10m sobre el suelo..... 79
Figura Nº 56: Factor por topografía del terreno 80

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

Figura Nº 57: Comparación de modelos (ASCE7-10, NTC2008 y RNE2009) 86
Figura Nº 58: Definición de casos de carga de viento (ETABS, ASCE7-05) 87
Figura Nº 59: Viento en X (ETABS, ASCE7-05). 88
Figura Nº 60: Viento en Y (ETABS, ASCE7-05) 88
Figura Nº 61: Derivas de entrepiso (ASCE7-05). 89
Figura Nº 62: Viento en X (V=130km/h, ASCE7-05) 90
Figura Nº 63: Viento en Y (V=130km/h, ASCE7-05) 91
Figura Nº 64: Desplazamientos debido al sismo en “+X” y viento 92
Figura Nº 65: Desplazamientos debido al sismo en “+Y” y viento 93
Figura Nº 66: Planta sótano 03 94
Figura Nº 67: Dimensiones de losa a diseñar 94
Figura Nº 68: Diagrama de momentos de losa. 96
Figura Nº 69: Diseño por corte de losa maciza 98
Figura Nº 70: Armado de losa maciza 99
Figura Nº 71: Sección de viga 100
Figura Nº 72: Diagrama de envolvente de momentos de viga 101
Figura Nº 73: Área tributarias a viga, eje 6, sótano 03) 102
Figura Nº 74: Carga ultima que llega a viga eje 6 sótano 03) 102
Figura Nº 75: Reacciones en los apoyos, viga eje 6 sótano 03. 103
Figura Nº 76: Sismo por la derecha e izquierda para corte 104
Figura Nº 77: Envolvente de cortantes 104
Figura Nº 78: Cortante última de diseño 105
Figura Nº 79: Detalle de estribo 105
Figura Nº 80: Armado de viga, acero longitudinal y estribos 105
Figura Nº 81: Longitud de desarrollo o anclaje 106
Figura Nº 82: Ubicación de columna a diseñar, Eje 6-L, Nivel -11.70m 107
Figura Nº 83: Quick de diseño de columnas de CSI-COL 108
Figura Nº 84: Sección y acero de columna final CSI-COL. 111
Figura Nº 85: Diagramas de interacción 113
Figura Nº 86: Armado de columna, Eje 6-L, Nivel -11.70m 115
Figura Nº 87: Cargas de servicio que llega a la zapata 116
Figura Nº 88: Presión neta del suelo 117
Figura Nº 89: Pre-dimensionamiento de zapata 117
Figura Nº 90: Sección de zapata propuesta 118
Figura Nº 91: Chequeo de excentricidades en X 118
Figura Nº 92: Chequeo de excentricidades en Y 119
Figura Nº 93: Presiones en 3D 120
Figura Nº 94: Chequeo a cortante, acción viga 3D 120
Figura Nº 95: Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica 121
Figura Nº 96: Chequeo a cortante, acción losa 3D 122
Figura Nº 97: Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica 122
Figura Nº 98: Transmisión de fuerzas en la base de la zapata 124
Figura Nº 99: Diseño a flexión del refuerzo de la zapata 125
Figura Nº 100: Armado de zapata 126
Figura Nº 101: Longitud de desarrollo en tracción sin gancho 127
Figura Nº 102: Longitud de desarrollo en tracción con gancho 127
Figura Nº 103: Espectro de Pseudo-aceleraciones 130
Figura Nº 104: Importación de ETABS a SAFE 141

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

Figura Nº 105: Elementos importados 141
Figura Nº 106: Visualización en 3D importados de ETABS 141
Figura Nº 107: Asignación de propiedades a zapata 142
Figura Nº 108: Asignación de módulo de balasto 142
Figura Nº 109: Franjas de diseño de 1m de platea de cimentación. 143
Figura Nº 110: Combinaciones para diseño en concreto armado 143
Figura Nº 111: Chequeo de presión del suelo 144
Figura Nº 112: Chequeo por punzonamiento 144
Figura Nº 113: Diseño en concreto armado 145
Figura Nº 114: Vista en planta de los momentos flectores 145
Figura Nº 115: Diagrama de momentos en “X” en 3D 146
Figura Nº 116: Diagrama de momentos en “Y” en 3D). 147
Figura Nº 117: Detalle de armado de platea de cimentación 148

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

ÍNDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla Nº 01: Categoría de edificación 10
Tabla Nº 02: Predimensionamiento de columnas 14
Tabla Nº 03: Predimensionamiento de zapatas 15
Tabla Nº 04: Predimensionamiento de platea o losa de cimentación 16
Tabla Nº 05: Metrado de cargas manual 17
Tabla Nº 06: Resumen de metrados de carga manual 19
Tabla Nº 07: Metrado de cargas con ETABS 19
Tabla Nº 08: Verificación de irregularidad de la estructura 20
Tabla Nº 09: Distribución de la fuerza sísmica en altura 22
Tabla Nº 10: Desplazamiento lateral o de entrepiso (análisis estático empotrado) 25
Tabla Nº 11: Numero mínimo de modos según el número de pisos 26
Tabla Nº 12: Masas para análisis modal 28
Tabla Nº 13: Modos de vibración (ETABS) 28
Tabla Nº 13.1: Modulo de balasto UPC (Nelson Morrison) 30
Tabla Nº 14: Rigideces para análisis símico estático con balasto vertical 31
Tabla Nº 15: Desplazamientos laterales y control de derivas 32
Tabla Nº 16: Espectro de respuesta (amortiguación 5%) 34
Tabla Nº 17: Desplazamientos laterales de entrepiso 36
Tabla Nº 18: Coeficiente C_0 a través del tipo de suelo de fundación 38
Tabla Nº 19: Coeficientes de rigidez, para análisis sísmico dinámico modal-espectral con interacción suelo estructura modelo Barkan-Savinov 40
Tabla Nº 20: Desplazamientos laterales, para análisis sísmico dinámico modal-espectral con interacción suelo estructura modelo Barkan-Savinov 42
Tabla Nº 21: Tipos de fundación para interacción suelo estructura norma rusa 43
Tabla Nº 22: Rigideces para análisis sísmico dinámico modal-espectral con interacción suelo estructura modelo norma rusa 44
Tabla Nº 23: Desplazamientos laterales, para análisis sísmico dinámico modal-espectral con interacción suelo estructura modelo norma rusa 46
Tabla Nº 24: Registro de sismo de Lima 1974 49
Tabla Nº 25: Desplazamientos laterales, para análisis sísmico dinámico modal tiempo-historia (lineal) con interacción suelo estructura modelo norma rusa 51
Tabla Nº 26: Niveles de amenaza sísmica según la propuesta del SEAOC 53
Tabla Nº 27: Niveles de desempeño según la propuesta del SEAOC 54
Tabla Nº 27.1: Matriz de desempeño 55
Tabla Nº 28: Descripción de tipos estructurales HAZUS 55

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

Tabla Nº 29: Valores de deriva y daño sugerido por HAZUS para edificios de concreto 56
Tabla Nº 30: Amortiguamiento efectivo y viscoso requerido en la dirección “X” y “Y” 57
Tabla Nº 31: Propiedades del brazo del amortiguador 58
Tabla Nº 32: Valores del parámetro lambda a partir del coeficiente de velocidad alfa 59
Tabla Nº 33: Cálculo del coeficiente de amortiguamiento “C” para amortiguadores fluido-viscosos no lineales en “X” 60
Tabla Nº 34: Cálculo del coeficiente de amortiguamiento “C” para amortiguadores fluido-viscosos no lineales en “Y” 61
Tabla Nº 35: Desplazamientos laterales de entrepiso, para el análisis símico dinámico no lineal tiempo historia con interacción suelo estructura (norma rusa) 63
Tabla Nº 36: Norma mexicana, formas topográficas locales y rugosidad del terreno para el factor topográfico de viento 65
Tabla Nº 37: Norma mexicana, factor de altura de gradiente y exponente de variación de velocidad de viento 66
Tabla Nº 38: Temperatura promedio para Arequipa (SENAMHI) 66
Tabla Nº 39: Norma mexicana, coeficientes C_p para construcciones cerradas” 68
Tabla Nº 40: Norma mexicana, ábaco para obtención de factor de excitación de fondo “B” 69
Tabla Nº 41: Norma mexicana, parámetro R, a y n según la condición de exposición 69
Tabla Nº 42: Norma mexicana, método estático por viento 71
Tabla Nº 43: Análisis dinámico por viento (norma mexicana) con interacción suelo estructura (norma rusa) 72
Tabla Nº 44: Norma peruana, factores de forma “C” 73
Tabla Nº 45: Análisis dinámico por viento (norma peruana) con interacción suelo estructura (norma rusa) 74
Tabla Nº 46: Norma asce7-10, categorías de ocupación 75
Tabla Nº 47: Norma asce7-10, categorías de exposición 75
Tabla Nº 48: Norma asce7-10, constantes de exposición de terreno 77
Tabla Nº 49: Norma asce7-10, parámetros para la aceleración sobre colinas, cerros y acantilados 78
Tabla Nº 50: Norma asce7-10, factor de dirección de viento 78
Tabla Nº 51: Norma asce7-10, constantes de exposición de terreno 79
Tabla Nº 52: Norma asce7-10, coeficientes de presión externa Cp 80
Tabla Nº 53: Norma asce7-10, coeficientes de presión interna para edificios GCpi 80
Tabla Nº 54: Análisis dinámico por viento (norma ASCE7-10 chapter 26,27) con interacción suelo estructura (Norma Rusa) 82
Tabla Nº 55: Análisis de resultados de la distribución de fuerzas en los tres modelos anteriores 83
Tabla Nº 56: Derivas de entrepiso (usando ETABS), ASCE7-05 (V=85 Km/h, Arequipa) 86
Tabla Nº 57: Derivas de entrepiso (usando ETABS), ASCE7-05 (V=130 Km/h, Sur de Perú) 88
Tabla Nº 58: Desplazamientos debido al sismo en “+X” y viento 89

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla Nº 59: Desplazamientos debido al sismo en “+Y” y viento..... 90
Tabla Nº 60: Ratio de modulo de corte efectivo..... 123

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

CAPITULO I
GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

La presente tesis corresponde a una investigación aplicada y exploratoria de laboratorio la cual abordará el análisis sísmico de la estructura desde una perspectiva académica, se enfocará en la **Torre 01** el cual cuenta con 23 niveles (20 niveles superiores, 03 sótanos), se experimenta 05 cambios de forma de la planta a medida que se incrementa la altura del edificio.

Estudios recientes (2008-2009) de diseño comparativo muestran que los edificios de acero aún siguen siendo más caros que los de concreto armado. Por otro lado, en el país aún no se cuenta con la práctica fluida de construcciones en acero como para garantizar plazos y calidad de la construcción a costos razonables.
Por las razones indicadas la estructura del edificio se plantea en Concreto Armado, con una resistencia característica que se puede garantizar.



Figura Nº 01:Edificio alto

Datos Del Proyecto

Ubicación

Departamento:	Arequipa.
Provincia:	Arequipa.
Distrito:	Cerro Colorado.
Avenida:	Metropolitana s/n.



Figura Nº 02: Ubicación del edificio alto

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El Proyecto Comprende:

- Sótanos, Consta de dos niveles subterráneos para estacionamiento de hasta 600 vehículos.
- Planta Baja, Comercio, restaurantes, casino, cafés, supermercado, oficina de administración.
- Primer Nivel, Entidades financieras y de seguros, tiendas vitrina, hotel 5*, comercio, tiendas café.
- Segundo Nivel, Comercio, centro de estudios de postgrado, consultorios médicos.
- Tercer Nivel, Oficinas premiun con terraza, empresariales, profesionales, consultorios médicos, restaurante.
- Cuarto Nivel, Oficinas empresariales y corporativas, consultorios médicos.
- Quinto Nivel, Oficinas premiun con terraza, empresariales, consultorios médicos, club empresarial, gimnasio, spa, amplias terrazas.
- Sexto al Décimo Noveno Nivel, Oficinas empresariales y corporativas, hotel 5*.
- Torre 1 - 20 niveles, Bancos, financieras y seguros, restaurante, club empresarial, centro de postgrado, comercio, tiendas vitrina, casino, restaurant, agencias financieras. Del tercero al veinteavo oficinas profesionales, empresariales y corporativas de 40 a 530 metros cuadrados.

1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO.

1.2.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El crecimiento descontrolado y acelerado del sector construcción (ambientes de uso humano), a obligado a ver a las edificaciones en altura por la escasez de espacio y es en tal causa que se plantea edificios altos como solución a diferentes necesidades (vivienda, oficinas, comercio, hotel y estacionamiento. etc). Y es en esta necesidad que si bien se plantea edificios altos estos deben de ser lo suficientemente seguros frente a eventos sísmicos importantes, y es necesario aplicar los conocimientos y tecnología antisísmica adecuada para que cumpla tal fin, tarea que el técnico en estructuras a través de sus cálculos y análisis tendrá que garantizar. Y es este trabajo de investigación el cual nos permitirá identificar el modelo sísmico mas adecuado que nos de el comportamiento estructural mas aproximado a la realidad.

1.2.2 OBJETIVO PRINCIPAL.

El presente trabajo tiene por objeto el análisis sísmico estructural de un edificio alto, utilizando las diferentes metodologías, para su posterior comparación y elección del modelo mas adecuado.

1.2.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Identificar las derivas de entrepiso o distorsiones de cada modelo.
- Determinar el modelo sísmico estructural más adecuado de siete modelos, y el uso de amortiguadores en la disipación de energía.
- Determinar el modelo de análisis por viento y la norma que exija más a la estructura (cuatro normas a evaluar).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.3 JUSTIFICACIÓN.

Contribuir con el uso de metodologías para el modelamiento sísmico de estructuras, técnicamente aceptable y acorde con la importancia de la misma, promoviendo una mejor respuesta antisísmica de la estructura, teniendo como razón de uso que el usuario no se vea afectado en su integridad física.

1.4 HIPÓTESIS.

Sera cierto que los modelo sísmicos dan diferentes respuestas, y el uso de análisis sísmico dinámico (Modal, espectral y tiempo-historia) con interacción suelo-estructura, nos dan un modelo estructural con una respuesta sísmica muy aproximada a la realidad, y éste a su vez podrá ayudar a los técnicos a definir la mejor estructuración y reforzamiento de la estructura.

1.5 LIMITACIONES.

- **Alcance.-** El presente proyecto de tesis es académico, tiene como entregables, el análisis sísmico estructural
- **Costo.-** Al ser un proyecto académico, el costo (recursos, materiales y equipos) de la elaboración del presente documento, son asumido por el titulando.
- **Tiempo.-** El documento final estará sujeto a paquetes de actividades (entregables) las cuales están inmersas en un cronograma de actividades secuenciales con una duración estimada.
- **Calidad.-** Estará garantizada al proyectarse una estructura estable con características sismo-resistentes que cumplan las normas vigentes E-030 y E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.6 NORMAS Y REGLAMENTOS.

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación:

-Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):
-NTE E.020 “Cargas”
-NTE E.060 “Concreto Armado”
-NTE E.030 “Diseno Sismorresistente”
-NTE E.050 “Suelos y Cimentaciones”
- A.C.I. 318 – 2011(American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete
- NTC “VIENTO”, Norma Técnica Complementaria (México), Estado de Quitana Roo 2008
- ASCE/SEI 7-10 “Minimun Design loads for buildigns and other structures”, (Chapter 26-27 wind Loads), EEUU 2010.

Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.7 ESTRUCTURACIÓN.

La estructura del edificio se plantea en Concreto Armado, con una resistencia característica.

Los techos se plantean como losas macizas de concreto que descansan sobre pórticos y muros de concreto armado.

El sistema sismorresistente se plantea en base al trabajo conjunto de pórticos, núcleos de escaleras y ascensores. Dadas las características arquitectónicas del proyecto, el tipo de suelo y la sismicidad de la zona, se hace necesario incluir muros de corte en proporción importante.

El suelo de cimentación tiene una capacidad portante estimada preliminarmente en 3.0 kg/cm2. Por esta razón los edificios altos se podrán cimentar sobre plateas de fundación (losas de cimentación) y zapatas aisladas.

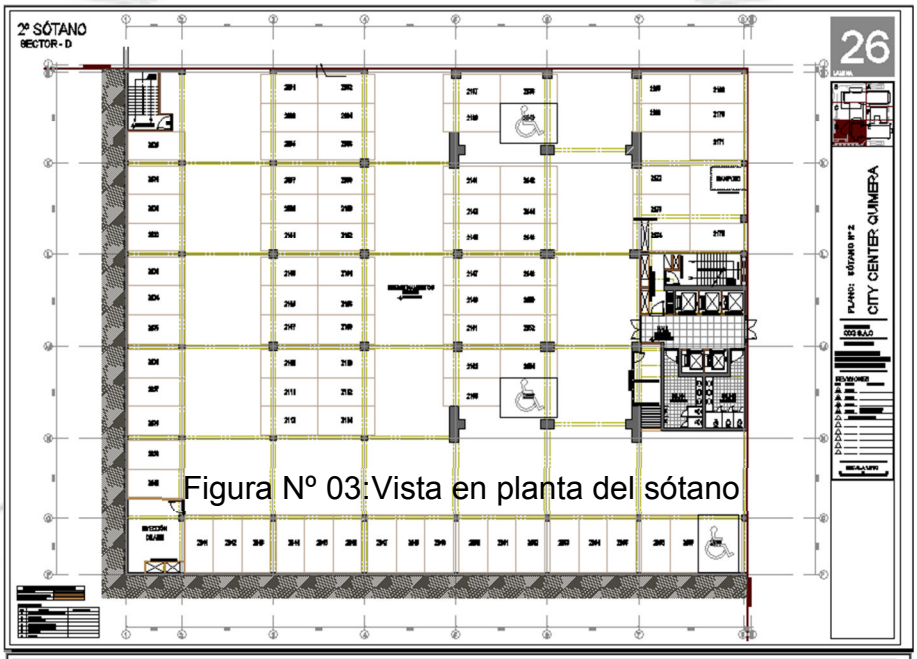


Figura Nº 03:Vista en planta del sótano

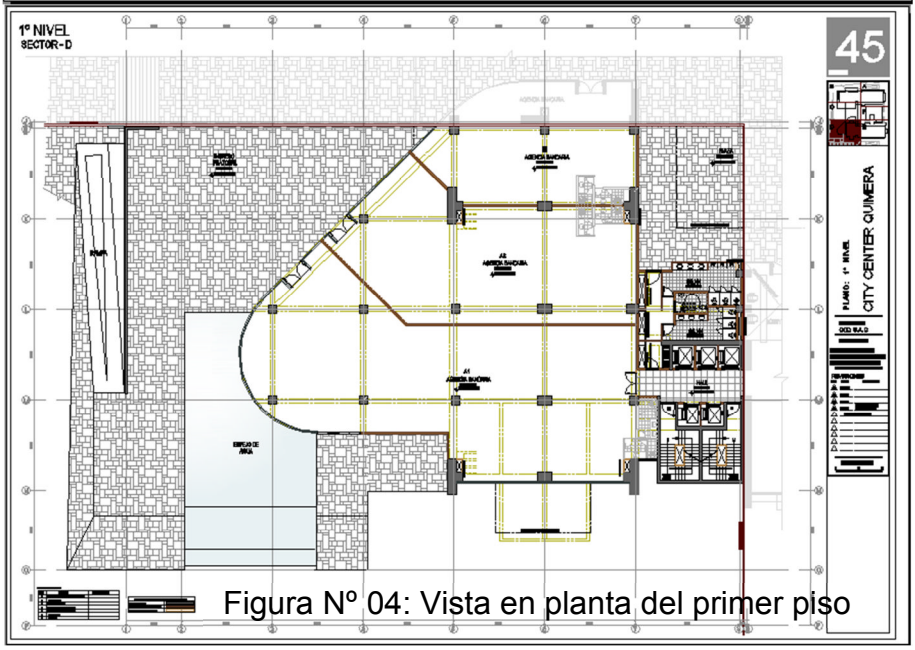


Figura Nº 04: Vista en planta del primer piso

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

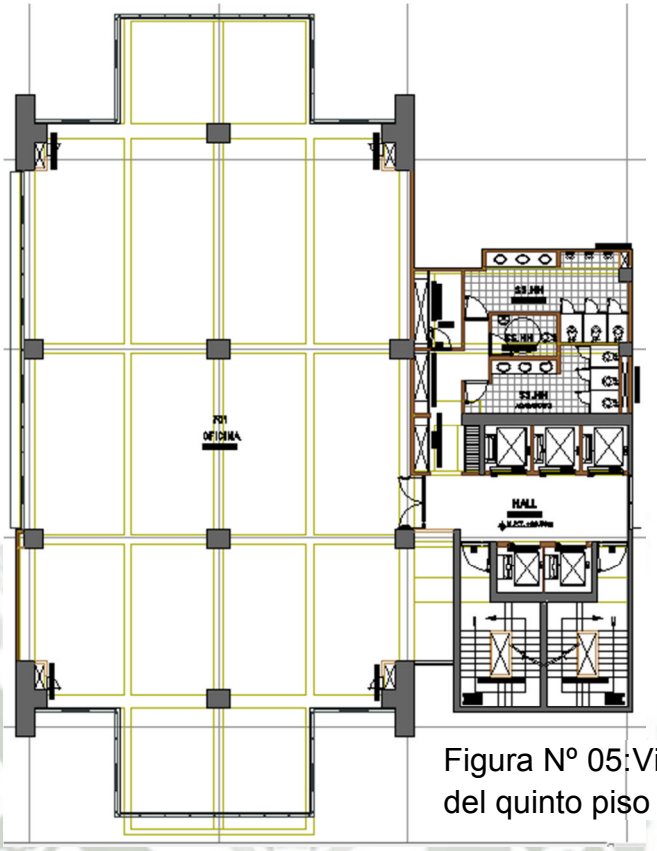


Figura Nº 05:Vista en planta del quinto piso (típico).

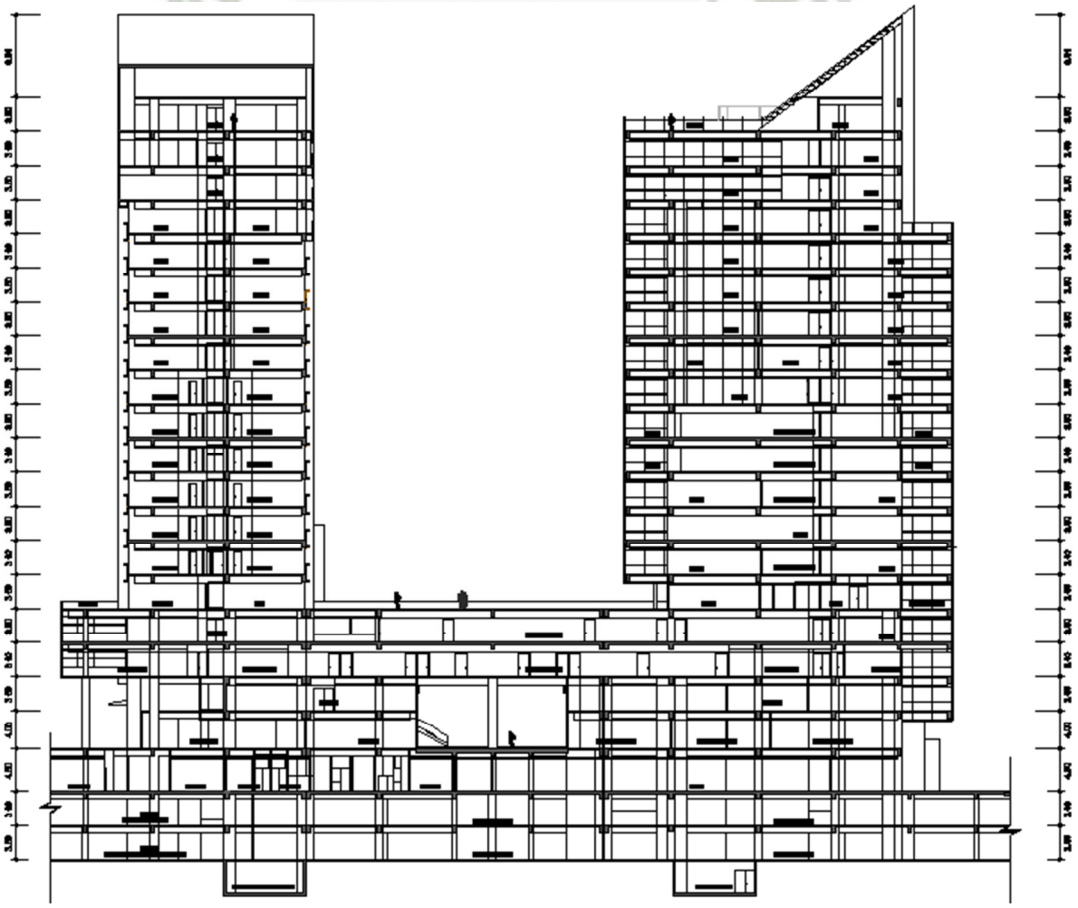


Figura Nº 06: Vista del corte en elevación (edificio alto)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.8 ESPECIFICACIONES Y MATERIALES EMPLEADOS

Concreto:

-Resistencia (f´c)= 280 Kg/cm2 (todos los elementos)
-Módulo de Elasticidad (E)= 250998.008 Kg/cm2
-Módulo de Poisson (*u*)= 0.20
-Peso Específico (γ_c)= 2400 Kg/m3 (concreto armado).

Acero Corrugado (ASTM A605):

-Resistencia a la fluencia (fy)= 4200 Kg/cm2 (Grado60)= 42000 T/cm2
-Modulo de Elasticidad (E)= 2100000 Kg/cm2

Recubrimientos Mínimos (R):

-Cimientos, zapatas, vigas de cimentación 7.50 cm.
-Platea de cimentación: Inferior=7.50 cm, Superior=4.00 cm.
-Columnas = 4.00 cm.
-Muros (Cisternas, Tanques)= 4.00 cm.
-Vigas Peraltadas: Lateral = 6.00 cm, Superior = 4.00 cm.
-Losas macizas, Escaleras 2.50 cm.

1.9 CARGAS UNITARIAS (SEGÚN NORMA E-030)

Sobrecarga:

- Tiendas : 0.50 Tn/m2
- Corredores y escaleras : 0.50 Tn/m2
- Azotea : 0.25 Tn/m2
- Acabados : 0.10 Tn/m2
- Tabiquería móvil : 0.10 Tn/m2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO II
CONFIGURACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

2.1 FLUJOGRAMA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

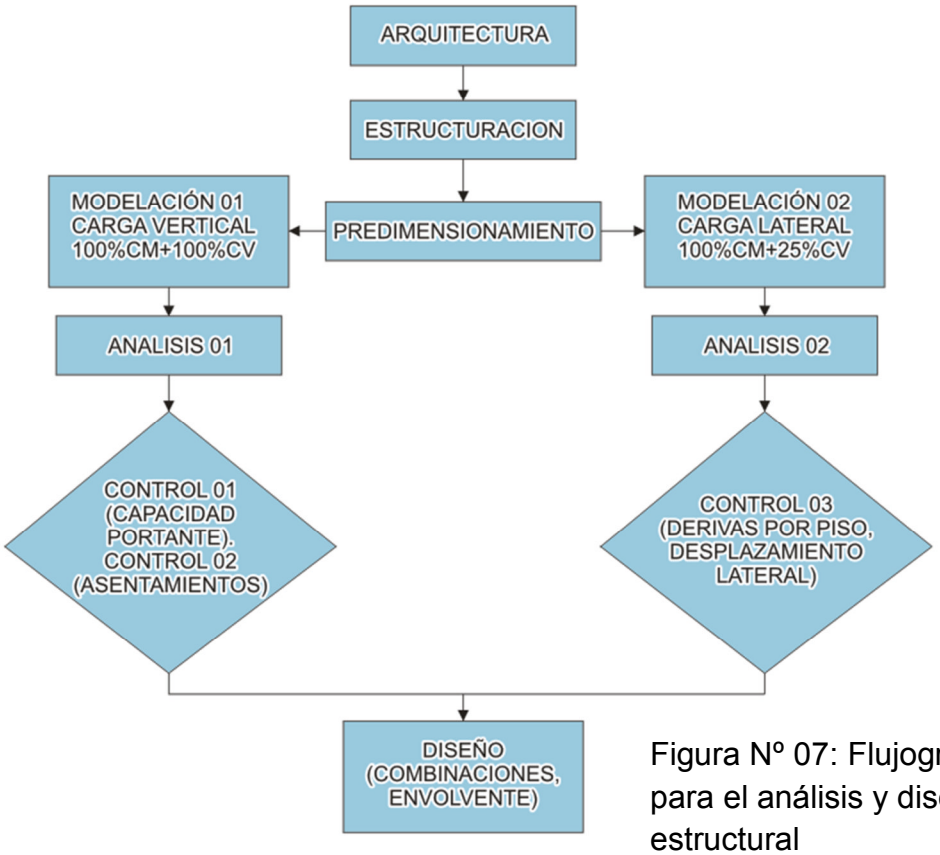


Figura Nº 07: Flujograma para el análisis y diseño estructural

2.2 CRITERIOS DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL.

a. BRAZO RÍGIDO.- los brazos rígidos son los segmentos de viga y columnas que están embebidas dentro del nudo de unión de dichos elementos. Esta longitud normalmente no se tiene en cuenta en el modelamiento, puesto que los elementos se idealizan por medio de los ejes neutros de los mismos. La longitud del brazo rígido es la longitud en la que se produce el traslape de las secciones con otros objetos en el extremo del objeto unidimensional.

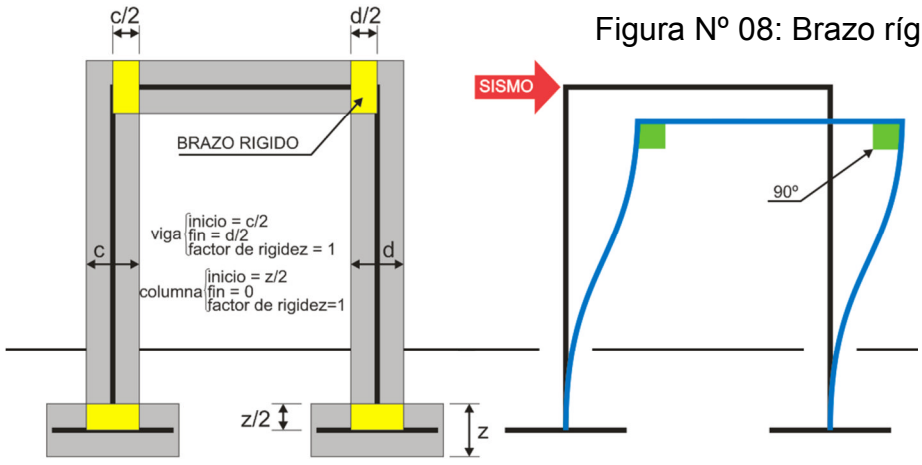


Figura Nº 08: Brazo rígido

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

b. DIAFRAGMA RÍGIDO.- Es un elemento losa que se va ha comportar como una estructura rígida que no experimentara deformación. todas las partículas o puntos de la losa se moverán simultáneamente con el centro de masa.

Losa es un elemento de geometría tridimensional que recibe las cargas en un plano bidimensional, pero cuyas deformaciones ocurren en el eje de menor dimensión que es la dirección de las cargas. O sea que está cargada en el plano de menor inercia. La palabra losa la podemos asociar con cargas estáticas.

La losa tiene mayor rigidez con respecto a los ejes de las dimensiones grandes y, viceversa, tiene menor rigidez con respecto al eje de deformación que es el de dimensión menor.

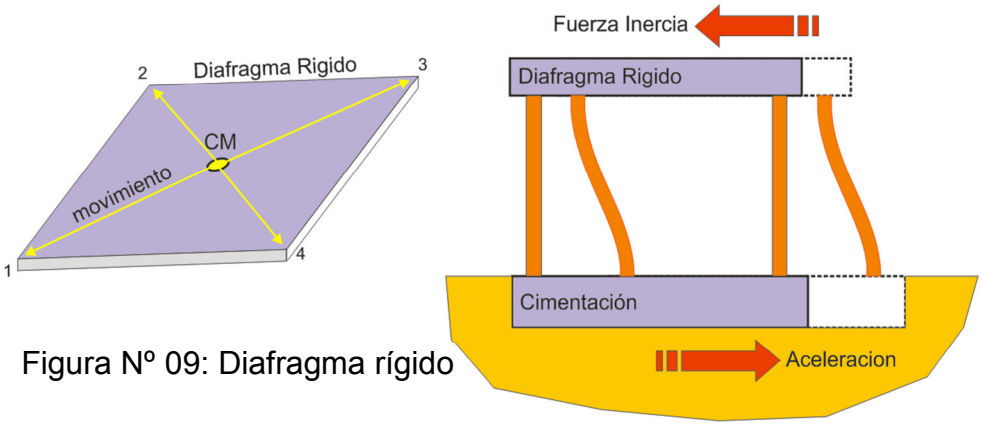
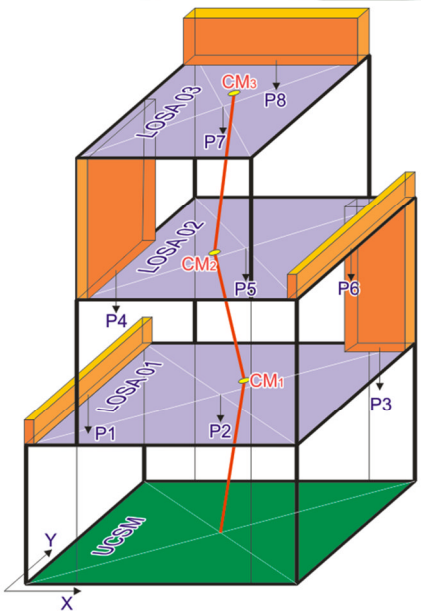


Figura Nº 09: Diafragma rígido

Un diafragma rígido es el que se considera que solo se desplaza en dos direcciones que son las de sus dimensiones grandes en el caso de diafragmas horizontales y tiene una rotación sobre la otra dirección. Cuando el diafragma es vertical, como los muros, igualmente tiene dos desplazamientos pero uno de ellos es en el eje de la dimensión menor. La rotación ocurre sobre uno de los ejes de la dimensión mayor. Las cargas están en la dirección de una de las dos inercias mayores

c. CENTRO DE MASA.- Para calcular el centro de masas "C.M." solo es necesario multiplicar el peso de cada elemento, por su distancia al eje dividiéndolo después por la sumatoria total de los pesos.



$$X_{CM_i} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i} \qquad Y_{CM_i} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i}$$

Pi= Peso de los elementos de corte.
Xi, Yi= Coordenadas del cetroide de cada elemento de corte.

Figura Nº 10: Centro de masa

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

d. CENTRO DE RIGIDEZ.- Es un punto teórico en la planta del edificio donde aplicada una fuerza cortante solo se produce traslación. El centro de rigidez "C.R." y el centro de masas "C.M.", lo ideal es que coincidan pero nunca coinciden porque las cargas distribuidas nunca son iguales.

$$X_{CR_i} = \frac{\sum K_{yi} \cdot X_i}{\sum K_{yi}} \qquad Y_{CR_i} = \frac{\sum K_{xi} \cdot Y_i}{\sum K_{Xi}}$$

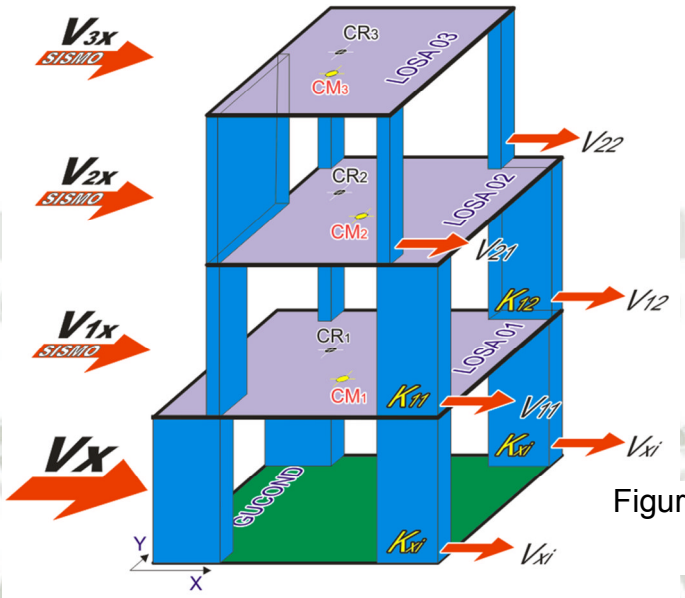


Figura Nº 11: Centro de rigidez

El centro de rigidez "C.R." se supone que es un punto teórico y alrededor de este se produce una torsión.
Generalmente la rigidez se confunde con resistencia, pero son dos conceptos diferentes, en tanto la **resistencia** es la capacidad de carga que puede soportar un elemento estructural antes de colapsar, la **rigidez** mide la capacidad que un elemento estructural tiene para oponerse a ser deformado.

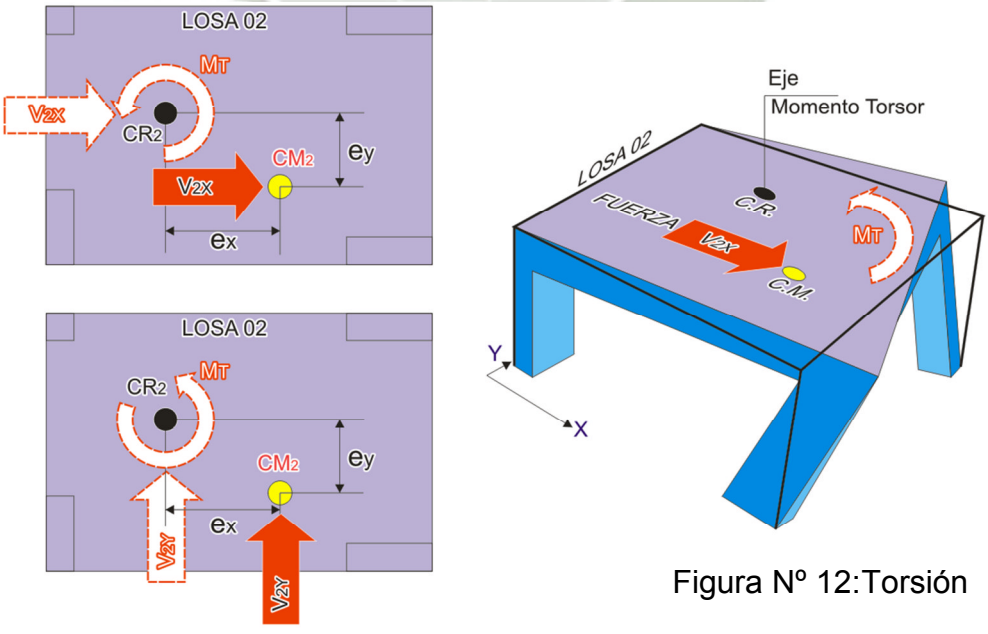
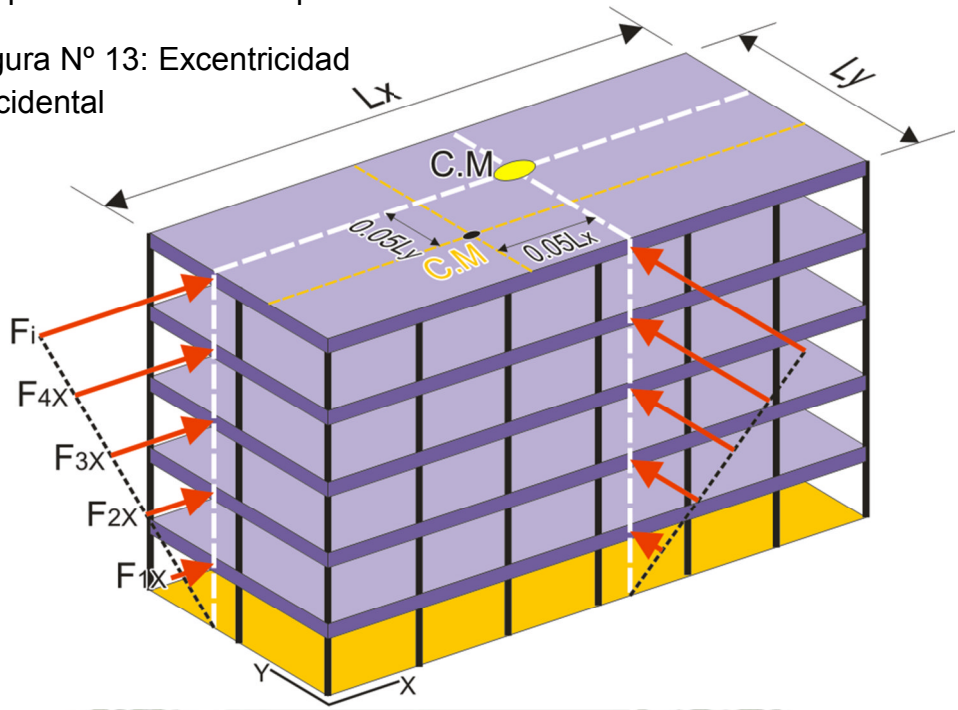


Figura Nº 12:Torsión

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

e. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL.- La fuerza en cada nivel (Fi) actúa en le centro de masas "C.M." del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales en cada nivel (ei), se considera como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas.

Figura Nº 13: Excentricidad accidental



f. PESO SÍSMICO.- Es la suma de la **carga muerta** de la estructura "Dead=**CM**" mas un porcentaje de la **carga viva** "Live=**CV**", la cual se utiliza para calcular la fuerza cortante basal.

$$P_{SISMICO} = P_{CM} + \% \cdot P_{CV}$$

RNE (Norma E.030, artículo 16.3)

Categoría De Edificación	Porcentaje De Carga Viva
A, B	50%
C (Ed. Comunes)	**25%**
Deposito	80%
Azotea, techo.	25%
Tanques, silos	100%

Tabla Nº 01: Categoría de edificación

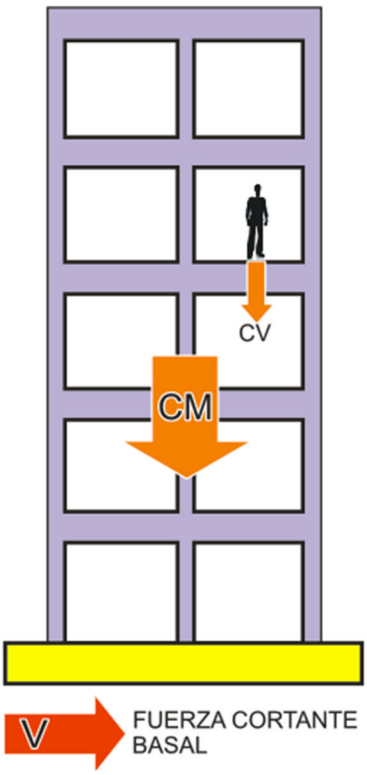


Figura Nº 14:Peso sísmico

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Figura Nº 15:Cargas muertas y vivas

g. TRANSFERENCIA DE CARGAS EN UNA ESTRUCTURA.- como se muestra en la figura siguiente, la transferencia de cargas por gravedad desarrollan un camino (camino de las fuerzas). Las losas distribuyen su peso a las vigas según su zona de influencia (Área tributaria), y esta viga a su vez comparte la carga dividida en las columnas, las cuales las hacen llegar a la cimentación (zapata) y al final estas cargas llegan al terreno, el mismo que le dará a través de la reacción la condición estática.

$$CARGA\ MUERTA = CM = P_{CM} = P_D = D = DEAD$$
$$CARGA\ VIVA = CV = P_{CV} = P_L = L = LIVE$$

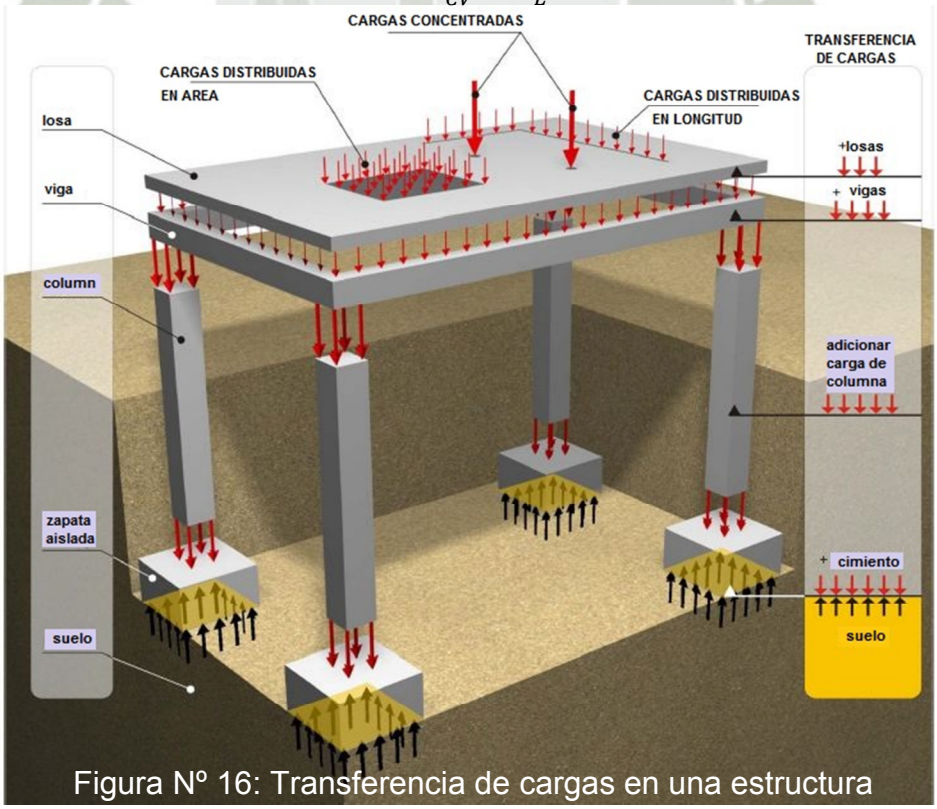


Figura Nº 16: Transferencia de cargas en una estructura

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

h. VERIFICAR IRREGULARIDADES DE LAS EDIFICACIONES.-

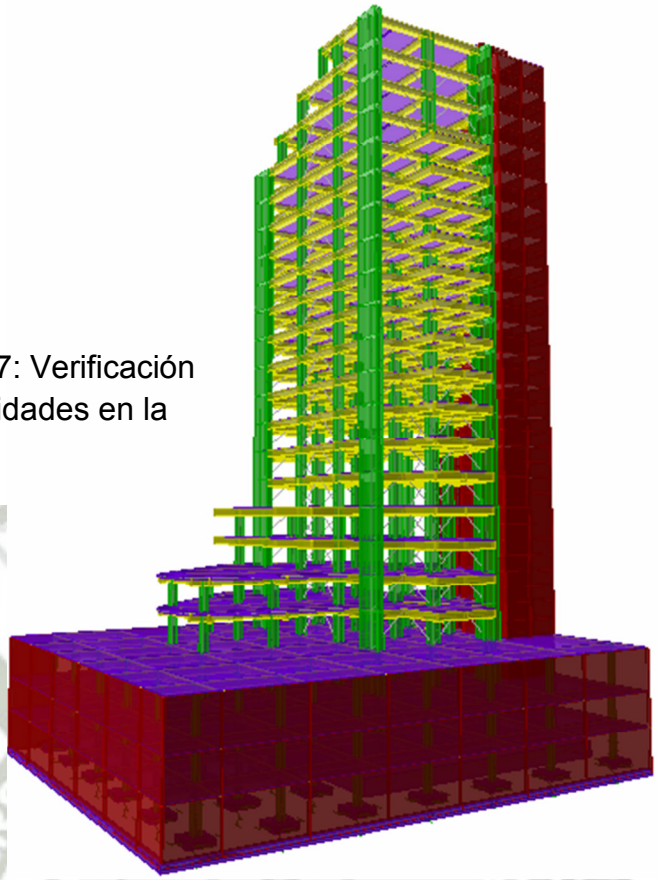


Figura Nº 17: Verificación de irregularidades en la edificación

Elevación (4casos): - piso blando.
- Piso blando.
- Masa mayor al 50% de los pisos adyacentes.
- Irregularidad geometría mayor al 30% del pisos adyacente
- Discontinuidad de los elementos verticales.

Planta (3 casos).
- Irregularidad torsional.
- Esquinas entrantes.
- Discontinuidad de diafragmas.

¿Para qué se calcula?

Para saber que tipo de análisis hacer, ya que se castiga más que cuando es regular (R= Factor de reducción sísmica).

$$R_{IRREGULAR} = \frac{3}{4} \cdot R_{REGULAR}$$

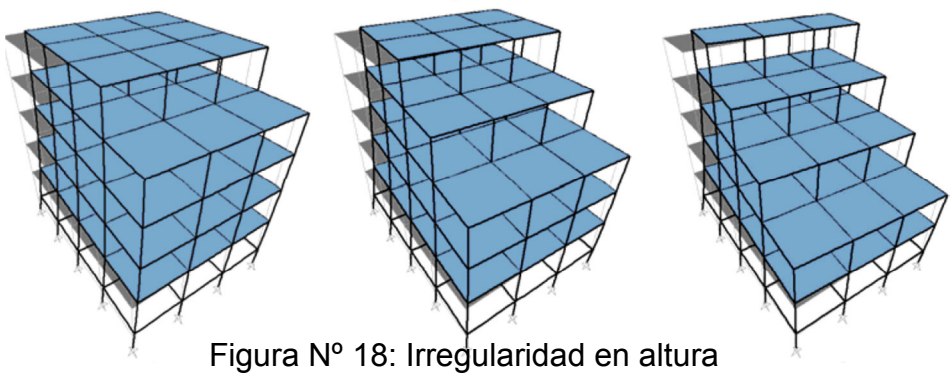


Figura Nº 18: Irregularidad en altura

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

2.3 PRE-DIMENSIONAMIENTO.

a. LOSA MACIZA

Propuesta 01

$$h \geq \frac{Perimetro}{180}$$

h= Altura de losa maciza.
L= Luz Libre entre ejes : 8.00m
Perímetro : 8.00 x 4 =32m
h= Perímetro/180 : 0.177m

Propuesta 02

$$h \geq \frac{L}{40}$$

h= Altura de losa maciza.
L= Luz Libre entre ejes : 8.00m
h=L/40 : 0.20m
→ Tomaremos **h = 0.20m**

b. VIGAS

$$h \geq \left(\frac{1}{10}; \frac{1}{14}\right) \cdot L$$

h= Peralte de viga.
L= Luz Libre entre ejes : 8.00m
h= L/12 : 0.666m
→ Tomaremos **h = 0.70m**

$$b \geq (0.3; 0.5) \cdot h$$

b= Base de la viga.
L= Luz Libre entre ejes : 8.00m
b= h/2 : 0.35m
→ Tomaremos **b = 0.35m**

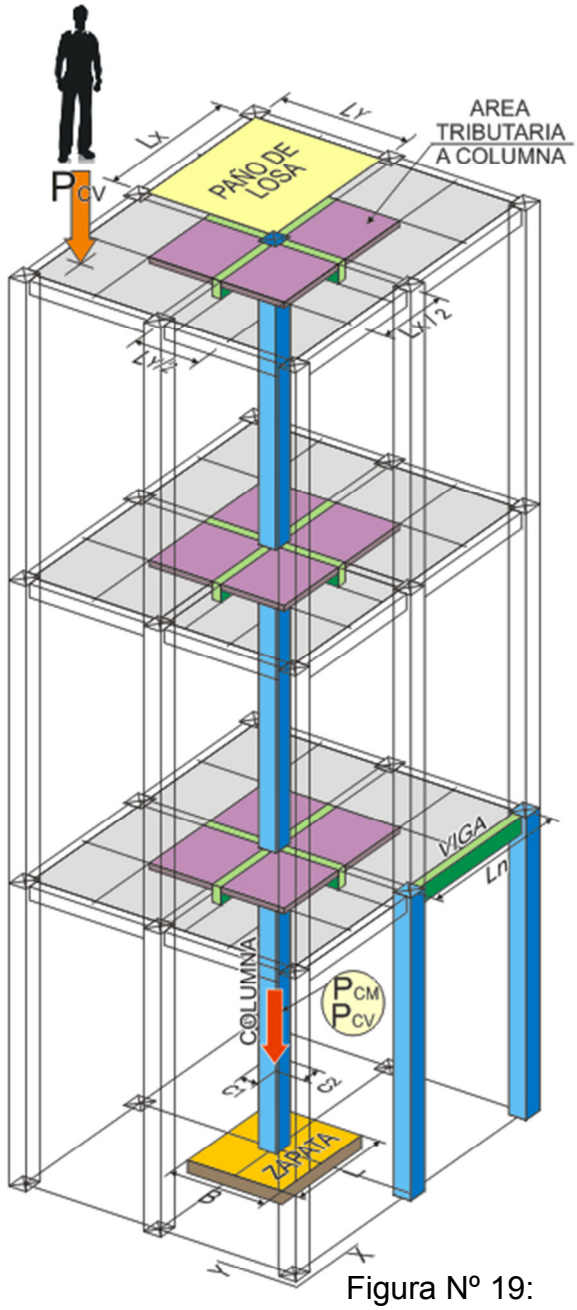


Figura Nº 19: Predimensionamiento de elementos estructurales

c. COLUMNAS

Columna centrada o excéntrica

$$A_{COL} \geq \frac{P_U}{0.45 \cdot F'c} \qquad A_{COL} \geq \frac{P_U}{0.35 \cdot F'c}$$

Columna en esquina
ACOL= Área de sección de columna.
PU= 1.4PCM+1.7PCV = Carga última de la estructura.
F´c= Esfuerzo a la compresión del concreto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA CENTRADA SOTANO 03, Nivel -11.70m, (3 NIVELES). P1

		APORTE	L (m)	b (m)	h (m)	Nro. VECES	CARGA	Nro. NIVELES	Pn (Kg)	Pu (Kg)	F´c (Kg/cm2)
CM	140%	Losas	3.875	3.80	0.20	4	2400	3	84816		
		Viga Prin.	3.875	0.40	0.70	2	2400	3	15624		
		Viga Sec.	3.800	0.25	0.70	2	2400	3	9576	171942.40	
		Piso Terminado	8.000	8.00			100	3	6400		210
		Tabiques Drywall	8.000	8.00			100	3	6400		
CV	170%	Estacionamiento	8.000	8.000			250	3	16000	27200.00	
									TOTAL	199142.40	

$$Ac = b*d = \frac{Pu}{0.45*F'c}, \ldots\ldots\ldots para(b=d)$$

b x d = 2107.33 b = 46 cm d = 46 cm
USAREMOS c1 = 0.5 m c2 = 0.5 m

PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA CENTRADA SOTANO 03, Nivel -11.70m, (5 NIVELES). P4

		APORTE	L (m)	b (m)	h (m)	Nro. VECES	CARGA	Nro. NIVELES	Pn (Kg)	Pu (Kg)	F´c (Kg/cm2)
CM	140%	Losas	3.875	3.80	0.20	4	2400	5	141360		
		Viga Prin.	3.875	0.60	0.80	2	2400	5	44640		
		Viga Sec.	3.800	0.40	0.80	2	2400	5	29184	319177.60	
		Piso Terminado	8.000	8.00			100	5	6400		210
		Tabiques Drywall	8.000	8.00			100	5	6400		
CV	170%	Comercio	8.000	8.000			500	5	32000	54400.00	
									TOTAL	373577.60	

$$Ac = b*d = \frac{Pu}{0.45*F'c}, \ldots\ldots\ldots para(b=d)$$

b x d = 3953.20 b = 63 cm d = 63 cm
USAREMOS c1 = 0.7 m c2 = 0.7 m

PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA CENTRADA SOTANO 03, Nivel -11.70m, (7 NIVELES). P4

		APORTE	L (m)	b (m)	h (m)	Nro. VECES	CARGA	Nro. NIVELES	Pn (Kg)	Pu (Kg)	F´c (Kg/cm2)
CM	140%	Losas	3.875	3.80	0.20	4	2400	7	197904		
		Viga Prin.	3.875	0.60	0.80	2	2400	7	62496		
		Viga Sec.	3.800	0.40	0.80	2	2400	7	40857.6	439680.64	
		Piso Terminado	8.000	8.00			100	7	6400		210
		Tabiques Drywall	8.000	8.00			100	7	6400		
CV	170%	Sala de Reuniones	8.000	8.00			500	7	32000	54400.00	
									TOTAL	494080.64	

$$Ac = b*d = \frac{Pu}{0.45*F'c}, \ldots\ldots\ldots para(b=d)$$

b x d = 5228.37 b = 72 cm d = 72 cm
USAREMOS c1 = 0.7 m c2 = 0.7 m

PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA CENTRADA SOTANO 03, Nivel -11.70m, (22 NIVELES). P7

		APORTE	L (m)	b (m)	h (m)	Nro. VECES	CARGA	Nro. NIVELES	Pn (Kg)	Pu (Kg)	F´c (Kg/cm2)
CM	140%	Losas	3.875	3.80	0.20	4	2400	22	621984		
		Viga Prin.	3.875	0.60	0.80	2	2400	22	196416		
		Viga Sec.	3.800	0.40	0.80	2	2400	22	128410	1343453.44	
		Piso Terminado	8.000	8.00			100	22	6400		210
		Tabiques Drywall	8.000	8.00			100	22	6400		
CV	170%	Sala de Reuniones	8.000	8.00			500	22	32000	54400.00	
									TOTAL	1397853.44	

$$Ac = b*d = \frac{Pu}{0.45*F'c}, \ldots\ldots\ldots para(b=d)$$

b x d = 14792.10 b = 122 cm d = 122 cm
USAREMOS c1 = 1.20 m c2 = 1.20 m

Tabla Nº 02: Predimensionamiento de columnas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

d. ZAPATAS

Propuesta 01

$$\frac{P_{servicio}}{K \cdot A_z} \leq q_{adm} \qquad A_z = \frac{P_{servicio}}{K \cdot q_{adm}}$$

$$P_{servicio} = \left(1000\ @1500_{kg/cm^2}\right) \cdot A_{trib} \cdot N_{pisos}$$

Común	= 1000 kg/m2	K= 0.9 Suelo rígido.
Importante	= 1250 kg/m2	K= 0.8 Suelo intermedio
Esencial	= 1500 kg/m2	K= 0.7 Suelo flexible.

Propuesta 02

$$A_z = \frac{f \cdot (P_{CM} + P_{CV})}{q_{adm}}$$

Az= Área de sección de zapata de cimentación.
f= 1.05 @ 1.10, factor que indica que se tomara de 5% a 10% del peso de la carga de servicio "P=Pcm+Pcv" como peso de la zapata, ésto debido a su desconocimiento geométrico (tomaremos 8%).
q_{adm}= Capacidad portante admisible del suelo.
P_P= Peso propio de la zapata.

Tabla Nº 03: Predimensionamiento de zapatas

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Az= (a + 2·m)(b+2·m) L = a + 2·m B = b + 2·m

					Peso Zap.	PesoTotal			SECCION COLUMNA			PREDIMENSION SECCION ZAPATA		SECCION DE ZAPATAS A USAR			
Story	ZAP	COL	CARGAS Load	FZ	P=Po+Pl (Tn)	Pp=8%*P (Tn)	Pt=P+Pp (Tn)	qadm tn/m2	Az m2	c1	c2	m	L	B	hz (cm)	L (m)	B (m)	AREA (m2)
BASE	Z1	C1	DEAD	127.44	211.25	16.900	228.150	30	7.605	0.50	0.50	1.10	2.70	2.70	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	83.81														
BASE	Z2	C2	DEAD	114.44	188.1	15.048	203.148	30	6.772	0.50	0.50	1.00	2.50	2.50	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	73.66														
BASE	Z3	C3	DEAD	117.52	193.64	15.491	209.131	30	6.971	0.50	0.50	1.00	2.50	2.50	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	76.12														
BASE	Z4	C4	DEAD	123.21	202.66	16.213	218.873	30	7.296	0.50	0.50	1.10	2.70	2.70	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	79.45														
BASE	Z5	C5	DEAD	131.24	215.48	17.238	232.718	30	7.757	0.50	0.50	1.10	2.70	2.70	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	84.24														
BASE	Z6	C6	DEAD	137.63	228.27	18.262	246.532	30	8.218	0.50	0.50	1.10	2.70	2.70	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	90.64														
BASE	Z7	C7	DEAD	72.43	117.53	9.402	126.932	30	4.231	0.50	0.50	0.80	2.10	2.10	60.00	2.50	1.90	4.75
			LIVE	45.1														
BASE	Z8	C8	DEAD	167.4	281.24	22.499	303.739	30	10.125	0.50	0.50	1.30	3.10	3.10	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	113.84														
BASE	Z9	C9	DEAD	140.87	233.79	18.703	252.493	30	8.416	0.50	0.50	1.20	2.90	2.90	60.00	2.90	2.90	8.41
			LIVE	92.92														
BASE	Z10	C10	DEAD	149.86	248.89	19.911	268.801	30	8.960	0.50	0.50	1.20	2.90	2.90	60.00	2.90	2.90	8.41
			LIVE	99.03														
BASE	Z17	C17	DEAD	163.26	273.98	21.918	295.898	30	9.863	0.50	0.50	1.30	3.10	3.10	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	110.72														
BASE	Z18	C18	DEAD	212.58	340.29	27.223	367.513	30	12.250	0.70	0.70	1.40	3.50	3.50	60.00	3.70	3.70	13.69
			LIVE	127.71														
BASE	Z19	C19	DEAD	296.62	478.17	38.254	516.424	30	17.214	0.70	0.70	1.70	4.10	4.10	60.00	3.70	3.70	13.69
			LIVE	181.55														
BASE	Z22	C22	DEAD	164.33	275.74	22.059	297.799	30	9.927	0.50	0.50	1.30	3.10	3.10	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	111.41														
BASE	Z23	C23	DEAD	229.59	364.45	29.156	393.606	30	13.120	0.70	0.70	1.40	3.50	3.50	60.00	3.70	3.70	13.69
			LIVE	134.86														
BASE	Z24	C24	DEAD	283.01	452.65	36.212	488.862	30	16.295	0.70	0.70	1.60	3.90	3.90	60.00	3.70	3.70	13.69
			LIVE	169.64														
BASE	Z33	C33	DEAD	162.71	273.09	21.847	294.937	30	9.831	0.50	0.50	1.30	3.10	3.10	60.00	2.50	2.50	6.25
			LIVE	110.38														
BASE	Z34	C34	DEAD	141.65	234.86	18.789	253.649	30	8.455	0.50	0.50	1.20	2.90	2.90	60.00	2.90	2.90	8.41
			LIVE	93.21														
BASE	Z35	C35	DEAD	260.07	409.73	32.778	442.508	30	14.750	0.70	0.70	1.50	3.70	3.70	60.00	3.70	3.70	13.69
			LIVE	149.66														
BASE	Z42	C42	DEAD	23.55	35.37	2.830	38.200	30	1.273	0.50	0.50	0.30	1.10	1.10	60.00	2.50	3.00	7.50
			LIVE	11.82														
BASE	Z43	C43	DEAD	35.98	55.64	4.451	60.091	30	2.003	0.50	0.50	0.40	1.30	1.30	60.00	3.00	3.00	9.00
			LIVE	19.66														
BASE	Z44	C44	DEAD	20.57	30.36	2.429	32.789	30	1.093	0.50	0.50	0.30	1.10	1.10	60.00	3.00	3.00	9.00
			LIVE	9.79														

e. LOSA DE CIMENTACIÓN.- se usa cuando el suelo es flexible y en diversos sistemas (aporticado, albañilería, muros estructurales, etc.).
Una de sus propiedades es reducir y controlar los asentamientos a un mismo orden.
Una de sus condiciones es que la resultante de las fuerzas debe de coincidir con la capacidad portante multiplicada por el área de la platea, ubicada en el centro geométrico, si se obtiene esto tendríamos una

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

distribución uniforme de esfuerzos, así como evitar el momento de volteo.
Cuando las secciones de las zapatas pre-dimensionadas se traslapan, entonces se tiene la posibilidad de usar plateas de fundación o losas de cimentación.
Formula para predimensionar peralte de losa de cimentación:

$$h_{platea} = \frac{1.6 \cdot L_n - 1}{10} \geq 0.30m$$

PLATEA O LOSA DE CIMENTACION

$Az = (a + 2 \cdot m)(b+2 \cdot m)$ $\quad L = a + 2 \cdot m \quad B = b + 2 \cdot m$

					Peso Zap.	PesoTotal			SECCION COLUMNA			PREDIMENSION SECCION ZAPATA		PLATEA DE CIMENTACION A USAR			
Story	ZAP	COL	CARGA Load	FZ	P=PD+PL (Tn)	PP=8%*P (Tn)	Pt=P+PP (Tn)	qadm tn/m2	Az m2	c1	c2	m	L	B	L (m)	B (m)	hp (m)	AREA (m2)
BASE	Z45	C11	DEAD	1765.76	2378.23	190.258	2568.488	30	85.616	1.75	1.75	3.70	9.15	9.15	37.30	31.25	1.80	1165.63
			LIVE	612.47														
BASE	Z46	C12	DEAD	1132.65	1652.32	132.186	1784.506	30	59.484	1.20	0.80	3.30	7.80	7.40				
			LIVE	519.67														
BASE	Z47	C13	DEAD	1240.13	1584.77	126.782	1711.552	30	57.052	1.75	1.75	2.90	7.55	7.55				
			LIVE	344.64														
BASE	Z48	C14	DEAD	123.78	123.78	9.902	133.682	30	4.456	0.80	0.80	0.60	2.00	2.00				
			LIVE	0														
BASE	Z49	C15	DEAD	1264.69	1902.16	152.173	2054.333	30	68.478	1.20	0.80	3.60	8.40	8.00				
			LIVE	637.47														
BASE	Z50	C16	DEAD	154.73	154.73	12.378	167.108	30	5.570	1.00	0.80	0.70	2.40	2.20				
			LIVE	0														
BASE	Z51	C25	DEAD	982.2	1474.78	117.982	1592.762	30	53.092	0.80	0.80	3.20	7.20	7.20				
			LIVE	492.58														
BASE	Z52	C26	DEAD	1276.73	1932.05	154.564	2086.614	30	69.554	1.20	0.80	3.60	8.40	8.00				
			LIVE	655.32														
BASE	Z53	C27	DEAD	875.85	1280.92	102.474	1383.394	30	46.113	1.00	0.80	2.90	6.80	6.60				
			LIVE	405.07														
BASE	Z54	C28	DEAD	199.74	276.01	22.081	298.091	30	9.936	0.60	0.60	1.20	3.00	3.00				
			LIVE	76.27														
BASE	Z55	C29	DEAD	261.21	377.36	30.189	407.549	30	13.585	0.60	0.60	1.50	3.60	3.60				
			LIVE	116.15														
BASE	Z56	C32	DEAD	86.89	138.03	11.042	149.072	30	4.969	0.50	0.50	0.80	2.10	2.10				
			LIVE	51.14														
BASE	Z57	C36	DEAD	1541.98	2104.26	168.341	2272.601	30	75.753	1.75	1.75	3.40	8.55	8.55				
			LIVE	562.28														
BASE	Z58	C37	DEAD	1108.85	1643.14	131.451	1774.591	30	59.153	1.20	0.80	3.30	7.80	7.40				
			LIVE	534.29														
BASE	Z59	C38	DEAD	1516.05	2060.98	164.878	2225.858	30	74.195	1.75	1.75	3.40	8.55	8.55				
			LIVE	544.93														
BASE	Z60	C39	DEAD	129.12	186.67	14.934	201.604	30	6.720	0.80	0.80	0.90	2.60	2.60				
			LIVE	57.55														
BASE	Z61	C40	DEAD	126.85	181.12	14.490	195.610	30	6.520	0.80	0.80	0.80	2.40	2.40				
			LIVE	54.27														
BASE	Z62	C41	DEAD	40.75	40.75	3.260	44.010	30	1.467	0.80	0.80	0.20	1.20	1.20				
			LIVE	0														
BASE	Z63	C45	DEAD	7.73	9.16	0.733	9.893	30	0.330	0.50	0.50	0.10	0.70	0.70				
			LIVE	1.43														

$h_{platea} \geq \frac{1.6 \cdot L_n - 1}{10} \geq 0.30$

Tabla Nº 04: Pre-dimensionamiento de platea o losa de cimentación

2.4 MODELO ESTRUCTURAL 3D (ETABS)

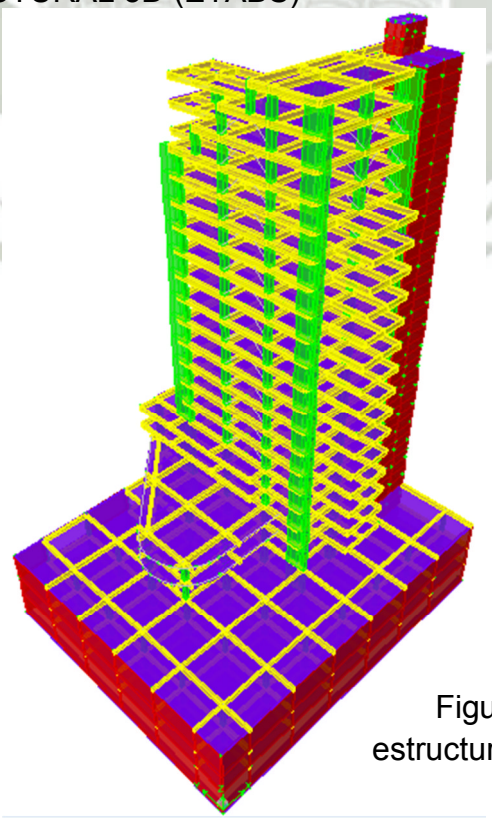


Figura Nº 20:Modelo estructural 3D en ETABS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5 METRADO DE CARGAS SÍSMICAS
a. METRADO MANUAL

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS **SOTANO 2 – 3**

ELEMENTO	N° Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 2-8	1	0.25	0.8	49.85		2.400		23.928
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	14.25		2.400		16.416
Viga en K entre ejes 2.-5	1	0.25	0.8	26.45		2.400		12.696
Viga en K entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	12.95		2.400		9.946
Viga en K entre ejes 7-8	1	0.30	0.8	8.75		2.400		5.040
Viga en K´ entre ejes 7-9	1	0.25	0.8	8.75		2.400		4.200
Viga en L entre ejes 2-5	1	0.25	0.8	26.60		2.400		12.768
Viga en L entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	13.50		2.400		10.368
Viga en L entre ejes 7-8	1	0.40	0.8	8.75		2.400		6.720
Viga en M entre ejes 2-5	1	0.25	0.8	26.60		2.400		12.768
Viga en M entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	13.70		2.400		10.522
Viga en N entre ejes 2-5	1	0.25	0.8	26.45		2.400		12.696
Viga en N entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	12.95		2.400		14.918
Viga en O entre ejes 2-6	1	0.25	0.7	34.50		2.400		14.490
Viga en O entre ejes 6-8	1	0.40	0.7	16.25		2.400		10.920
Viga en 2 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	41.00		2.400		31.488
Viga en 3 entre ejes L-N	1	0.40	0.8	40.60		2.400		31.181
Viga en 4 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	36.45		2.400		27.994
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	34.70		2.400		26.650
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	39.50		2.400		30.336
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	34.70		2.400		26.650
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	28.60		2.400		10.982
LOSA MACIZA	N° Paños	Largo	Ancho	Espesor	Area			
				0.20	2128.26	2.400		1021.562
COLUMNAS	N° Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			3.6	3.000	2.400		103.680
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N,´	4	1.20	0.80	3.6	3.840	2.400		33.178
Columna en ejes 7L	1	1.00	0.80	3.6	0.800	3.400		9.792
Columna en ejes 5L,5M,5J´,6J´,7	6	0.80	0.80	3.6	3.840	2.400		33.178
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
Columna en ejes 3L,3M,4K,4L,4I	5	0.70	0.70	3.6	2.450	4.400		38.808
Columna 50X50	19	0.50	0.50	3.6	4.750	5.400		92.340
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORASC	N° Paños	Largo	Ancho	Espesor	Area			
					2365.63		0.100	236.563
TABIQUERIA	N° Tabiq	Largo	Altura	Espesor	Area			
Drywall					2365.63		0.100	236.563
Muro sotano eje O´		54.4	3.6	0.3		2.400		141.005
Muro sotano eje J		28	3.6	0.25		2.400		60.480
Muro sotano eje 1		45.15	3.6	0.3		2.400		117.029
CARGA MUERTA								2576.434
CARGA VIVA					2128.255		0.250	532.064
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**2709.450**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS **SOTANO 1**

ELEMENTO	N° Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 2-8	1	0.25	0.8	49.85		2.400		23.928
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	14.25		2.400		16.416
Viga en K entre ejes 2.-5	1	0.25	0.8	26.45		2.400		12.696
Viga en K entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	12.95		2.400		9.946
Viga en K entre ejes 7-8	1	0.30	0.8	8.75		2.400		5.040
Viga en K´ entre ejes 7-9	1	0.25	0.8	8.75		2.400		4.200
Viga en L entre ejes 2-5	1	0.25	0.8	26.60		2.400		12.768
Viga en L entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	13.50		2.400		10.368
Viga en L entre ejes 7-8	1	0.40	0.8	8.75		2.400		6.720
Viga en M entre ejes 2-5	1	0.25	0.8	26.60		2.400		12.768
Viga en M entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	13.70		2.400		10.522
Viga en N entre ejes 2-5	1	0.25	0.8	26.45		2.400		12.696
Viga en N entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	12.95		2.400		14.918
Viga en N´ entre ejes 1-2	1	0.20	0.8	4.55		2.400		1.747
Viga en 2 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	32.00		2.400		24.576
Viga en 3 entre ejes L-N	1	0.40	0.8	29.60		2.400		22.733
Viga en 3´ entre ejes M-N	1	0.25	0.8	11.35		2.400		5.448
Viga en 4 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	29.40		2.400		22.579
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	23.85		2.400		18.317
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	27.45		2.400		21.082
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	23.95		2.400		18.394
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	16.75		2.400		6.432
LOSA MACIZA	N° Paños	Largo	Ancho	Espesor	Area			
				0.20	1518.394	2.400		728.829
COLUMNAS	N° Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			4.50	3.000	2.400		129.600
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N,´	4	1.20	0.80	4.50	3.840	2.400		41.472
Columna en ejes 7L	1	1.00	0.80	4.50	0.800	3.400		12.240
Columna en ejes 5L,5M,5J´,6J´,7	6	0.80	0.80	4.50	3.840	2.400		41.472
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	4.50	0.720	3.400		11.016
Columna en ejes 3L,3M,4K,4L,4I	5	0.70	0.70	4.50	2.450	4.400		48.510
Columna 50X50	12	0.50	0.50	4.50	3.000	5.400		72.900
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			4.50	2.88	2.400		31.050
Caja de Escaleras	1			4.50	6.36	2.400		68.661
PISO TERMINADO Y CIELORASC	N° Paños	Largo	Ancho	Espesor	Area			
					1745.28		0.100	174.528
TABIQUERIA	N° Tabiq	Largo	Altura	Espesor	Area			
Drywall					1745.28		0.100	174.528
Muro sotano eje O´		54.4	4.5	0.3		2.400		176.256
Muro sotano eje J		28	4.5	0.25		2.400		75.600
Muro sotano eje 1		45.15	4.5	0.3		2.400		146.286
CARGA MUERTA								2227.240
CARGA VIVA					1518.394		0.500	759.197
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**2417.040**

Tabla Nº 05: Metrado de cargas (manual)

PESO SISMICO- METRADO DE CARGAS PISO **1**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	17.10		2.400		13.133
Viga en K entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	13.15		2.400		15.149
Viga en K entre ejes 3-5	1	0.40	0.8	8.45		2.400		6.490
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 3-8	1	0.40	0.8	38.40		2.400		29.491
Viga en M entre ejes 3-7	1	0.40	0.8	29.95		2.400		23.002
Viga en N entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	13.15		2.400		15.149
Viga en N´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en 3 entre ejes L-N	1	0.40	0.8	10.60		2.400		8.141
Viga en 4 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	18.65		2.400		14.323
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	23.95		2.400		27.590
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	11.20		2.400		6.451
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	32.50		2.400		24.960
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	11.20		2.400		6.451
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	23.95		2.400		27.590
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espesor	Area			
				0.20	888.27	2.400		426.370
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			4.00	3.000	2.400		115.200
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	5	1.20	0.80	4.00	4.800	2.400		46.080
Columna en ejes 5L,5M,5J´,6J´,	6	0.80	0.80	4.00	3.840	2.400		36.864
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	4.00	0.720	3.400		9.792
Columna en ejes 3L,3M,4K,4L,4	5	0.70	0.70	4.00	2.450	4.400		43.120
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.60	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.60	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					1040.86		0.100	104.086
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					1040.86		0.100	104.086
CARGA MUERTA								1193.525
CARGA VIVA					888.27		0.500	444.135
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**1304.559**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **2**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	20.20		2.400		15.514
Viga en K entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	13.15		2.400		15.149
Viga en K entre ejes 3-5	1	0.40	0.8	11.55		2.400		8.870
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 3-8	1	0.40	0.8	38.40		2.400		29.491
Viga en M entre ejes 3-7	1	0.40	0.8	29.95		2.400		23.002
Viga en N entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	13.15		2.400		15.149
Viga en N´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en 3 entre ejes L-N	1	0.40	0.8	10.60		2.400		8.141
Viga en 4 entre ejes K-N	1	0.40	0.8	18.65		2.400		14.323
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	23.95		2.400		27.590
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	11.20		2.400		6.451
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	32.50		2.400		24.960
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	11.20		2.400		6.451
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	23.95		2.400		27.590
Viga en 7´ entre ejes K-N	1	0.25	0.8	12.80		2.400		6.144
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	920.67	2.400		441.922
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			3.6	3.000	2.400		103.680
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	5	1.00	0.80	3.6	4.000	2.400		34.560
Columna en ejes 5L,5M,5J´,6J´,	6	0.80	0.80	3.6	3.840	2.400		33.178
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
Columna en ejes 3L,3M,4K,4L,4	5	0.70	0.70	3.6	2.450	4.400		38.808
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					1040.86		0.100	104.086
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					1040.86		0.100	104.086
CARGA MUERTA								1187.966
CARGA VIVA					920.67		0.500	460.335
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**1303.049**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **3 - 4**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	20.20		2.400		15.514
Viga en K entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	18.90		2.400		21.773
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 5-8	1	0.40	0.8	25.20		2.400		19.354
Viga en M entre ejes 5-7	1	0.40	0.8	16.75		2.400		12.864
Viga en N entre ejes 5-7	1	0.60	0.8	13.15		2.400		15.149
Viga en N´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en 4´ entre ejes J´-M	1	0.25	0.8	24.70		2.400		11.856
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	23.95		2.400		27.590
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	11.20		2.400		6.451
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	32.50		2.400		24.960
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	11.20		2.400		6.451
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	23.95		2.400		27.590
Viga en 7´ entre ejes K-N	1	0.25	0.8	12.80		2.400		6.144
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	681.78	2.400		327.254
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			3.6	3.000	2.400		103.680
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	5	1.00	0.80	3.6	4.000	2.400		34.560
Columna en ejes 5L,5M,5J´,6J´,	6	0.80	0.80	3.6	3.840	2.400		33.178
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					821.97		0.100	82.197
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					821.97		0.100	82.197
CARGA MUERTA								957.582
CARGA VIVA					681.78		0.500	340.890
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**1042.804**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **5 - 15**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en K entre ejes 5-7	2	0.60	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en L entre ejes 7-8	1	0.40	0.8	8.65		2.400		6.643
Viga en M entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en N entre ejes 5-7	2	0.60	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en N´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	19.15		2.400		22.061
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	32.15		2.400		18.518
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	25.85		2.400		19.853
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	32.15		2.400		18.518
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	19.15		2.400		22.061
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	502.812	2.400		241.350
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			3.6	3.000	2.400		103.680
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	5	1.00	0.80	3.6	4.000	2.400		34.560
Columna en ejes 5L,5M,7M	3	0.80	0.80	3.6	1.920	2.400		16.589
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					628.43		0.100	62.843
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					628.43		0.100	62.843
CARGA MUERTA								784.327
CARGA VIVA					502.812		0.500	251.406
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**847.178**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **16**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en K entre ejes 5-7	2	0.60	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en L entre ejes 7-8	1	0.40	0.8	8.65		2.400		6.643
Viga en M entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en N entre ejes 5-7	2	0.60	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	19.15		2.400		22.061
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	13.05		2.400		7.517
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	25.85		2.400		19.853
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	13.05		2.400		7.517
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	19.15		2.400		22.061
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	477.314	2.400		229.111
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5K,5N,7K,7N	4			3.6	3.000	2.400		103.680
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	5	1.00	0.80	3.6	4.000	2.400		34.560
Columna en ejes 5L,5M,7M	3	0.80	0.80	3.6	1.920	2.400		16.589
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					628.43		0.100	62.843
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					628.43		0.100	62.843
CARGA MUERTA								747.013
CARGA VIVA					477.314		0.500	238.657
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**806.677**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **17** CON DIMENSIONES DE ARQUITECTURA

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.20	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en K entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	3.50		2.400		5.376
Viga en K´ entre ejes 5-7	2	0.25	0.8	3.60		2.400		3.456
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en L entre ejes 7-8	1	0.40	0.8	8.65		2.400		6.643
Viga en M entre ejes 5-7	2	0.40	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en N entre ejes 5-7	2	0.60	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	16.00		2.400		18.432
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	13.65		2.400		7.862
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.40	0.8	25.85		2.400		19.853
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.30	0.8	13.65		2.400		7.862
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.60	0.8	16.00		2.400		18.432
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.20	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	447.835	2.400		214.961
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5N	1			3.6	3.000	2.400		25.920
Columna T en ejes 7N	1			3.6	3.000	2.400		25.920
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	4	1.00	0.80	3.6	3.200	2.400		27.648
Columna en ejes 5K´, 5L, 7K´, 7L	4	0.80	0.60	3.6	1.920	2.400		16.589
Columna en ejes 5M, 7M	2	0.80	0.80	3.6	1.280	2.400		11.059
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					566.76		0.100	56.676
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					566.76		0.100	56.676
CARGA MUERTA								659.549
CARGA VIVA					447.835		0.500	223.917
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**715.528**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **18**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en J´ entre ejes 5-7	1	0.2	0.8	8.00		2.400		3.072
Viga en K entre ejes 5-7	2	0.4	0.8	3.50		2.400		5.376
Viga en K´ entre ejes 7-8	1	0.25	0.8	8.65		2.400		4.152
Viga en L entre ejes 5-7	2	0.4	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en L entre ejes 7-8	1	0.4	0.8	8.65		2.400		6.643
Viga en M entre ejes 5-7	2	0.4	0.8	7.10		2.400		10.906
Viga en N entre ejes 5-7	2	0.6	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en 5 entre ejes K-N	1	0.6	0.8	12.00		2.400		13.824
Viga en 5´ entre ejes J-L	1	0.3	0.8	21.30		2.400		12.269
Viga en 6 entre ejes J-N	1	0.4	0.8	25.85		2.400		19.853
Viga en 6´ entre ejes J-L	1	0.3	0.8	21.30		2.400		12.269
Viga en 7 entre ejes K-N	1	0.6	0.8	15.25		2.400		17.568
Viga en 8 entre ejes K-N	1	0.2	0.8	7.85		2.400		3.014
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	432.32	2.400		207.514
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 5N	1			3.6	3.000	2.400		25.920
Columna T en ejes 7N	1			3.6	3.000	2.400		25.920
Columna en ejes 6K, 6L, 6M, 6N	4	1.00	0.80	3.6	3.200	2.400		27.648
Columna en ejes 5K´, 5L, 7K´, 7L	2	0.80	0.60	3.6	0.960	2.400		8.294
Columna en ejes 5M, 7M	2	0.80	0.80	3.6	1.280	2.400		11.059
Columna en ejes 8K´, 8L	2	0.60	0.60	3.6	0.720	3.400		8.813
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORAN	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					524.70		0.100	52.470
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					524.70		0.100	52.470
CARGA MUERTA								635.281
CARGA VIVA					432.32		0.500	216.160
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**689.321**

PESO SISMICO - METRADO DE CARGAS PISO **19**

ELEMENTO	Nº Vigas	b (m)	h (m)	Largo (m)	Area (m2)	PesoUnit (T/m3)	CargaRepartida (T/m2)	Parcial Peso (T)
VIGAS								
Viga en L´ entre ejes 5-7	1	0.25	0.7	15.05		2.400		6.321
Viga en N entre ejes 5-7	2	0.4	0.8	6.95		2.400		10.675
Viga en M entre ejes 5-7	2	0.6	0.8	6.75		2.400		15.552
Viga en 5 entre ejes L´-N	1	0.6	0.8	7.15		2.400		8.237
Viga en 6 entre ejes L´-N	1	0.4	0.8	11.70		2.400		8.986
Viga en 7 entre ejes L´-N	1	0.6	0.8	7.15		2.400		8.237
LOSA MACIZA	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
				0.20	229.59	2.400		110.203
COLUMNAS	Nº Colum	d (m)	b (m)	Altura	Area			
Columna T en ejes 7N				3.6	3.00	2.400		25.920
Columna T en ejes 5N				3.6	3.00	2.400		25.920
Columna en ejes 6M y 6N	2	1.00	0.80	3.6	1.6	2.400		13.824
Columna en ejes 5M y 7M	2	0.80	0.80	3.6	1.28	2.400		11.059
Columna en ejes 5L´ y 7L´	2	0.80	0.60	3.6	0.96	2.400		8.294
MUROS				Altura	Area			
Ascensor	1			3.6	2.88	2.400		24.840
Caja de Escaleras	1			3.6	6.36	2.400		54.929
PISO TERMINADO Y CIELORASO	Nº Paños	Largo	Ancho	Espeso	Area			
					270.74		0.100	27.074
TABIQUERIA	Nº Tabiq	Largo	Altura	Espeso	Area			
Drywall					270.74		0.100	27.074
CARGA MUERTA								387.145
CARGA VIVA					229.59		0.200	45.918
PESO SISMICO= CM+0.25CV =								**398.624**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Resumen de cargas manual (pesos)

ANALISIS SISMICO ESTATICO (PESO SISMICO PARA CORTANTE BASAL)				
ENTREPISO	DIAFRAGMAS	PCM (Tn) (manual)	PCV (Tn) (manual)	PSISMICO (Tn) 100%PCM+25%PCV
	LOSA 20			
STORY 20	LOSA 19	28.970	0.860	29.185
STORY 19	LOSA 18	387.145	45.918	398.624
STORY 18	LOSA 17	635.281	216.160	689.321
STORY 17	LOSA 16	659.549	223.917	715.528
STORY 16	LOSA 15	747.013	238.657	806.677
STORY 15	LOSA 14	784.327	251.406	847.178
STORY 14	LOSA 13	784.327	251.406	847.178
STORY 13	LOSA 12	784.327	251.406	847.178
STORY 12	LOSA 11	784.327	251.406	847.178
STORY 11	LOSA 10	784.327	251.406	847.178
STORY 10	LOSA 09	784.327	251.406	847.178
STORY 09	LOSA 08	784.327	251.406	847.178
STORY 08	LOSA 07	784.327	251.406	847.178
STORY 07	LOSA 06	784.327	251.406	847.178
STORY 06	LOSA 05	784.327	251.406	847.178
STORY 05	LOSA 04	784.327	251.406	847.178
STORY 04	LOSA 03	957.582	340.890	1042.804
STORY 03	LOSA 02	957.582	340.890	1042.804
STORY 02	LOSA 01	1187.966	460.335	1303.049
STORY 01	LOSA SOT 01	1193.525	444.135	1304.559
SOTANO 01	LOSA SOT 02	2227.240	759.197	2417.040
SOTANO 02	LOSA SOT 03	2576.434	532.064	2709.450
SOTANO 03	BASE	2576.434	532.064	2709.450
	Carga Muerta =	22762.315	PSISMICO	24487.453

Tabla Nº 06: Resumen de metrados de carga manual

b. METRADO ETABS

METRADO DE CARGAS DE ETABS

Story	ElementType	Material	PesoTotal (Tn) TotalWeight	m2 FloorArea	Tn/m2 UnitWeight	NumPieces	PesoPiso	MASA
STORY20	Wall	CONC280	24.84	9.988	2.4871		29.634	3.022
STORY20	Floor	CONC280	4.794	9.988	0.48			
STORY19	Column	CONC280	89.235	241.085	0.3701	8		
STORY19	Beam	CONC280	79.706	241.085	0.3306	21	365.133	37.233
STORY19	Wall	CONC280	80.471	241.085	0.3338			
STORY19	Floor	CONC280	115.721	241.085	0.48			
STORY18	Column	CONC280	116.212	452.19	0.257	12		
STORY18	Beam	CONC280	154.346	452.19	0.3413	42	608.299	62.029
STORY18	Wall	CONC280	120.69	452.19	0.2669			
STORY18	Floor	CONC280	217.051	452.19	0.48			
STORY17	Column	CONC280	124.506	491.978	0.2531	14		
STORY17	Beam	CONC280	165.555	491.978	0.3365	45	646.900	65.965
STORY17	Wall	CONC280	120.69	491.978	0.2453			
STORY17	Floor	CONC280	236.149	491.978	0.48			
STORY16	Column	CONC280	168.109	529.431	0.3175	14		
STORY16	Beam	CONC280	183.611	529.431	0.3468	43	726.537	74.086
STORY16	Wall	CONC280	120.69	529.431	0.228			
STORY16	Floor	CONC280	254.127	529.431	0.48			
STORY15	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY15	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY15	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY15	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY14	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY14	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY14	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY14	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY13	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY13	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY13	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY13	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY12	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY12	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY12	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY12	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY11	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY11	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY11	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY11	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY10	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY10	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY10	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY10	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY9	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY9	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY9	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY9	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY8	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY8	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY8	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY8	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY7	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY7	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY7	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY7	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY6	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY6	Beam	CONC280	214.294	573.326	0.3738	52	778.289	79.363
STORY6	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY6	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY5	Column	CONC280	168.109	573.326	0.2932	14		
STORY5	Beam	CONC280	214.734	573.326	0.3745	53	778.729	79.408
STORY5	Wall	CONC280	120.69	573.326	0.2105			
STORY5	Floor	CONC280	275.196	573.326	0.48			
STORY4	Column	CONC280	184.715	771.067	0.2396	17		
STORY4	Beam	CONC280	240.737	771.067	0.3122	58	916.254	93.432
STORY4	Wall	CONC280	120.69	771.067	0.1565			
STORY4	Floor	CONC280	370.112	771.067	0.48			
STORY3	Column	CONC280	184.715	771.067	0.2396	17		
STORY3	Beam	CONC280	240.737	771.067	0.3122	58	916.254	93.432
STORY3	Wall	CONC280	120.69	771.067	0.1565			
STORY3	Floor	CONC280	370.112	771.067	0.48			
STORY2	Column	CONC280	205.883	1037.623	0.1984	22		
STORY2	Beam	CONC280	290.273	1037.623	0.2797	69	1114.905	113.689
STORY2	Wall	CONC280	120.69	1037.623	0.1163			
STORY2	Floor	CONC280	498.059	1037.623	0.48			
STORY1	Column	CONC280	228.759	993.678	0.2302	22		
STORY1	Beam	CONC280	278.834	993.678	0.2806	65	1118.659	114.071
STORY1	Wall	CONC280	134.1	993.678	0.135			
STORY1	Floor	CONC280	476.966	993.678	0.48			
SOTANO1	Column	CONC280	308.654	2372.327	0.1301	41		
SOTANO1	Beam	CONC280	314.831	2372.327	0.1327	93	2315.648	236.130
SOTANO1	Wall	CONC280	553.446	2372.327	0.2333			
SOTANO1	Floor	CONC280	1138.717	2372.327	0.48			
SOTANO2	Column	CONC280	246.923	2372.327	0.1041	41		
SOTANO2	Beam	CONC280	314.831	2372.327	0.1327	93	2143.228	218.548
SOTANO2	Wall	CONC280	442.757	2372.327	0.1866			
SOTANO2	Floor	CONC280	1138.717	2372.327	0.48			
SOTANO3	Column	CONC280	246.923	2372.327	0.1041	41		
SOTANO3	Beam	CONC280	314.831	2372.327	0.1327	93	2143.228	218.548
SOTANO3	Wall	CONC280	442.757	2372.327	0.1866			
SOTANO3	Floor	CONC280	1138.717	2372.327	0.48			
SUM	Column	CONC280	3953.83	18721.671	0.2112	403		
SUM	Beam	CONC280	4935.968	18721.671	0.2636	1253		
SUM	Wall	CONC280	3730.1	18721.671	0.1992			
SUM	Floor	CONC280	8986.402	18721.671	0.48			
TOTAL	All	All	21606.3	18721.671	1.1541	1656		

Tabla Nº 07: Metrado de cargas con ETABS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO III
ANÁLISIS SÍSMICO

3.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO CON BASE EMPOTRADA

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.
- Aplicable para edificios regulares.
- Edificaciones menores a 45m de altura.

Si bien no aplicaría el método estático, éste se realiza con fines de comparación. En la presente tesis, asumiré que los supuestos sótanos están encima del nivel de terreno natural (nivel +00). Esto a fin de esforzar más a la estructura.

a. PERIODO FUNDAMENTAL.- el periodo fundamental para cada dirección se estimara con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

T= 1.87s; Periodo fundamental de la estructura.
h_n= 84.1 m; Altura le edificio.
C_T= 45; Factor dependiente de la configuración estructural en "X" y "Y".

Aporticado	C_T=35
Dual (pórtico, placas)	C_T=45
Muros estructurales, albañilería	C_T=60

b. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA.- Se considera irregular la estructura para efectos de la tesis. El coeficiente de reducción sísmica para estructura irregular será: $R = \frac{3}{4} \cdot R$

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z	ALTURA Z RELATIVA	NRO PORTICOS EN X-X	NRO PORTICOS EN Y-Y	AREA CONSTRUIDA m2	LOSA MACIZA m2	IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL > 30%	MASA (tnf.s2/m)	IRREGULARIDAD DE MASA > 50%
20	3.60	72.40	84.10			11.48	11.48	95%	2.380	94%
19	3.60	68.80	80.50	3	3	270.74	229.59	47%	39.464	39%
18	3.60	65.20	76.90	3	3	524.70	432.32	3%	64.759	4%
17	3.60	61.60	73.30	3	3	566.76	447.83	6%	67.232	12%
16	3.60	58.00	69.70	3	3	628.43	477.31	5%	76.148	5%
15	3.60	54.40	66.10	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
14	3.60	50.80	62.50	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
13	3.60	47.20	58.90	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
12	3.60	43.60	55.30	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
11	3.60	40.00	51.70	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
10	3.60	36.40	48.10	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
9	3.60	32.80	44.50	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
8	3.60	29.20	40.90	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
7	3.60	25.60	37.30	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
6	3.60	22.00	33.70	3	3	628.43	502.81	0%	79.952	0%
5	3.60	18.40	30.10	3	3	628.43	502.81	26%	79.952	18%
4	3.60	14.80	26.50	3	4	821.97	681.78	0%	97.613	0%
3	3.60	11.20	22.90	3	4	821.97	681.78	26%	97.613	19%
2	3.60	7.60	19.30	5	4	1040.86	920.67	-4%	121.097	0%
1	4.00	4.00	15.70	5	4	1040.86	888.27	41%	121.664	46%
SOT 1	4.50	4.50	11.70	7	6	1745.28	1518.39	29%	227.038	14%
SOT 2	3.60	8.10	7.20	7	6	2365.63	2128.26	0%	262.633	0%
SOT 3	3.60	11.70	3.60	7	6	2375.56	2128.26	0%	262.633	0%
						19126.99	16076.87			

Tabla Nº 08: Verificación de irregularidad de la estructura

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

c. FUERZA CORTANTE EN LA BASE.- La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

hn= 84.10m; Altura del edificio.
CT= 45; Factor de configuración estructural en el eje "X" y "Y" (Pórticos y caja de ascensor).
T= 1.87s; Periodo fundamental de la estructura.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Z= 0.4; Factor de zona (Arequipa Zona 3).
U=1; Factor de categoría (edificaciones comunes, categoría "C").
S= 1.2; Factor de suelo (suelo intermedio, Tipo S2).
TP= 0.6s; Periodo del suelo.
C= 0.8; Factor de amplificación sísmica.
$C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T}$; $C \leq 2.5$, caso contrario tomar C=2.5.
R= 8; Coeficiente de reducción sísmica para estructura regular.
R= (3/4)*R= (3/4)*8= 6; Nuevo Coeficiente de reducción sísmica para estructura irregular.
Chequeo $\frac{C}{R} = \frac{0.8}{6} = 1.333 \geq 0.125$ ¡cumple!
P= PSISMICO= 24487.45 Tn; Peso sísmico de la estructura.

$$V = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1.2}{6} \cdot 24487.453 \text{ Tn} = 1572.321 \text{ Tn}$$

Coeficiente de corte basal (dato a ingresar en el programa CSI ETABS para que distribuya automáticamente las fuerzas en altura).

$$\frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} = 0.064$$

d. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.- Se distribuye la cortante sísmica basal en todos niveles y según se incremente la altura, esta fuerza se aplicará en el centro de masa "C.M." de cada losa. (se tomará como nivel de referencia 0.00 la base del sótano 03).

$si; T > 0.7s\ ;\ aplicar\ fuerza\ a\ ultimo\ nivel\ ;\ F_a = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.15 \cdot V$
$si; T = 1.87s > 0.7s \rightarrow F_a = 0.07 \cdot 1.87 \cdot 1572.321 = 205.695 \leq 235.848$
$V - F_a = 1366.627$ Tn

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n}(P_i \cdot h_i)} \cdot (V - F_a)$$

$$F_1 = \frac{2709.452Tn \cdot 3.60m}{799154.495Tn \cdot m} \cdot 1366.627 \text{ Tn} = 16.680\text{Tn}$$

$$F_2 = \frac{2709.452Tn \cdot 7.20m}{799154.495Tn \cdot m} \cdot 1366.627 \text{ Tn} = 33.361\text{Tn}$$

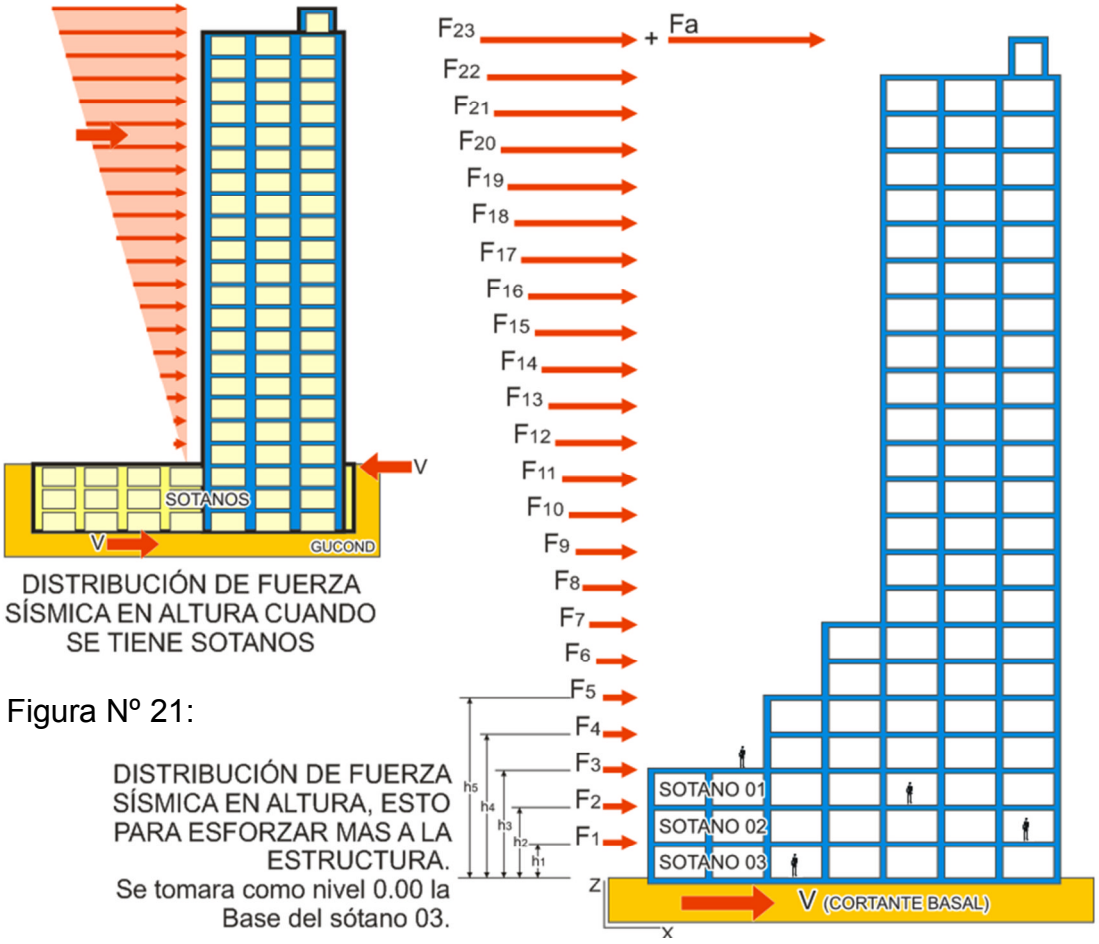
$$F_3 = \frac{2417.0397Tn \cdot 11.70m}{799154.495Tn \cdot m} \cdot 1366.627 \text{ Tn} = 48.360\text{Tn}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla Nº 09: Distribución de la fuerza sísmica en altura

Aplicar en centro de masa

ENTREPISO	Pi (Tn)	H (m)	hi (m)	Pi * hi	α(%)	Fi (Tn) Sismo X	Fi (Tn) Sismo Y
STORY 20	29.19	3.60	84.10	2454.5	0.003	F23 209.892	209.892
STORY 19	398.62	3.60	80.50	32089.2	0.040	F22 54.876	54.876
STORY 18	689.32	3.60	76.90	53008.8	0.066	F21 90.650	90.650
STORY 17	715.53	3.60	73.30	52448.2	0.066	F20 89.691	89.691
STORY 16	806.68	3.60	69.70	56225.4	0.070	F19 96.151	96.151
STORY 15	847.18	3.60	66.10	55998.5	0.070	F18 95.763	95.763
STORY 14	847.18	3.60	62.50	52948.6	0.066	F17 90.547	90.547
STORY 13	847.18	3.60	58.90	49898.8	0.062	F16 85.331	85.331
STORY 12	847.18	3.60	55.30	46849.0	0.059	F15 80.116	80.116
STORY 11	847.18	3.60	51.70	43799.1	0.055	F14 74.900	74.900
STORY 10	847.18	3.60	48.10	40749.3	0.051	F13 69.685	69.685
STORY 09	847.18	3.60	44.50	37699.4	0.047	F12 64.469	64.469
STORY 08	847.18	3.60	40.90	34649.6	0.043	F11 59.254	59.254
STORY 07	847.18	3.60	37.30	31599.7	0.040	F10 54.038	54.038
STORY 06	847.18	3.60	33.70	28549.9	0.036	F9 48.823	48.823
STORY 05	847.18	3.60	30.10	25500.1	0.032	F8 43.607	43.607
STORY 04	1042.80	3.60	26.50	27634.3	0.035	F7 47.257	47.257
STORY 03	1042.80	3.60	22.90	23880.2	0.030	F6 40.837	40.837
STORY 02	1303.05	3.60	19.30	25148.9	0.031	F5 43.007	43.007
STORY 01	1304.56	4.00	15.70	20481.6	0.026	F4 35.025	35.025
SOTANO 01	2417.04	4.50	11.70	28279.4	0.035	F3 48.360	48.360
SOTANO 02	2709.45	3.60	7.20	19508.0	0.024	F2 33.361	33.361
SOTANO 03	2709.45	3.60	3.60	9754.0	0.012	F1 16.680	16.680
BASE	**24487.5**		**Σ(Pi * hi)**	**799154**	**1.000**	**1572.32**	**1572.32**



DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN ALTURA CUANDO SE TIENE SOTANOS

Figura Nº 21:

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN ALTURA, ESTO PARA ESFORZAR MAS A LA ESTRUCTURA.
Se tomara como nivel 0.00 la Base del sótano 03.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

e. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL (ea)

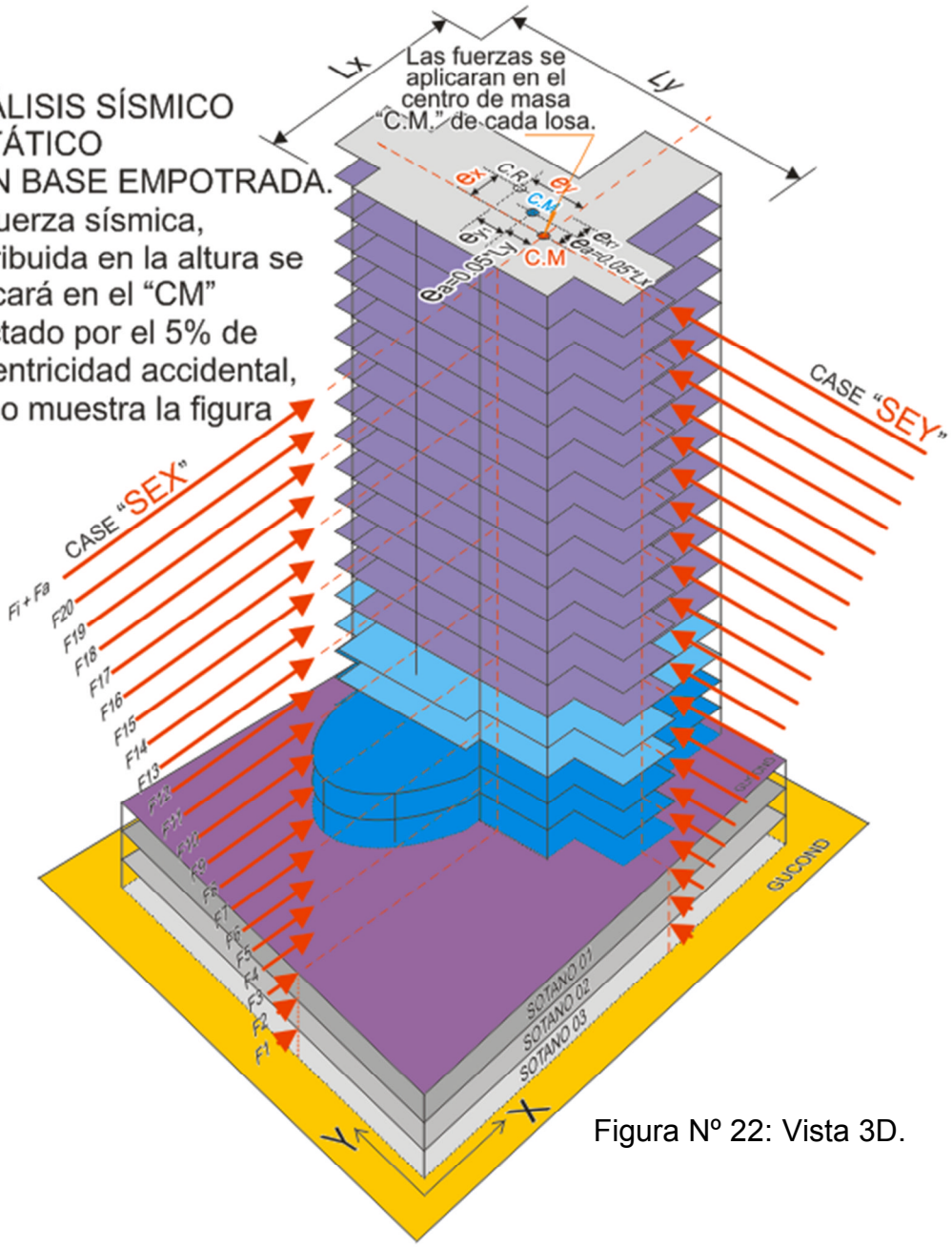


Figura Nº 22: Vista 3D.

f. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS (ETABS).
Para calcular los desplazamientos laterales, según lo estipula la Norma E.030 en su inciso 16.4, se multiplican por 0.75R los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico. Esto se hace para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

$$Deriva\ de\ Entrepiso\ Elastica\ "software";\ \Delta_{ELASTICO} = \beta \equiv tan\beta = \frac{\Delta_{i_x} - \Delta_{(i-1)_x}}{H_i}$$

$$Deriva\ de\ Entrepiso\ Real\ "Norma\ E.030";\ \Delta_{REAL} = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_{ELASTICA}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Figura Nº 23:
Menu Define – Static Load Cases de ETABS

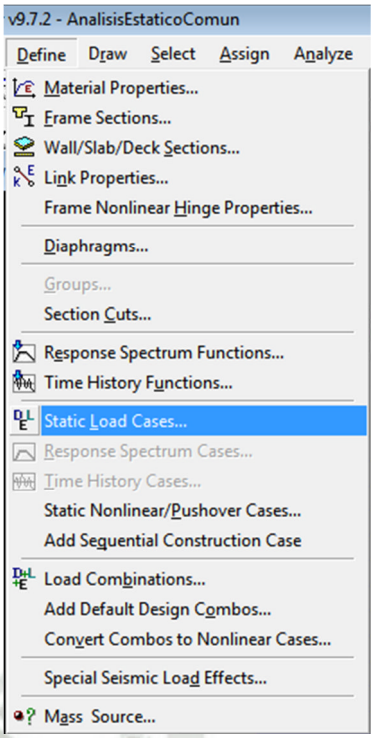
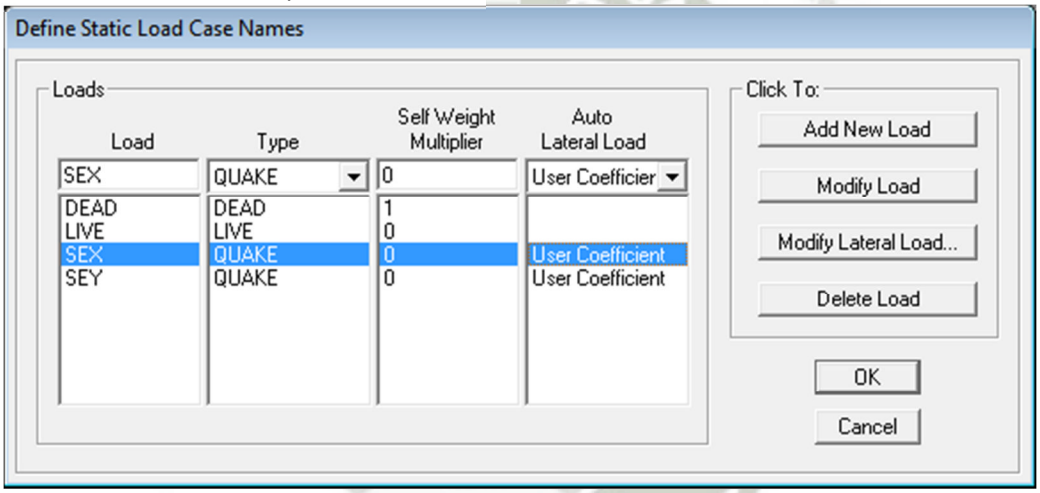


Figura Nº 24: Casos de Carga Estática (Define Static Load Case Names)



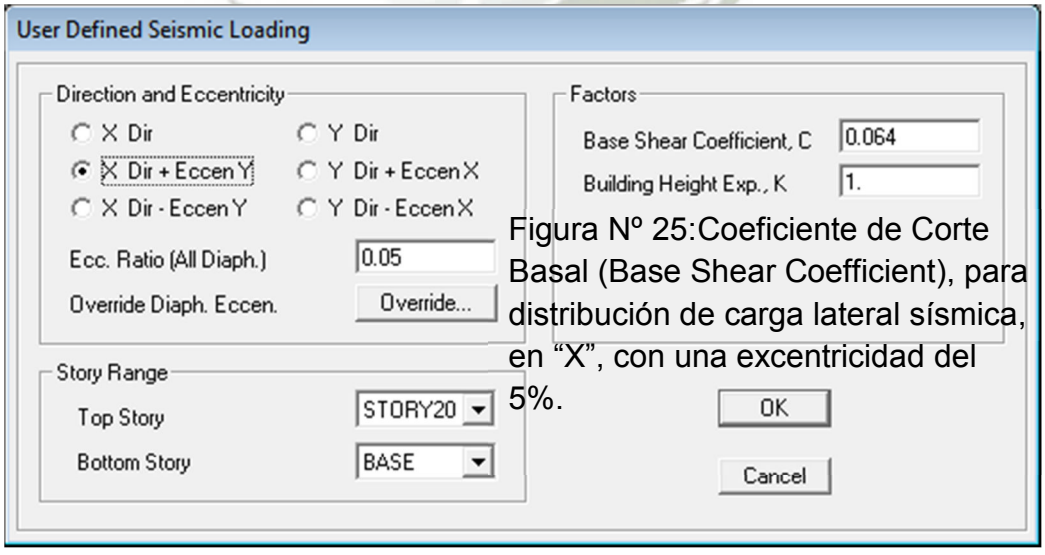


Figura Nº 25:Coeficiente de Corte Basal (Base Shear Coefficient), para distribución de carga lateral sísmica, en "X", con una excentricidad del 5%.

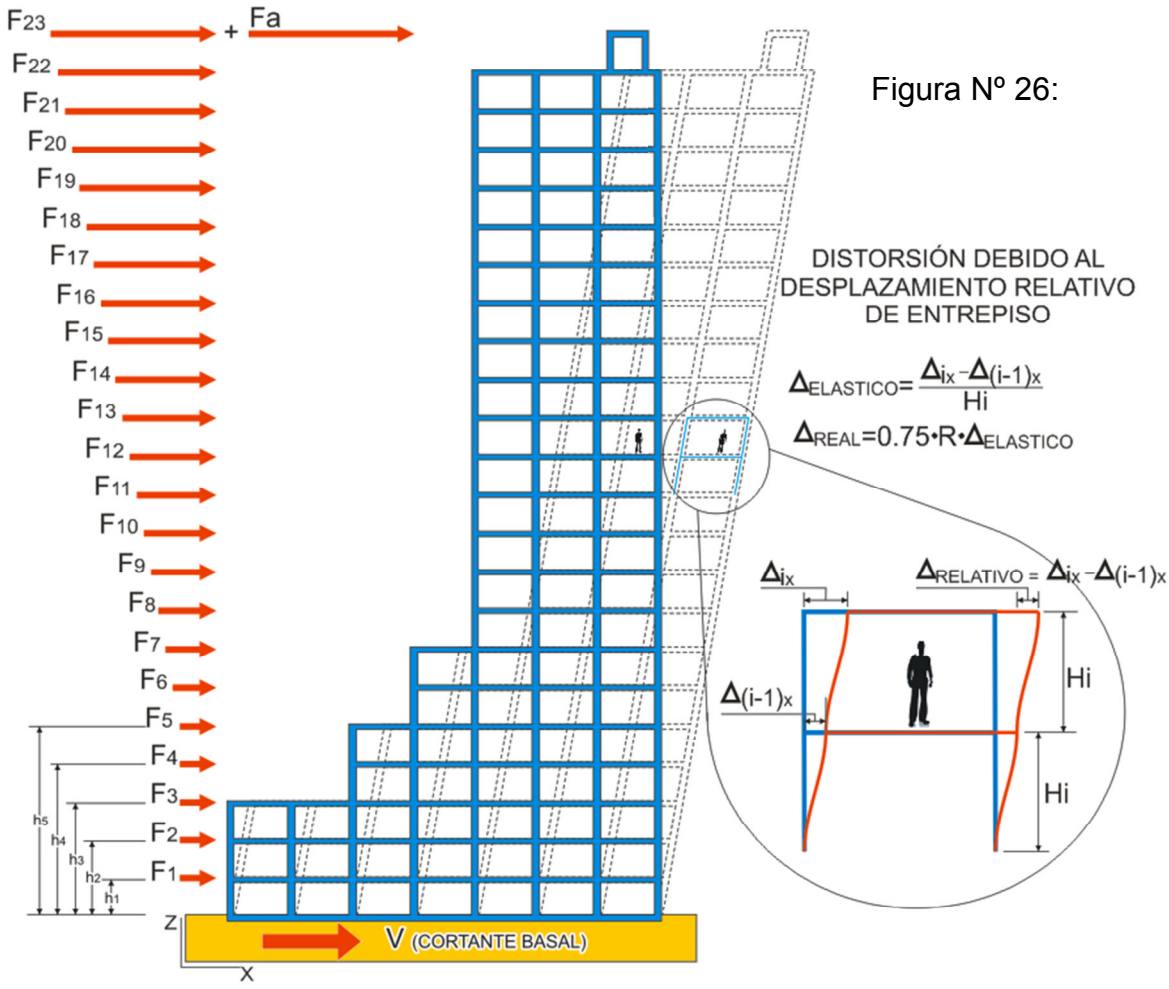
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ANALISIS SISMICO ESTATICO EMPOTRADO EN LA BASE
DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

PISO	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA < 0.007	
			SISMO X		SISMO Y			
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
NIVEL 20	3.60	84.10	86	0.013	85	0.010	No cumple	No cumple
NIVEL 19	3.60	80.50	110	0.013	36	0.012	No cumple	No cumple
NIVEL 18	3.60	76.90	242	0.015	36	0.013	No cumple	No cumple
NIVEL 17	3.60	73.30	242	0.015	36	0.014	No cumple	No cumple
NIVEL 16	3.60	69.70	242	0.016	36	0.014	No cumple	No cumple
NIVEL 15	3.60	66.10	242	0.017	36	0.015	No cumple	No cumple
NIVEL 14	3.60	62.50	242	0.018	36	0.016	No cumple	No cumple
NIVEL 13	3.60	58.90	242	0.018	36	0.017	No cumple	No cumple
NIVEL 12	3.60	55.30	242	0.019	36	0.018	No cumple	No cumple
NIVEL 11	3.60	51.70	242	0.020	36	0.018	No cumple	No cumple
NIVEL 10	3.60	48.10	242	0.020	36	0.019	No cumple	No cumple
NIVEL 9	3.60	44.50	242	0.021	36	0.019	No cumple	No cumple
NIVEL 8	3.60	40.90	242	0.021	36	0.019	No cumple	No cumple
NIVEL 7	3.60	37.30	242	0.020	36	0.019	No cumple	No cumple
NIVEL 6	3.60	33.70	242	0.020	222	0.018	No cumple	No cumple
NIVEL 5	3.60	30.10	225	0.017	36	0.017	No cumple	No cumple
NIVEL 4	3.60	26.50	272	0.017	257	0.016	No cumple	No cumple
NIVEL 3	3.60	22.90	272	0.015	36	0.014	No cumple	No cumple
NIVEL 2	3.60	19.30	272	0.012	132	0.014	No cumple	No cumple
NIVEL 1	4.00	15.70	272	0.009	163	0.010	No cumple	No cumple
SOTANO1	4.50	11.70	276	0.003	276	0.006	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60	7.20	112	0.002	57	0.003	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60	3.60	112	0.001	108	0.001	Cumple	Cumple

Tabla Nº 10: Desplazamiento lateral o de entrepiso (análisis estático empotrado)

Figura Nº 26:



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

g. ANALISIS DE RESULTADOS (ANALISIS ESTÁTICO).- Como se observa el análisis, la edificación no pasaría el control de derivas ya que si bien los sótanos cumplen, los demás pisos exceden el límite de la Norma E.030.

3.2 ANÁLISIS MODAL.

El análisis modal es determinar las frecuencias naturales o frecuencias propias de una estructura, dichas frecuencias son determinadas cuando no hay cargas actuando (ni el peso propio, pero sí, su propia masa, es decir no depende de la gravedad). Cuando colocamos un espectro de la norma, lo que hacemos es decir que existe una fuerza excitadora (generalmente ingresamos aceleraciones vs periodo "como fuerzas"), las aceleraciones multiplicadas por su matriz de masas dan una fuerza.
Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estas características dependerá su respuesta durante un evento sísmico.

Podemos decir del análisis modal:
- Que es la interacción entre la rigidez y la masa.
- Se estudia las formas o modos de vibración libre.
- Mínimo tres modos de vibración.
- Debe considerar más del 90% de masa participativa en la vibración.

El siguiente cuadro nos puede dar un alcance del comportamiento del periodo, (altura promedio de entrepiso 3.00m)

Tabla Nº 11: Numero mínimo de modos según el numero de pisos

Nº PISOS	Nº MINIMO DE MODOS	1er PERIODO
≤ 5	3	0.5 s
6 - 7	5	0.6s – 1 s
11 - 15	8	1.1s – 1.5s
≥16	10	≥1.6

$$1er\ PERIODO = (0.1s) \cdot (Nº\ PISOS)$$

Periodo, es el tiempo necesario para realizar un ciclo de movimiento.

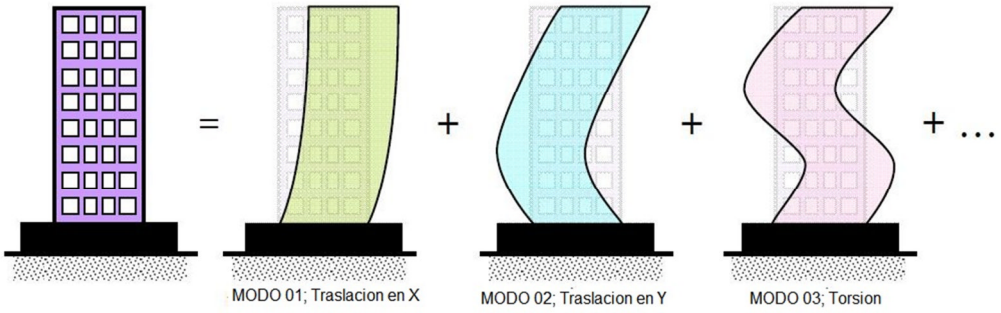
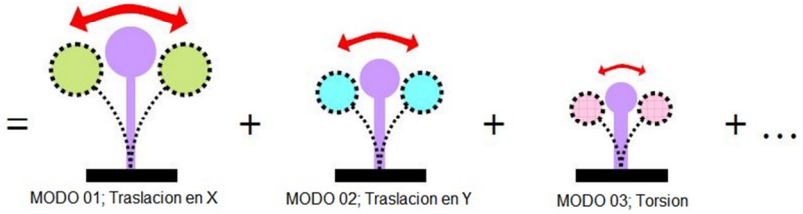


Figura Nº 27: Análisis modal (Modos de vibración)



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

a. MASAS.- Se calculan para tener las masas de acuerdo a los tres grados de libertad, dos de traslación y una de rotación, estas masas se colocaran en el centro de masa "C.M." calculado anteriormente.

ESTRUCTURA REGULAR:
Masa Traslacional:

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_i}{g}; (Tn/\frac{s^2}{m})$$

Masa Rotacional:

$$M_r = M_{R_Z} = \frac{M_t \cdot (a^2 + b^2)}{12}; (Tn/\frac{s^2}{m})$$

ESTRUCTURA IRREGULAR:
Masa Traslacional:

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_i}{g}; (Tn/\frac{s^2}{m})$$

Masa Rotacional:

$$M_r = M_{R_Z} = \frac{M_t \cdot (I_x + I_y)}{A_{rea}}; (Tn/\frac{s^2}{m})$$

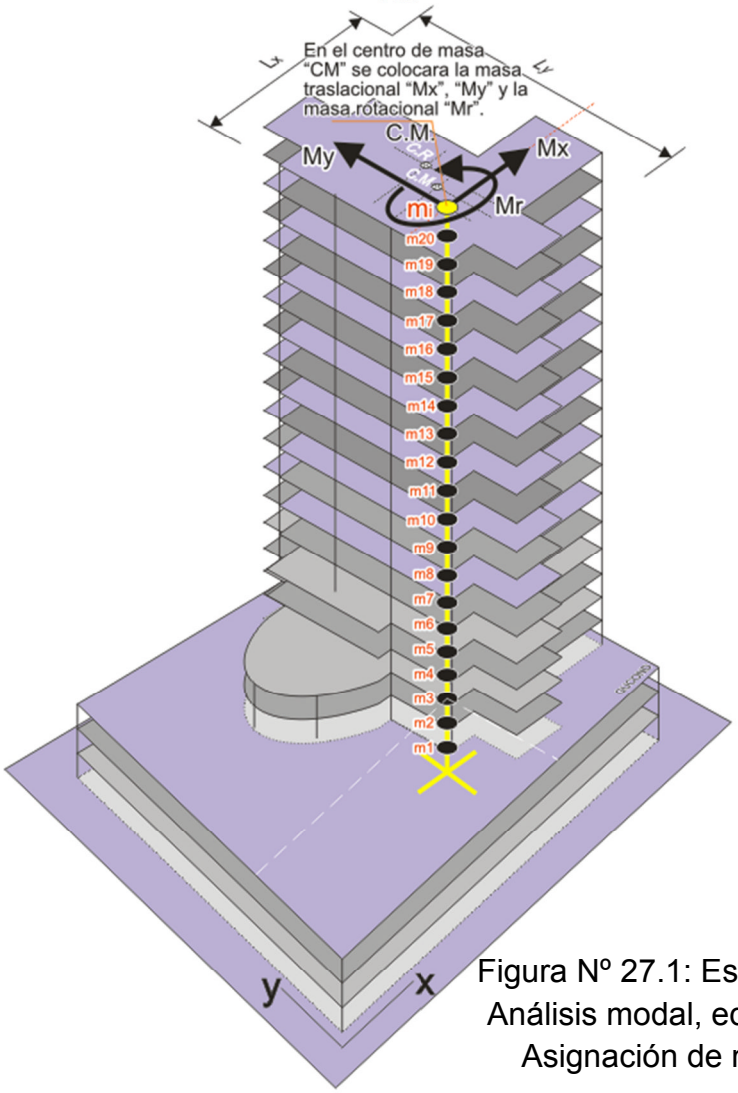


Figura Nº 27.1: Esquema de Análisis modal, edificio alto. Asignación de masas por nivel.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla Nº 12: Masas para análisis modal

Masa traslacional y rotacional se coloca en los centros de masa de cada nivel.

ANALISIS SISMICO ESTATICO (PESO SISMICO PARA CORTANTE BASAL)					ANALISIS SISMICO DINAMICO (MASAS PARA ANALISIS MODAL)						
ENTREPISO	DIAFRAGMAS	PCM (Tn) (manual)	PCV (Tn) (manual)	PSISMICO (Tn) 100%PCM+25%PCV	PCM (Tn) (Etabs)	PCV (Tn) (manual)	PSISMICO (Tn) 100%PCMETABS+ 25%PCV	GRAVEDAD g (m/s2)	MASA TRASLACIONAL (manual) Mx (tnf.s2/m)	My (tnf.s2/m)	Mr (tnf.s2/m)
	LOSA 20										
STORY 20	LOSA 19	28.970	0.860	29.185	29.634	0.860	29.849	9.81	3.04	3.04	
STORY 19	LOSA 18	387.145	45.918	398.624	365.133	45.918	376.613	9.81	38.39	38.39	
STORY 18	LOSA 17	635.281	216.160	689.321	608.299	216.160	662.339	9.81	67.52	67.52	
STORY 17	LOSA 16	659.549	223.917	715.528	646.9	223.917	702.879	9.81	71.65	71.65	
STORY 16	LOSA 15	747.013	238.657	806.677	726.537	238.657	786.201	9.81	80.14	80.14	
STORY 15	LOSA 14	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 14	LOSA 13	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 13	LOSA 12	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 12	LOSA 11	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 11	LOSA 10	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 10	LOSA 09	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 09	LOSA 08	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 08	LOSA 07	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 07	LOSA 06	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 06	LOSA 05	784.327	251.406	847.178	778.289	251.406	841.141	9.81	85.74	85.74	
STORY 05	LOSA 04	784.327	251.406	847.178	778.729	251.406	841.581	9.81	85.79	85.79	
STORY 04	LOSA 03	957.582	340.890	1042.804	916.254	340.890	1001.476	9.81	102.09	102.09	
STORY 03	LOSA 02	957.582	340.890	1042.804	916.254	340.890	1001.476	9.81	102.09	102.09	
STORY 02	LOSA 01	1187.966	460.335	1303.049	1114.905	460.335	1229.989	9.81	125.38	125.38	
STORY 01	LOSA SOT 01	1193.525	444.135	1304.559	1118.659	444.135	1229.693	9.81	125.35	125.35	
SOTANO 01	LOSA SOT 02	2227.240	759.197	2417.040	2315.648	759.197	2505.447	9.81	255.40	255.40	
SOTANO 02	LOSA SOT 03	2576.434	532.064	2709.450	2143.228	532.064	2276.244	9.81	232.03	232.03	
SOTANO 03	BASE	2576.434	532.064	2709.450	2143.228	532.064	2276.244	9.81	232.03	232.03	
			PSISMICO (Tn)	24487.453							

Por cuestiones de irregularidad geometrica en planta, y segun se incrementa la altura de la estructura, es complicado calcular la masa rotacional en el sentido Z, por los momentos de inercia que son necesarios, por lo cual usare el software ETABS, ya que este calcula automaticamente las masas rotacionales.

b. MODELO PARA EL ANALISIS.

Para analizar el edificio se usó el programa ETABS. Este modelo servirá para realizar el análisis modal, el análisis dinámico y el análisis estructural del edificio. Respecto a la elaboración del modelo es importante apuntar:

- Se consideró un solo diafragma para cada piso, asignando 3 grados de libertad a cada piso. Se tendrán 23 diafragmas y 69 modos en total (dato preliminar).
- Se restringió el movimiento lateral en la base del primer piso (Empotrado).
- Se consideró el edificio como si no tuviera sótanos, mas éstos se los ubicó por encima del nivel de terreno natural (decisión para esforzar más a la estructura y poder analizar su comportamiento).

Tabla Nº 13: Modos de vibración (ETABS)

		PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE MASA			
Modo	Periodo T (s)	X UX	Y UY	X SumUX (%)	Y SumUY (%)
1	2.413	14.574	29.210	14.574	29.210
2	2.166	32.297	17.395	46.871	46.605
3	1.343	0.816	5.190	47.687	51.795
4	0.693	0.842	0.012	48.529	51.807
5	0.686	2.958	8.832	51.487	60.639
6	0.544	10.901	4.787	62.388	65.426
7	0.451	0.000	0.000	62.388	65.426
8	0.359	0.535	1.501	62.923	66.928
9	0.349	2.078	5.434	65.001	72.361
10	0.293	0.147	0.001	65.147	72.362
11	0.250	5.956	2.521	71.103	74.883
12	0.215	0.689	2.743	71.792	77.626
13	0.199	0.001	0.000	71.793	77.626
14	0.174	0.736	3.934	72.529	81.560
15	0.151	5.267	0.008	77.796	81.568
16	0.144	0.814	2.257	78.610	83.825
17	0.142	0.005	0.023	78.615	83.848
18	0.134	0.222	0.000	78.837	83.848
19	0.120	1.391	4.508	80.228	88.355
20	0.120	0.004	0.012	80.232	88.367
21	0.109	1.883	0.718	82.115	89.085
22	0.105	0.078	0.018	82.193	89.103
23	0.103	0.030	0.000	82.223	89.103
24	0.097	2.951	0.028	85.174	89.131
25	0.094	0.039	2.270	85.212	91.401
26	0.087	0.000	0.000	85.212	91.402
27	0.083	0.937	1.152	86.149	92.553
28	0.081	0.000	0.040	86.149	92.593
29	0.077	0.267	0.491	86.416	93.084
30	0.073	0.028	0.000	86.444	93.084
31	0.072	4.055	0.009	90.499	93.093
32	0.066	0.512	1.170	91.011	94.263
33	0.064	0.025	0.001	91.035	94.264
34	0.063	0.023	0.322	91.058	94.586
35	0.062	0.001	0.002	91.059	94.588
36	0.061	3.290	0.871	94.349	95.459
37	0.056	0.187	1.291	94.536	96.750
38	0.054	0.435	0.112	94.971	96.861
39	0.053	0.010	0.003	94.981	96.864
40	0.052	0.028	0.018	95.008	96.882
41	0.052	0.254	0.127	95.262	97.009
42	0.050	0.072	0.000	95.334	97.009
43	0.048	0.000	0.000	95.334	97.009
44	0.047	0.002	0.059	95.335	97.068
45	0.047	0.102	0.071	95.437	97.138
46	0.047	0.442	0.049	95.879	97.188
47	0.046	0.000	0.000	95.879	97.188
48	0.046	0.001	0.000	95.880	97.188
49	0.045	0.001	0.001	95.881	97.188
50	0.045	0.011	0.000	95.892	97.188
51	0.045	0.000	0.000	95.893	97.188
52	0.045	0.005	0.005	95.898	97.193
53	0.045	0.009	0.069	95.907	97.262
54	0.044	0.000	0.040	95.907	97.302
55	0.044	0.017	0.003	95.924	97.305
56	0.043	0.020	0.003	95.945	97.308
57	0.043	0.117	0.005	96.061	97.313
58	0.043	0.075	0.001	96.136	97.314
59	0.042	0.050	0.001	96.186	97.315
60	0.042	0.000	0.000	96.186	97.315

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. ANÁLISIS DE RESULTADOS.- El primer modo de vibración es el que origina el mayor desplazamiento, la menor frecuencia y el mayor período (Período Fundamental T=2.413s), es en el que participa un 29.210% o más de toda la masa estructural.

Podría decirse que a medida que la cantidad de análisis de Modos de Vibración se incremente, menor será la masa aportante en dichos modos, hasta llegar a un punto en el que es tan insignificante su aporte en comparación a los anteriores que no hará falta estudiar modos superiores.
Como se observa bastaría con 31 modos de vibración (SumUX=90.499%) para analizar la estructura, ya que con éste se cumpliría con la norma (mínimo 90% de la masa total haya participado en los diferentes modos de vibración.

Entiéndase la analogía "del gimnasio, modo de vibración = tipo de ejercicio (rutina), en cada rutina se hace trabajar una cantidad de masa muscular, la que sin duda será diferente masa muscular en otra rutina, esto sin dejar de lado el apoyo colateral mínimo de otros músculos, lo importante al final de la jornada es que hayas trabajado mínimo el 90% de toda la masa").

3.3 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

a. COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL.- Este parámetro asocia el esfuerzo normal de tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma, producida en el suelo (colchón de resortes en la base).
Es también conocido como: "Módulo de Balasto", "Módulo de Reacción del Suelo (Modulus of Subgrade Reaction)", "Coeficiente de Sulzberger" o "Módulo de Winkler", fue estudiado muy en profundidad por Terzaghi.
El valor del módulo de balasto no es función exclusiva del terreno, también depende de las características geométricas de la cimentación y de la estructura que ésta sostiene (interacción suelo-estructura).
El Coeficiente de Balasto "k" se define como: La relación entre la tensión "q" capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05" que equivale a una deformación o asentamiento de la misma "y" de 0,127cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva "tensión – deformación" que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm.

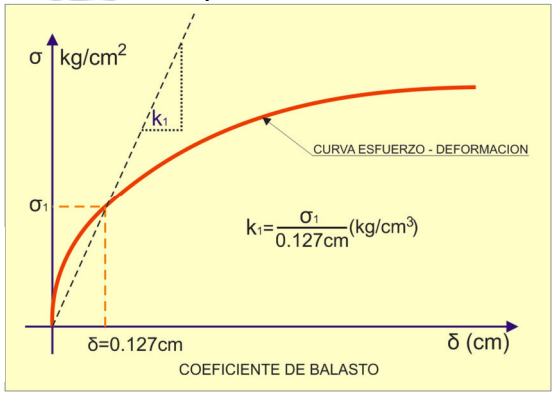


Figura Nº 28: Curva esfuerzo-deformación, coeficiente de balasto

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Este módulo, se obtiene mediante el ensayo de carga sobre el terreno, que se realiza utilizando una placa metálica rígida de sección cuadrada de 30,5 cm de lado ó de sección circular con un diámetro de 30,5 cm.

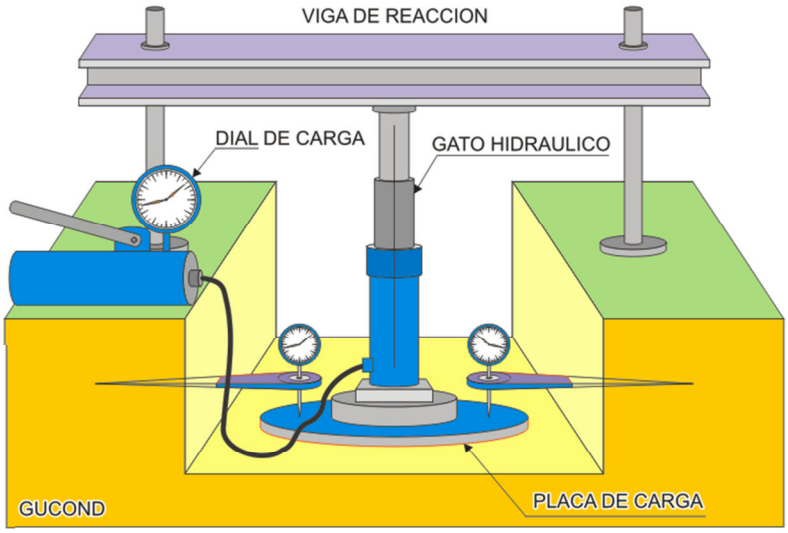


Figura Nº 29: Ensayo de placa de carga.

En el presente acápite se uso la tabla que se extrajo de la Tesis de maestría "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Como nuestra capacidad portante admisible (esfuerzo admisible) del terreno es: $q = 3\frac{kgf}{cm^2} \rightarrow Coeficiente\ de\ Balasto\ (Winkler) \rightarrow k_1 = C_z = 6\frac{kgf}{cm^3} = 6000\frac{Tn}{m^3}$

Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Tabla Nº 13.1: Modulo de balasto UPC (Nelson Morrison)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

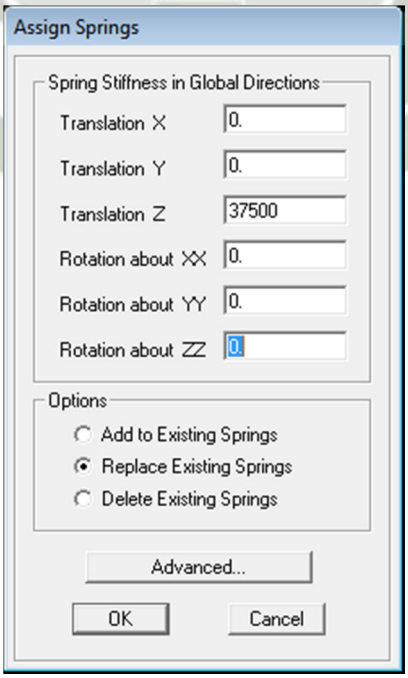
Cálculo de la rigidez equivalente vertical "Kz", por coeficiente de balasto (Tabla UPC, Nelson Morrison). $K_Z = k_1 \cdot A_{CIMENTACION}$

ANALISIS SISMICO ESTATICO CON BALASTO VERTICAL (Calculo de "Kz" para ETABS)

ZAPATA	PREDIMENSIONAMIENTO a (m)	b (m)	AREA A (m2)	COEFICIENTE DE BALASTO Cz=k1 (tn/m3)	COEFICIENTE DE RIGIDEZ EQUIVALENTE Kz (tn/m)	PUNTOS A APLICAR	COEFICIENTE DE RIGIDEZ ETABS Kz (tn/m)
ZAPATAS AISLADAS							
Z1	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z2	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z3	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z4	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z5	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z6	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z7	2.50	1.90	4.75	6000	28500	1	28500
Z8	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z9	2.90	2.90	8.41	6000	50460	1	50460
Z10	2.90	2.90	8.41	6000	50460	1	50460
Z17	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z18	3.70	3.70	13.69	6000	82140	1	82140
Z19	3.70	3.70	13.69	6000	82140	1	82140
Z22	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z23	3.70	3.70	13.69	6000	82140	1	82140
Z24	3.70	3.70	13.69	6000	82140	1	82140
Z33	2.50	2.50	6.25	6000	37500	1	37500
Z34	2.90	2.90	8.41	6000	50460	1	50460
Z35	3.70	3.70	13.69	6000	82140	1	82140
Z42	2.50	3.00	7.50	6000	45000	1	45000
Z43	3.00	3.00	9.00	6000	54000	1	54000
Z44	3.00	3.00	9.00	6000	54000	1	54000
PLATEA DE CIMENTACION							
PLATEA	a (m)	b (m)	A (m2)	Cz (tn/m3)	Kz (tn/m)		
P1	37.30	31.25	1165.63	6000	6993750	85	82279
ZAPATA CORRIDA MURO DE SOTANO							
	a (m)	b (m)	A (m2)	Cz (tn/m3)	Kz (tn/m)		
Z.MURO X	54.38	0.70	38.19	6000	229110	55	4166
Z.MURO Y	45.13	0.70	31.20	6000	187215	45	4160

Tabla Nº 14: Rigideces para análisis símico estático - balasto vertical

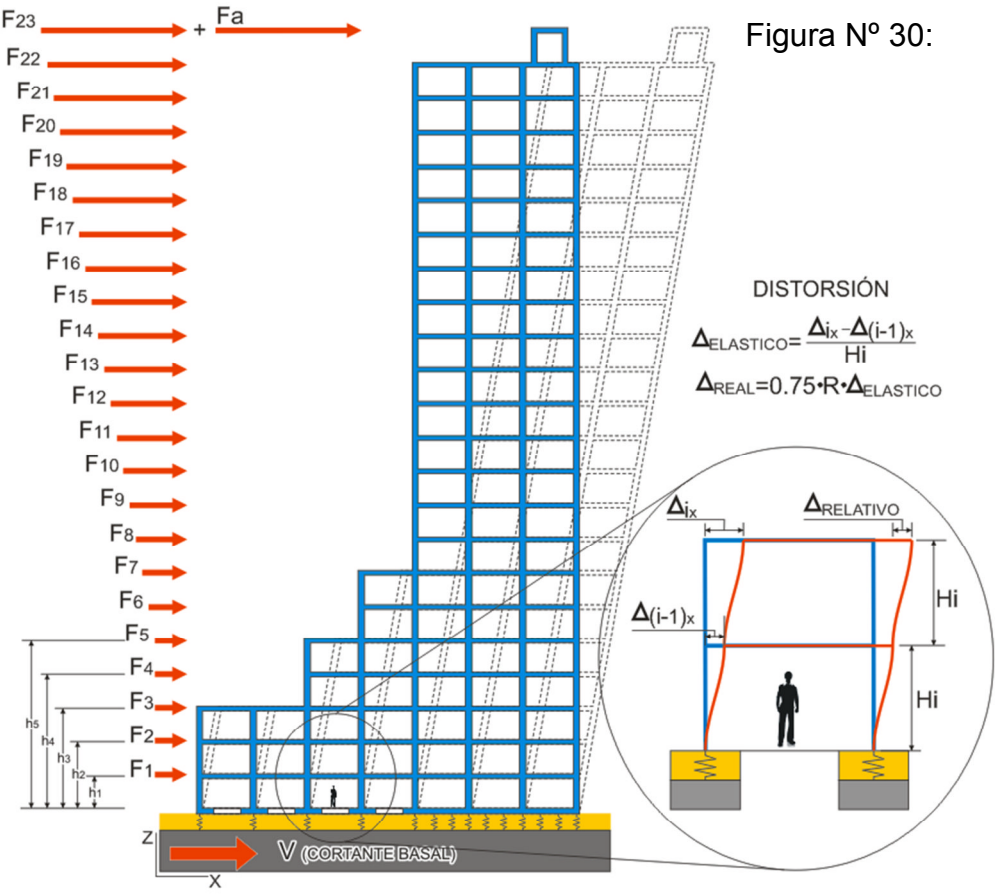
Asignación de rigideces en ETABS.



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

a. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS.

Figura Nº 30:



ANALISIS SISMICO ESTATICO CON BALASTO VERTICAL
DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

PISO	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGÚN NORMA <0.007	
			SISMO X		SISMO Y			
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60	84.10	86	0.021	85	0.022	NoCumple	NoCumple
STORY19	3.60	80.50	120	0.021	36	0.023	NoCumple	NoCumple
STORY18	3.60	76.90	242	0.024	36	0.024	NoCumple	NoCumple
STORY17	3.60	73.30	242	0.024	36	0.025	NoCumple	NoCumple
STORY16	3.60	69.70	242	0.025	36	0.026	NoCumple	NoCumple
STORY15	3.60	66.10	242	0.026	36	0.026	NoCumple	NoCumple
STORY14	3.60	62.50	242	0.027	36	0.027	NoCumple	NoCumple
STORY13	3.60	58.90	242	0.028	36	0.028	NoCumple	NoCumple
STORY12	3.60	55.30	242	0.028	36	0.029	NoCumple	NoCumple
STORY11	3.60	51.70	242	0.029	36	0.029	NoCumple	NoCumple
STORY10	3.60	48.10	242	0.030	36	0.030	NoCumple	NoCumple
STORY9	3.60	44.50	242	0.030	36	0.030	NoCumple	NoCumple
STORY8	3.60	40.90	242	0.030	36	0.030	NoCumple	NoCumple
STORY7	3.60	37.30	242	0.029	36	0.030	NoCumple	NoCumple
STORY6	3.60	33.70	242	0.029	222	0.029	NoCumple	NoCumple
STORY5	3.60	30.10	225	0.026	36	0.027	NoCumple	NoCumple
STORY4	3.60	26.50	272	0.026	257	0.026	NoCumple	NoCumple
STORY3	3.60	22.90	272	0.023	36	0.023	NoCumple	NoCumple
STORY2	3.60	19.30	272	0.020	132	0.021	NoCumple	NoCumple
STORY1	4.00	15.70	272	0.018	131	0.018	NoCumple	NoCumple
SOTANO1	4.50	11.70	276	0.013	276	0.016	NoCumple	NoCumple
SOTANO2	3.60	7.20	246	0.012	276	0.014	NoCumple	NoCumple
SOTANO3	3.60	3.60	274	0.010	57	0.010	NoCumple	NoCumple

Tabla Nº 15: Desplazamientos laterales y control de derivas

b. ANÁLISIS DE RESULTADOS (ANÁLISIS ESTÁTICO CON BALASTO).- Como se observa el análisis, la edificación no pasaría el control de derivas ya que se incrementan aún más las derivas, esta vez ningún piso cumple con lo estipulado en la Norma E.030.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

3.4 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON BASE EMPOTRADA

El análisis sísmico dinámico es una perturbación externa que no tiene una ley determinada, consecuentemente estaríamos en un caso de un efecto de una sumatoria de modos de vibración (periodos que vamos a obtener), la interacción entre la rigidez del edificio y la masa que se esta induciendo y la perturbación externa como una vibración forzada que vendría a ser netamente el Espectro o el Tiempo-Historia (Aceleración Vs Tiempo), entonces estaríamos en la sumatoria de los efectos.

Espectro de Respuesta, es cuando se trabaja con los espectros obtenidos de los registros de aceleración, combinando los aportes de cada modo, a fin de obtener un valor representativo de la respuesta, ya que la falta de simultaneidad de las máximas respuestas en cada modo de vibración implica la necesidad de combinarlas adecuadamente.

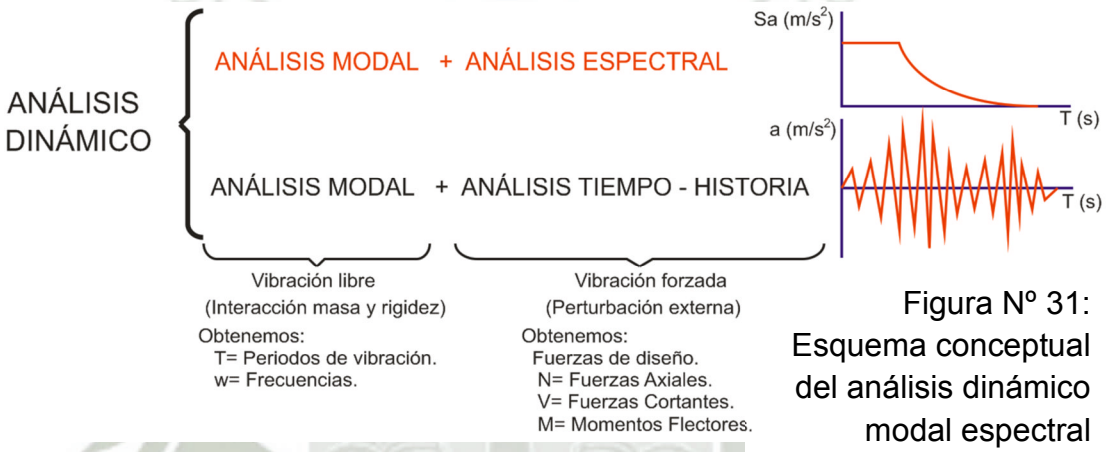


Figura Nº 31: Esquema conceptual del análisis dinámico modal espectral

a. ESPECTRO DE RESPUESTA (AMORTIGUACIÓN ξ=5%).- Se va ha trabajar con un espectro de respuesta el cual es obtenido con los sismos (registros históricos) mas intensos de la zona.
Se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$$

hn= 84.10m; Altura del edificio.
T= El periodo fundamental de la estructura, en el análisis dinámico espectral es “variable”, se tomara un intervalo de (0.1s a 10s)
Z= 0.4; Factor de zona (Arequipa Zona 3).
U=1; Factor de categoría (edificaciones comunes, categoría “C”).
S= 1.2; Factor de suelo (suelo intermedio, Tipo S2).
TP= 0.6s; Periodo del suelo (Suelo Intermedio).

C= 0.8; Factor de amplificación sísmica.
$C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T}$; $C \leq 2.5$, caso contrario tomar C=2.5.

R=8; Coeficiente de reducción sísmica para estructura regular.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

R= (3/4)*R= (3/4)*8= 6; Nuevo Coeficiente de reducción sísmica para estructura irregular.

g= 9.81 m/s2; gravedad.

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T}; C \leq 2.5; para\ la\ variable\ T\ con\ un\ intervalo\ (0.1s: 10s)$$

$$C_2 = 2.5 \cdot \frac{0.6}{0.1} = 15; C \leq 2.5\ ¡no\ cumple!\ \rightarrow C = 2.5$$

$$C_6 = 2.5 \cdot \frac{0.6}{0.6} = 2.5; C \leq 2.5\ ¡cumple!\ \rightarrow C = 2.5$$

$$C_7 = 2.5 \cdot \frac{0.6}{0.7} = 2.14; C \leq 2.5\ ¡cumple!\ \rightarrow C = 2.14$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$$

$$S_{a_2} = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot C_1}{6} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 1.962$$

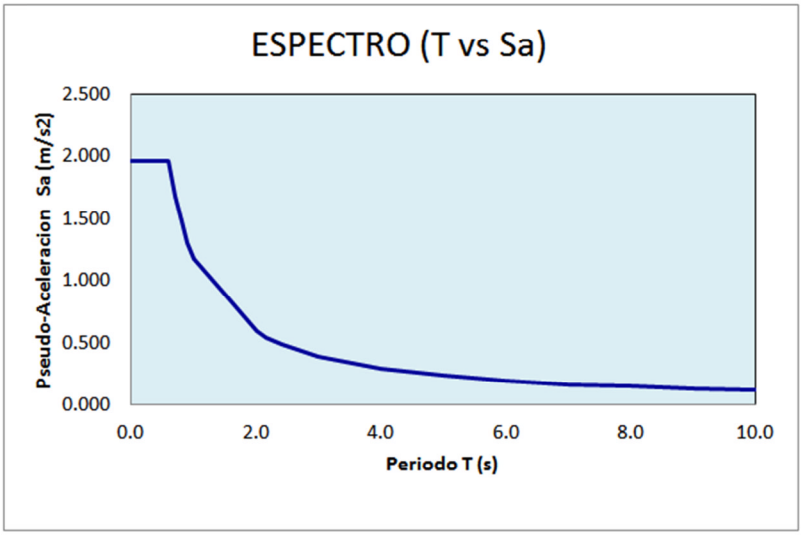
$$S_{a_6} = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot C_2}{6} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 1.962$$

$$S_{a_7} = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot C_3}{6} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 1.682$$

SUELO INTERMEDIO Tp=0.6seg			
	T	C	Sa
T1	0.0	2.50	1.962
T2	0.1	2.50	1.962
T3	0.3	2.50	1.962
T4	0.4	2.50	1.962
T5	0.5	2.50	1.962
T6	0.6	2.50	1.962
T7	0.7	2.14	1.682
T8	0.8	1.88	1.472
T9	0.9	1.67	1.308
T10	1	1.50	1.177
T11	2	0.75	0.589
T12	2.166	0.69	0.543
T13	2.413	0.62	0.488
T14	3	0.50	0.392
T15	4	0.38	0.294
T16	5	0.30	0.235
T17	6	0.25	0.196
T18	7	0.21	0.168
T19	8	0.19	0.147
T20	9	0.17	0.131
T21	10	0.15	0.118
ETABS			ETABS

Tabla Nº 16: Espectro de respuesta (amortiguación 5%)

Figura Nº 32: Espectro de pseudo-aceleraciones



Factor de escala para ETABS.

$$FE = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot g}{R} = 0.7848$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Definición de la función sismo “C” en ETABS (espectro de pseudo-aceleraciones o espectro de respuesta).

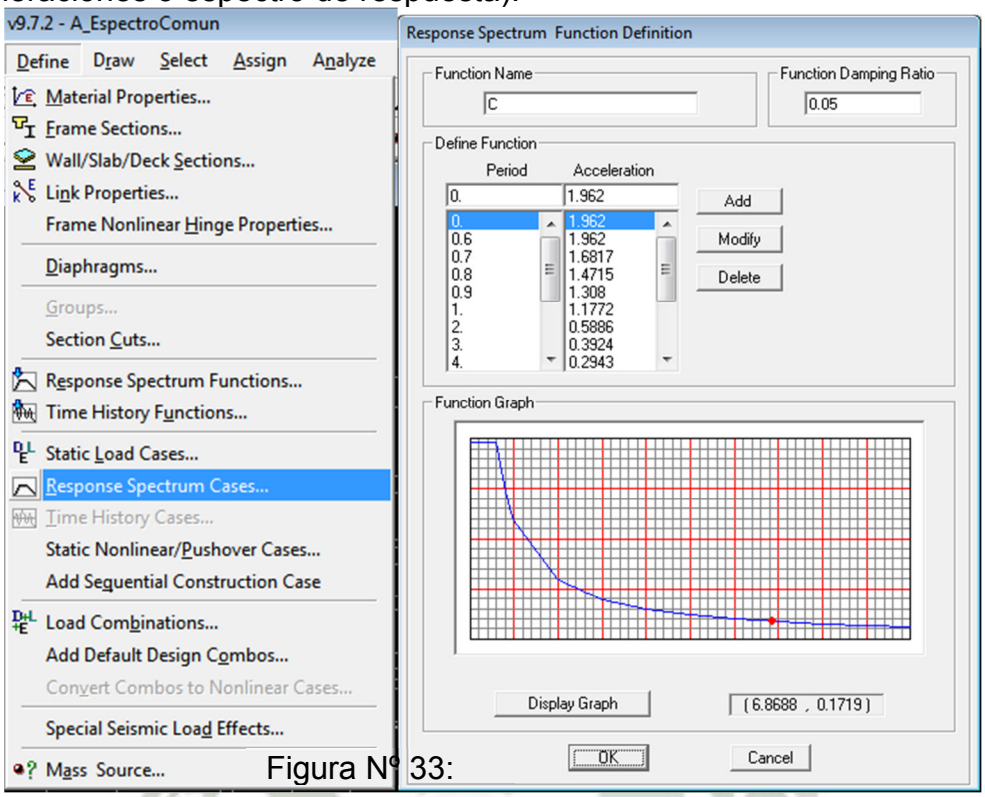


Figura Nº 33:

Asignación de la función sismo “C” según el caso de aplicación en “X” o “Y”, con 5% de amortiguamiento por concreto y 5% de excentricidad accidental.

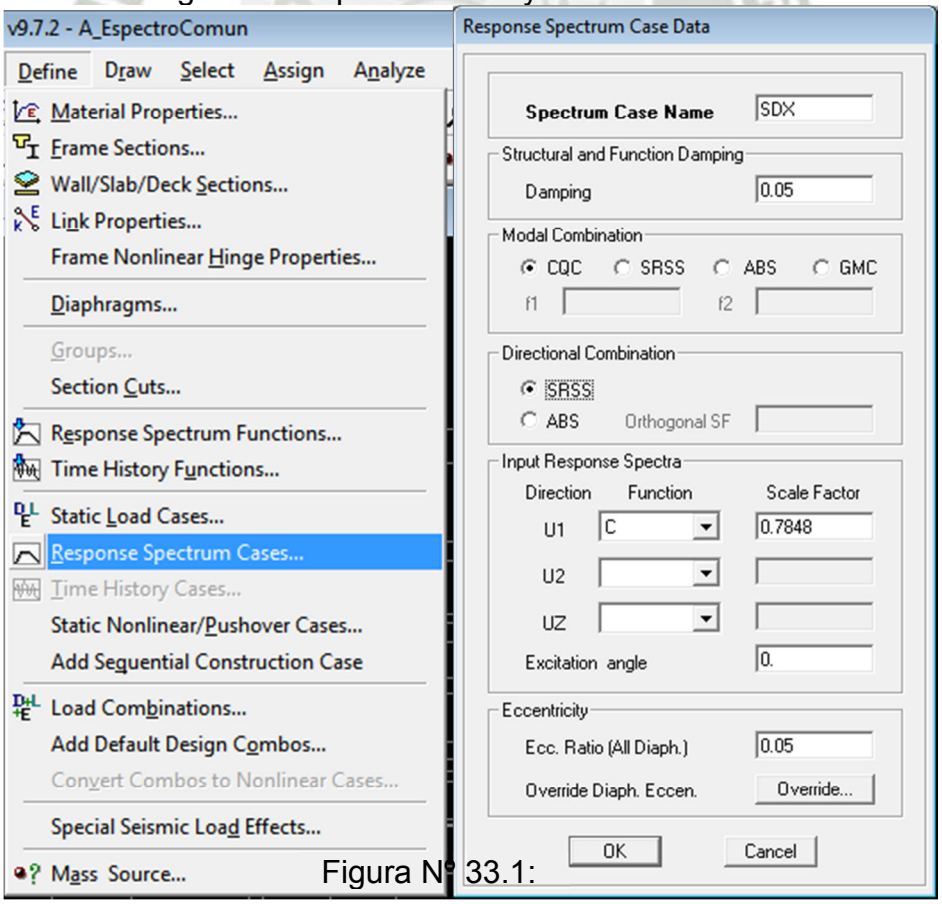


Figura Nº 33.1:

Vista 3D de la asignación del espectro de respuesta.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

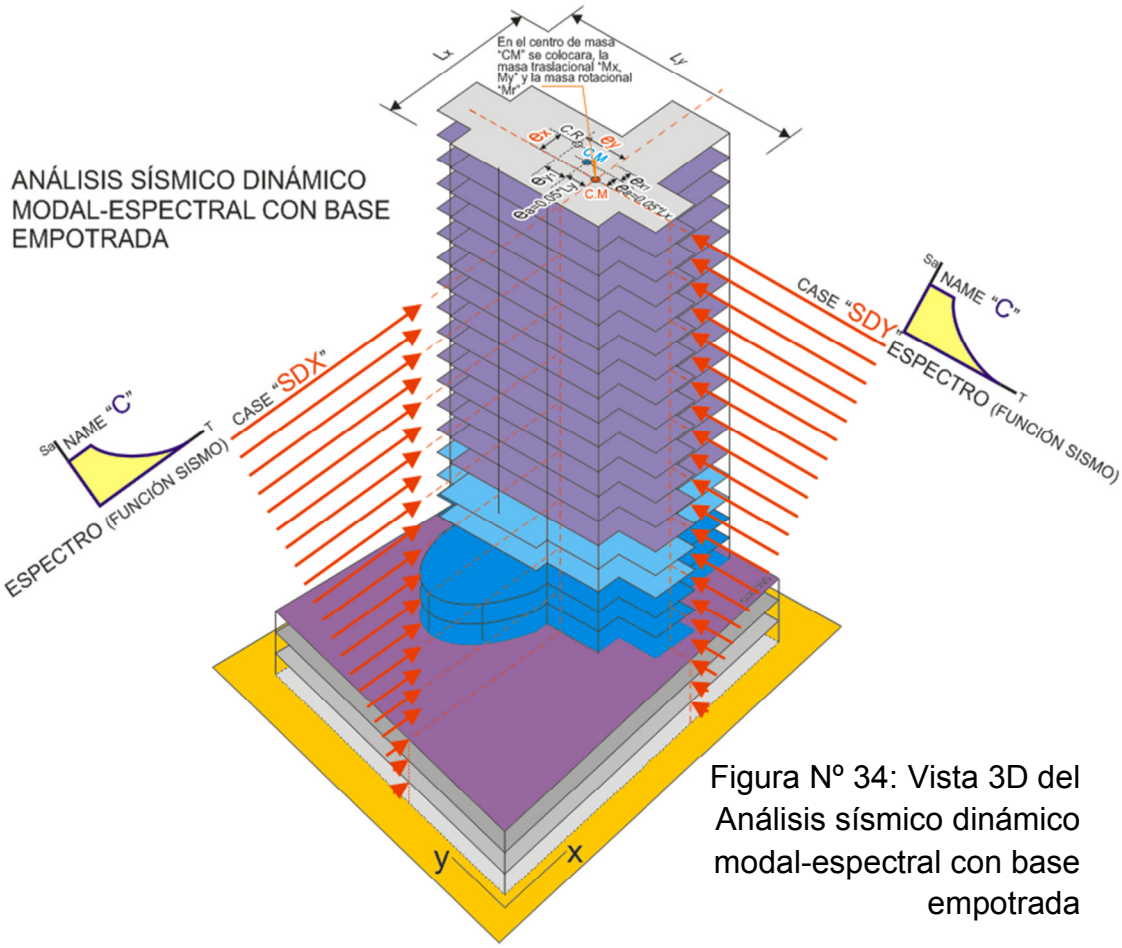


Figura Nº 34: Vista 3D del Análisis sísmico dinámico modal-espectral con base empotrada

b. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS (ETABS).

DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA "Z" RELATIVA	DISTORSION Δ_{REAL}				SEGUN NORMA	
			SISMO X		SISMO Y		< 0.007	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60	84.10	86	0.005	85	0.004	Cumple	Cumple
STORY19	3.60	80.50	120	0.005	36	0.006	Cumple	Cumple
STORY18	3.60	76.90	242	0.006	36	0.006	Cumple	Cumple
STORY17	3.60	73.30	242	0.006	36	0.006	Cumple	Cumple
STORY16	3.60	69.70	242	0.006	36	0.007	Cumple	Cumple
STORY15	3.60	66.10	242	0.007	36	0.007	Cumple	Cumple
STORY14	3.60	62.50	242	0.007	36	0.007	Cumple	No cumple
STORY13	3.60	58.90	242	0.007	36	0.007	Cumple	No cumple
STORY12	3.60	55.30	242	0.007	36	0.007	No cumple	No cumple
STORY11	3.60	51.70	242	0.007	36	0.007	No cumple	No cumple
STORY10	3.60	48.10	242	0.007	36	0.008	No cumple	No cumple
STORY9	3.60	44.50	242	0.007	36	0.008	No cumple	No cumple
STORY8	3.60	40.90	242	0.007	36	0.007	No cumple	No cumple
STORY7	3.60	37.30	242	0.007	36	0.007	Cumple	No cumple
STORY6	3.60	33.70	242	0.007	222	0.007	Cumple	No cumple
STORY5	3.60	30.10	225	0.006	36	0.007	Cumple	Cumple
STORY4	3.60	26.50	272	0.006	257	0.007	Cumple	Cumple
STORY3	3.60	22.90	272	0.005	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY2	3.60	19.30	272	0.004	132	0.007	Cumple	Cumple
STORY1	4.00	15.70	272	0.003	163	0.005	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50	11.70	112	0.017	276	0.002	No cumple	Cumple
SOTANO2	3.60	7.20	112	0.014	57	0.001	No cumple	Cumple
SOTANO3	3.60	3.60	112	0.006	108	0.001	Cumple	Cumple

Tabla Nº 17: Distorsiones de entrepiso

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

c. ANÁLISIS DE RESULTADOS.- Como se observa el análisis sísmico dinámico espectral está más acorde con la magnitud y altura del edificio, pero aún con este análisis el edificio, no estaría cumpliendo con la norma, ya que algunos niveles sobrepasan el 0.007m de distorsión por piso.

3.5 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA MODELO BARKAN-SAVINOV.

La Interacción Suelo-Estructura, es un campo nuevo de la Ingeniería Civil, el cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría aislarse de su interacción con el suelo de fundación.
La interacción suelo-estructura es simplemente considerando el coeficiente de balasto al contacto dinámico entre la base y la estructura.
El efecto de la interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de edificaciones, porque influye en la determinación de los modos de vibración libre, así como en la redistribución de los esfuerzos en el edificio y cimentación, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales.
El científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_x = C_x \times A \qquad K_{\varphi.x} = C_{\varphi.x} \times I_x$$
$$K_y = C_y \times A \qquad K_{\varphi.y} = C_{\varphi.y} \times I_y$$
$$K_z = C_z \times A$$

Donde:
$C_{x,\,y}$ = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme
C_z, C_φ = Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme
A = Área de la base de la cimentación
I = Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

$$C_X = Do\left[1+\frac{2(a+b)}{\Delta.A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \qquad C_{\varphi x} = Co\left[1+\frac{2(a+3b)}{\Delta.A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$
$$C_Y = Do\left[1+\frac{2(a+b)}{\Delta.A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \qquad C_{\varphi y} = Co\left[1+\frac{2(3a+b)}{\Delta.A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$
$$C_Z = Co\left[1+\frac{2(a+b)}{\Delta.A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

Donde:
C_0, D_0 = Coeficientes determinados a través de experimentos
a, b = Dimensiones de la cimentación en el plano
Δ = Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

μ = Coeficiente de poisson, asumido para cálculos μ=0.3.
P_{CM} = Carga muerta de toda la estructura.
$N°_{zap}$ = Número de zapatas.
A_{zap} = Área de zapatas.

Para el coeficiente D_0, como se mostraron en los experimentos se puede utilizar la dependencia empírica [2]:

$$D_o = \frac{1-\mu}{1-0.5\cdot\mu}\cdot C_o \qquad \rho = \frac{P_{CM}}{N^{\circ}_{zap}\cdot A_{zap}}$$

El valor de C_0 cuando ρ_0 = 0.2 kg/cm^2 estará en función de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación, a través de la siguiente tabla.

Perfil	Base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm^3)
S1	Roca o suelo muy rígido	Arcilla y arena arcillosa dura (I_L<0)	3.0
		Arena compacta (I_L<0)	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa.	2.6
S2	Suelo intermedio	Arcilla y arena arcillosa plástica (0.25 < I_L ≤ 0.5)	2.0
		Arena plástica (0< I_L ≤ 0.5)	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa (e ≤ 0.80)	1.4
		Arena de grano fino, mediano y grueso independiente de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelo flexible o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad (0.5< I_L ≤ 0.75)	0.8
		Arena plástica (0.5< I_L ≤ 1)	1.0
		Arena polvorosa, saturada, porosa (e > 0.80)	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda (I_L>0.75)	0.6
		Arena movediza (I_L>1)	0.6
Según el Libro del Dr. Genner Villarreal Castro "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas" [2]			

Tabla Nº 18: Coeficiente C_0 a través del tipo de suelo de fundación

Modelo de una zapata aislada (elemento rígido) donde en el centroide de la misma se concentran las rigideces para cada grado de libertad con su respectivo amortiguador. Estas rigideces deben estar en función del área

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

que se está analizando y la malla, que va a ser la idealización del área de la zapata, la cual debe ser rígida, despreciando la flexión de la misma.

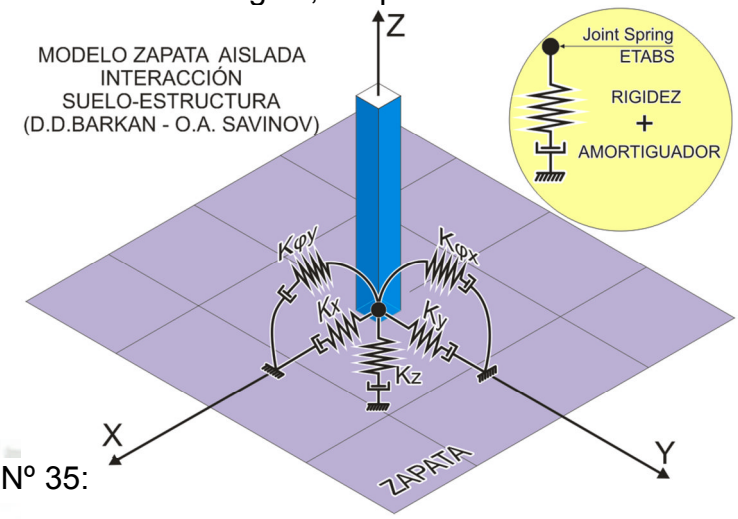


Figura Nº 35:

Modelo de una platea de cimentación estará representada por una malla flexible. La división de la malla será de acuerdo a la estructuración del proyecto, teniendo en cuenta que todo elemento vertical debe estar intersecándose con el enmallado.

En el centroide de la platea de cimentación se va a concentrar las masas en todas las direcciones obtenidas del cálculo, En el centroide de la platea de cimentación se va a concentrar las rigideces "Kx, Ky, Kφx, kφy" y los amortiguamientos (Joint Springs, ETABS), excepto la rigidez vertical "Kz" la cual se asigna en el área modelada en Etabs, ésta se discretisa en áreas de un metro cuadrado, en cada m^2 se le coloca un elemento resorte (Área Springs, ETABS).

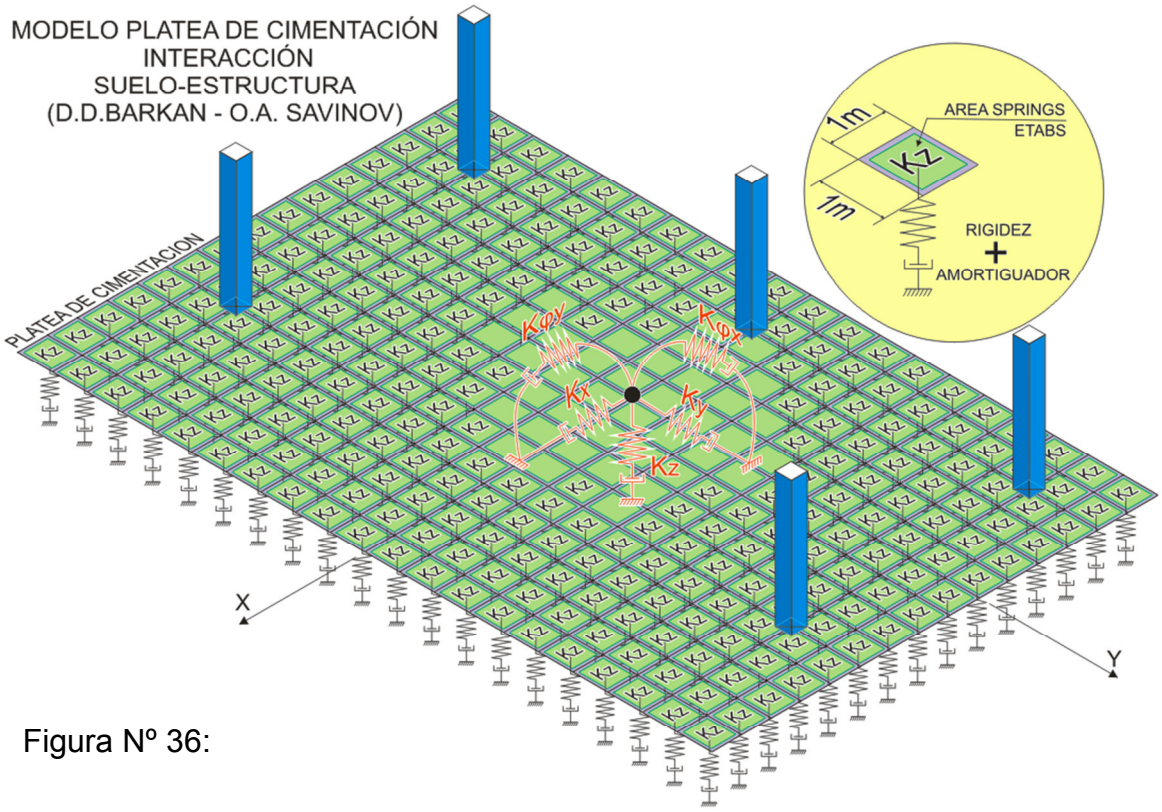


Figura Nº 36:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. COEFICIENTES DE RIGIDEZ.

Tabla Nº 19:

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA MODELO BARKAN-SAVINOV.

COEFICIENTE DE RIGIDEZ EQUIVALENTE

$$\rho_{zapata} = \frac{P_{edificio}}{\Sigma A_{zapatas}}$$

ρ_{zapata} 15.980 tn/m2 — 1.598 kg/cm2

P edificio= 21606.3 tn

A zapatas= 1352.06 m2

μ= 0.3

Co= 2 kg/cm3

Do= 1.647 $D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} C_0$

ρo= 0.2 kg/cm2

Δ= 1 m^-1

$$C_z = C_0\left[1+\frac{2(a+b)}{\Delta . A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \qquad K_z = C_z A$$

$$C_x = D_0\left[1+\frac{2(a+b)}{\Delta . A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \qquad K_x = C_x A$$

$$C_\varphi = C_0\left[1+\frac{2(a+3b)}{\Delta . A}\right]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \qquad K_\varphi = C_\varphi I$$

TABLE 2-7
Values or value ranges for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	– 0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

ZAPATA	AREA A m2	SECCION a m	SECCION b m	INERCIAS Ix m4	INERCIAS Iy m4	COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO Y COMPRESION Cz tn/m3	Cx tn/m3	Cy tn/m3	Cφx tn/m3	Cφy tn/m3	Cφz tn/m3	COEFICIENTE DE RIGIDEZ EQUIVALENTE Kz tn/m	Kx tn/m	Ky tn/m	Kφx tn/m	Kφy tn/m	Kφz tn/m
ZAPATAS AISLADAS																	
Z1	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z2	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z3	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z4	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z5	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z6	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z7	4.75	2.50	1.90	2.47	1.43	16127.004	13281.062	25172.409	28028.853	76603.271	63085.047	62275.491	40052.063				
Z8	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z9	8.41	2.90	2.90	5.89	5.89	13451.141	11077.410	11077.410	21248.903	21248.903	21248.903	113124.032	93161.017	93161.017	125241.213	125241.213	125241.213
Z10	8.41	2.90	2.90	5.89	5.89	13451.141	11077.410	11077.410	21248.903	21248.903	21248.903	113124.032	93161.017	93161.017	125241.213	125241.213	125241.213
Z17	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z18	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	11765.138	9688.937	9688.937	17876.898	17876.898	17876.898	161064.737	132641.548	132641.548	279201.539	279201.539	279201.539
Z19	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	11765.138	9688.937	9688.937	17876.898	17876.898	17876.898	161064.737	132641.548	132641.548	279201.539	279201.539	279201.539
Z22	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z23	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	11765.138	9688.937	9688.937	17876.898	17876.898	17876.898	161064.737	132641.548	132641.548	279201.539	279201.539	279201.539
Z24	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	11765.138	9688.937	9688.937	17876.898	17876.898	17876.898	161064.737	132641.548	132641.548	279201.539	279201.539	279201.539
Z33	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	14698.783	12104.880	12104.880	23744.187	23744.187	23744.187	91867.391	75655.493	75655.493	77292.276	77292.276	77292.276
Z34	8.41	2.90	2.90	5.89	5.89	13451.141	11077.410	11077.410	21248.903	21248.903	21248.903	113124.032	93161.017	93161.017	125241.213	125241.213	125241.213
Z35	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	11765.138	9688.937	9688.937	17876.898	17876.898	17876.898	161064.737	132641.548	132641.548	279201.539	279201.539	279201.539
Z42	7.5	2.50	3.00	5.63	3.91	13944.999	11484.117	11484.117	22990.404	21482.836	104587.492	86130.876	86130.876	89806.264	120840.953		
Z43	9	3.00	3.00	6.75	6.75	13191.215	10863.354	10863.354	20729.052	20729.052	118720.937	97770.183	97770.183	139921.104	139921.104		
Z44	9	3.00	3.00	6.75	6.75	13191.215	10863.354	10863.354	20729.052	20729.052	118720.937	97770.183	97770.183	139921.104	139921.104		
	186.43																
PLATEA DE CIMENTACION																	
PLATEA	A m2	a m	b m	Ix m4	Iy m4	Cz tn/m3	Cx tn/m3	Cy tn/m3	Cφx tn/m3	Cφy tn/m3	Cφz tn/m3	Kz tn/m	Kx tn/m	Ky tn/m	Kφx tn/m	Kφy tn/m	Kφz tn/m
P1	1165.625	37.30	31.25	94858.81	135143.53	6318.324	5203.326	5203.326	6324.585	7041.357	7364796.770	6065126.752	6065126.752	335612843	667931598		
ZAPATA CORRIDA MURO DE SOTANO																	
ZAPATA	A m2	a m	b m	Ix m4	Iy m4	Cz tn/m3	Cx tn/m3	Cy tn/m3	Cφx tn/m3	Cφy tn/m3	Cφz tn/m3	Kz tn/m	Kx tn/m	Ky tn/m	Kφx tn/m	Kφy tn/m	Kφz tn/m
Z.MURO X	38.185	54.375	0.7	1.55	9378.09	21961.341	18085.810	18085.810	22375.888	54162.721	838593.816	690606.672	690606.672	209843190	84180.717		
Z.MURO Y	31.2025	45.125	0.7	1.29	5360.05	22258.845	18330.814	18330.814	22766.159	54962.466	694531.613	571967.210	571967.210	122027637	70831.848		

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Asignación de los coeficientes de rigidez equivalentes en cinco grados de libertad del cimiento (ETABS).

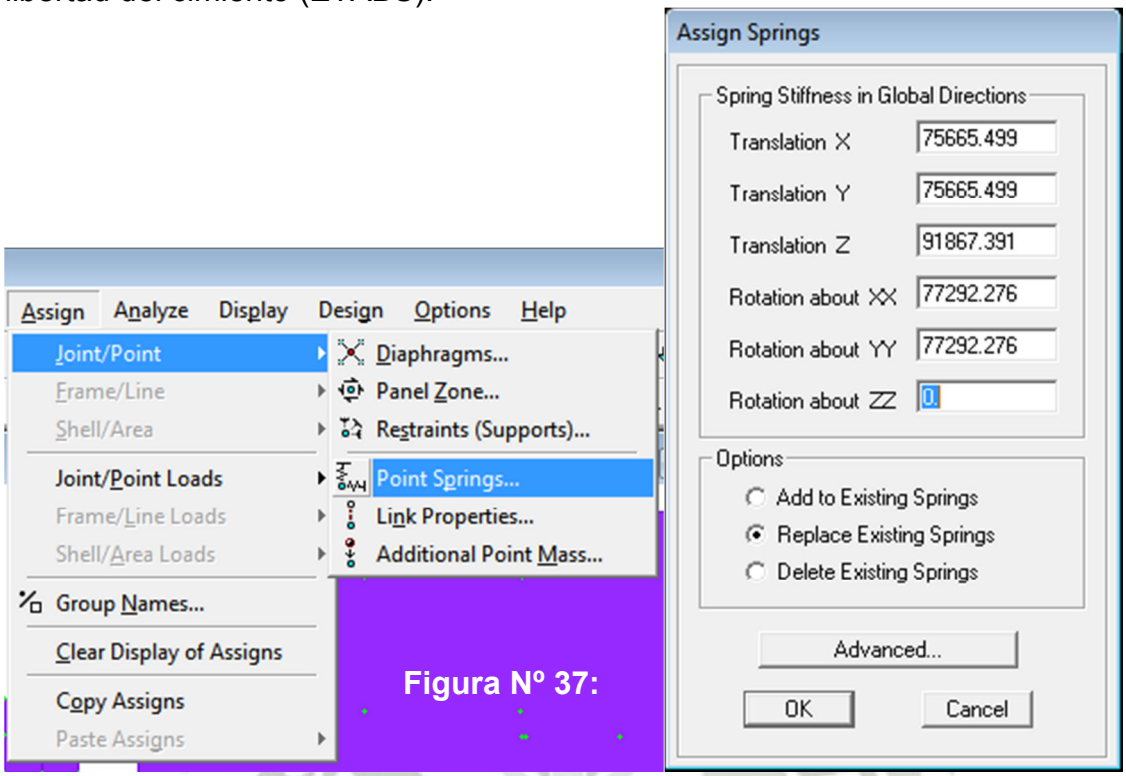


Figura Nº 37:

Visualización en ETABS de los resortes en la cimentación.

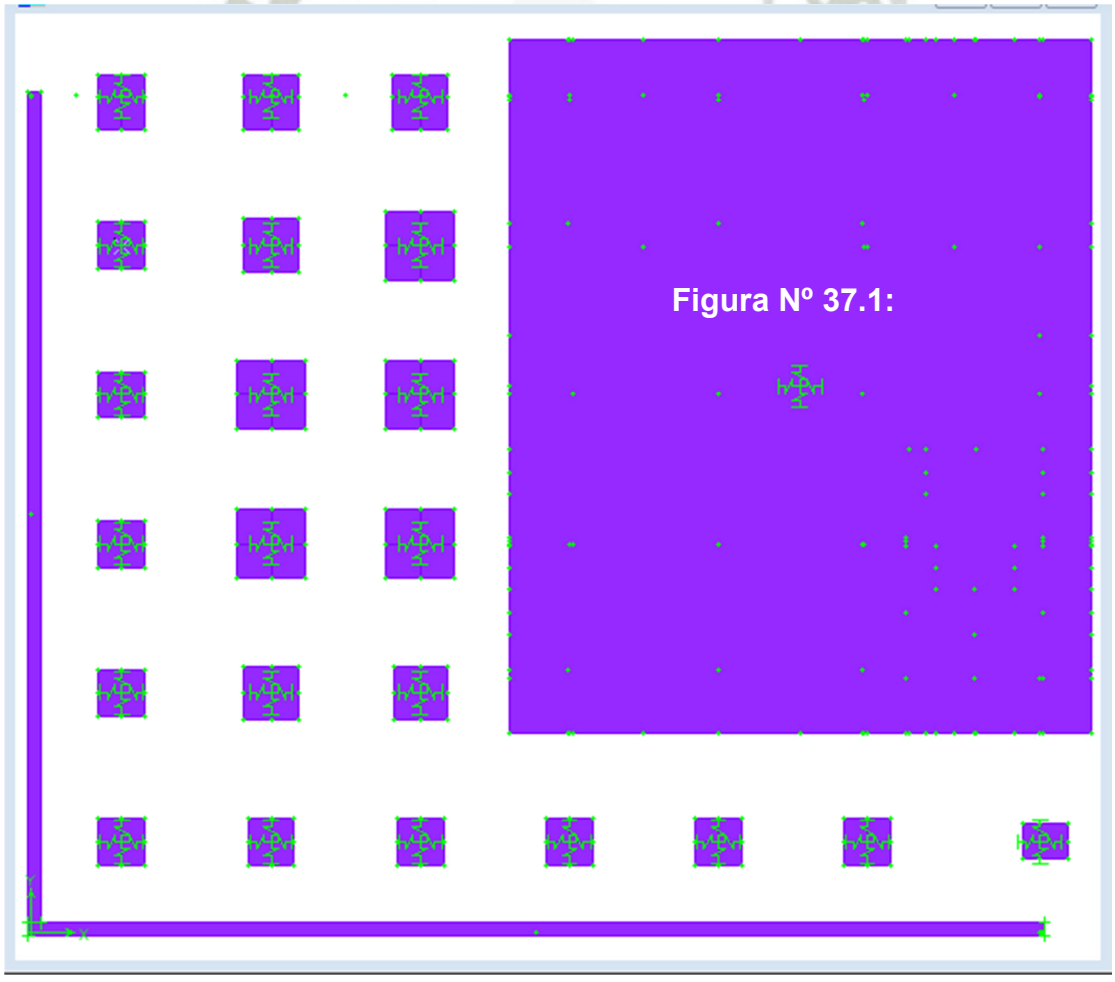


Figura Nº 37.1:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

b. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS. Tabla Nº 20:

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA MODELO BARKAN-SAVINOV.
DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA < 0.007	
			SISMO X		SISMO Y			
			Point	Drift X	Point	Drift Y	X	Y
STORY20	3.60	85.10	86	0.005	85	0.004	Cumple	Cumple
STORY19	3.60	81.50	109	0.006	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY18	3.60	77.90	242	0.007	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY17	3.60	74.30	242	0.007	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY16	3.60	70.70	242	0.008	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY15	3.60	67.10	242	0.008	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY14	3.60	63.50	242	0.008	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY13	3.60	59.90	242	0.009	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY12	3.60	56.30	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY11	3.60	52.70	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY10	3.60	49.10	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY9	3.60	45.50	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY8	3.60	41.90	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY7	3.60	38.30	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY6	3.60	34.70	242	0.008	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY5	3.60	31.10	225	0.007	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY4	3.60	27.50	272	0.007	257	0.006	No cumple	Cumple
STORY3	3.60	23.90	272	0.007	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY2	3.60	20.30	272	0.006	132	0.007	Cumple	Cumple
STORY1	4.00	16.70	272	0.004	163	0.005	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50	12.70	112	0.006	276	0.002	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60	8.20	112	0.005	131	0.002	Cumple	Cumple
SOTANO3	4.60	4.60	112	0.003	12	0.001	Cumple	Cumple

c. ANÁLISIS DE RESULTADOS.- Se sigue observando que al aplicar interacción suelo-estructura las derivas aumentan en el sentido “X”.

3.6 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, MODELO NORMA RUSA.

En éste modelo de análisis, también se consideran los 6 grados de libertad de la interacción suelo-estructura. Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z, desplazamiento elástico uniforme K_x; compresión elástica no uniforme K_φ y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ; se calculan con las siguientes fórmulas:

$$K_z = C_z A \qquad K_x = C_x A \qquad K_\varphi = C_\varphi I_\varphi \qquad K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Donde:
A = Área de la base de fundación
C_x = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme en X
C_y = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme en Y
C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme
C_φ = Coeficiente de compresión elástica no uniforme
C_ψ = Coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z, se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$C_z = boE\left(1+\sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right)$$

Donde:
b_0 = Coeficiente (m^{-1}) asumido mediante la tabla siguiente.
E = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación.
A_{10} = 10 m².

Según las tablas del Libro del Dr. Genner Villarreal Castro "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas"
Tabla Nº 21: Tipos de fundación para interacción suelo estructura norma rusa.

Tipo de Suelo de Fundación	b_0
suelos arenosos	1
arenas arcillosas	1.2
arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas	1.5

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y el de desplazamiento elástico no uniforme, se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = C_y = 0.7C_z$$

$$C_\varphi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

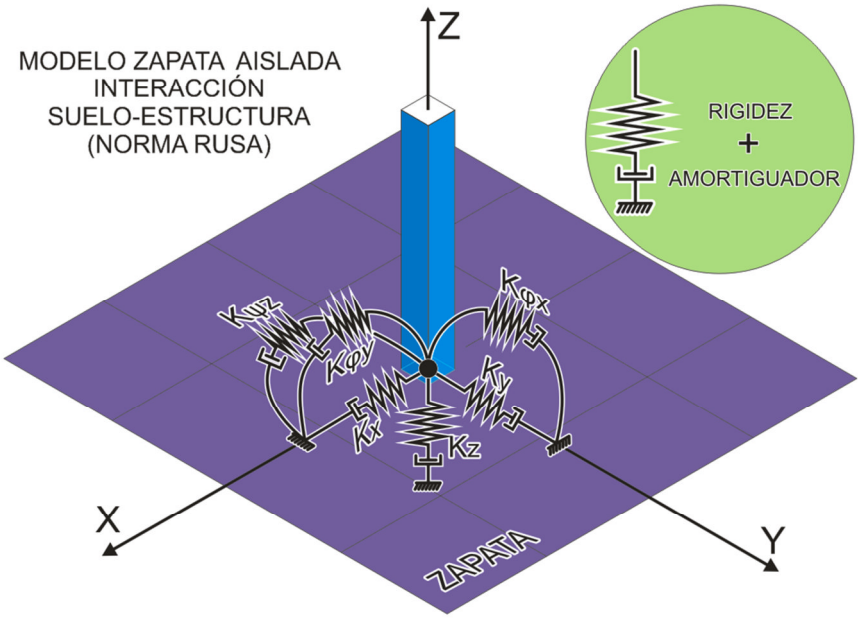


Figura Nº 38:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. COEFICIENTES DE RIGIDEZ.

Tabla Nº 22:

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, MODELO NORMA RUSA (SNIP 2.02.05-87)

COEFICIENTES DE RIGIDEZ

$$C_z = b_0 E\left(1+\sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right) \qquad K_z = C_z A$$

$$C_x = 0{,}7 C_z \qquad K_x = C_x A$$

$$C_\varphi = 2C_z \qquad K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$C_\psi = C_z \qquad K_\psi = C_\psi I_\psi$$

ρ_{zapata} 15.980 tn/m2

$P_{edificio}$= 21606.3 tn
$A_{zapatas}$= 1352.06 m2

coeficiente (m^{-1}): b_0= 1.5 (Arenas densas)
modulo de elasticidad: E= 6550 Tn/m2 (de Tabla2-8, pag125 JosephBowles)
A_{10}= 10 m2

Soil	E_s, MPa
Clay	
Very soft	2–15
Soft	5–25
Medium	15–50
Hard	50–100
Sandy	25–250
Glacial till	
Loose	10–150
Dense	150–720
Very dense	500–1440
Loess	15–60
Sand	
Silty	5–20
Loose	10–25
Dense	50–81

ZAPATA	AREA	SECCION		INERCIAS		MODULO DE SUBRASANTE (MODULO DE BALASTO)						COEFICIENTE DE RIGIDEZ EQUIVALENTE					
	A	a	b	Ix	Iy	Cz	Cx	Cy	$C\phi_x$	$C\phi_y$	$C\psi$	Kz	Kx	Ky	$K\phi_x$	$K\phi_y$	$K\psi_z$
	m2	m	m	m4	m4	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m
Z1	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z2	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z3	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z4	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z5	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z6	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z7	4.75	2.50	1.90	1.43	2.47	24080.608	16856.426	16856.426	48161.217	48161.217	24080.608	114382.889	80068.023	80068.023	119148.843	68820.372	93984.60753
Z8	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z9	8.41	2.90	2.90	5.89	5.89	20538.579	14377.005	14377.005	41077.157	41077.157	20538.579	172729.446	120910.612	120910.612	242109.107	242109.107	242109.1071
Z10	8.41	2.90	2.90	5.89	5.89	20538.579	14377.005	14377.005	41077.157	41077.157	20538.579	172729.446	120910.612	120910.612	242109.107	242109.107	242109.1071
Z17	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z18	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	18222.129	12755.490	12755.490	36444.258	36444.258	18222.129	249460.949	174622.664	174622.664	569186.731	569186.731	569186.7311
Z19	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	18222.129	12755.490	12755.490	36444.258	36444.258	18222.129	249460.949	174622.664	174622.664	569186.731	569186.731	569186.7311
Z22	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z23	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	18222.129	12755.490	12755.490	36444.258	36444.258	18222.129	249460.949	174622.664	174622.664	569186.731	569186.731	569186.7311
Z24	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	18222.129	12755.490	12755.490	36444.258	36444.258	18222.129	249460.949	174622.664	174622.664	569186.731	569186.731	569186.7311
Z33	6.25	2.50	2.50	3.26	3.26	22252.751	15576.926	15576.926	44505.502	44505.502	22252.751	139079.695	97355.787	97355.787	144874.682	144874.682	144874.6823
Z34	8.41	2.90	2.90	5.89	5.89	20538.579	14377.005	14377.005	41077.157	41077.157	20538.579	172729.446	120910.612	120910.612	242109.107	242109.107	242109.1071
Z35	13.69	3.70	3.70	15.62	15.62	18222.129	12755.490	12755.490	36444.258	36444.258	18222.129	249460.949	174622.664	174622.664	569186.731	569186.731	569186.7311
Z42	7.5	2.50	3.00	5.63	3.91	21169.933	14818.953	14818.953	42339.866	42339.866	21169.933	158774.496	111142.147	111142.147	165390.100	238161.744	201775.9219
Z43	9	3.00	3.00	6.75	6.75	20181.459	14127.022	14127.022	40362.919	40362.919	20181.459	181633.134	127143.194	127143.194	272449.701	272449.701	272449.7011
Z44	9	3.00	3.00	6.75	6.75	20181.459	14127.022	14127.022	40362.919	40362.919	20181.459	181633.134	127143.194	127143.194	272449.701	272449.701	272449.7011
	186.43																
PLATEA	A	a	b	Ix	Iy	Cz	Cx	Cy	$C\phi_x$	$C\phi_y$	$C\psi$	Kz	Kx	Ky	$K\phi_x$	$K\phi_y$	$K\psi_z$
	m2	m	m	m4	m4	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3		tn/m	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m
P1	1165.625	37.30	31.25	94858.81	135143.53	10735.025	7514.517	7514.517	21470.049	21470.049	10735.025	12513013	8759109	8759109	2901538321	2036623218	2469080769
	1	1	1	0.08	0.08	40894.378	28626.065	28626.065	81788.756	81788.756	40894.378	40894	28626	28626	6816	6816	6816
	85 puntos en platea											147212	103048	103048	34135745	23960273	29048009
MURO DE SOTANO																	
	A	a	b	Ix	Iy	Cz	Cx	Cy	$C\phi_x$	$C\phi_y$	$C\psi$	Kz	Kx	Ky	$K\phi_x$	$K\phi_y$	$K\psi_z$
	m2	m	m	m4	m4	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3	tn/m3		tn/m	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m	tn/m
Z.MURO X	38.185	54.375	0.7	1.55	9378.09	14852.895	10397.026	10397.026	29705.789	29705.789	14852.895	567158	397010	397010	278583697	46169	139314933
	55 puntos en muro x											10312	7218	7218	5065158	839	2532999
Z.MURO Y	31.2025	45.125	0.7	1.29	5360.05	15387.088	10770.962	10770.962	30774.176	30774.176	15387.088	480116	336081	336081	164950970	39693	82495332
	45 puntos en muro y											10669	7468	7468	3665577	882	1833230

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

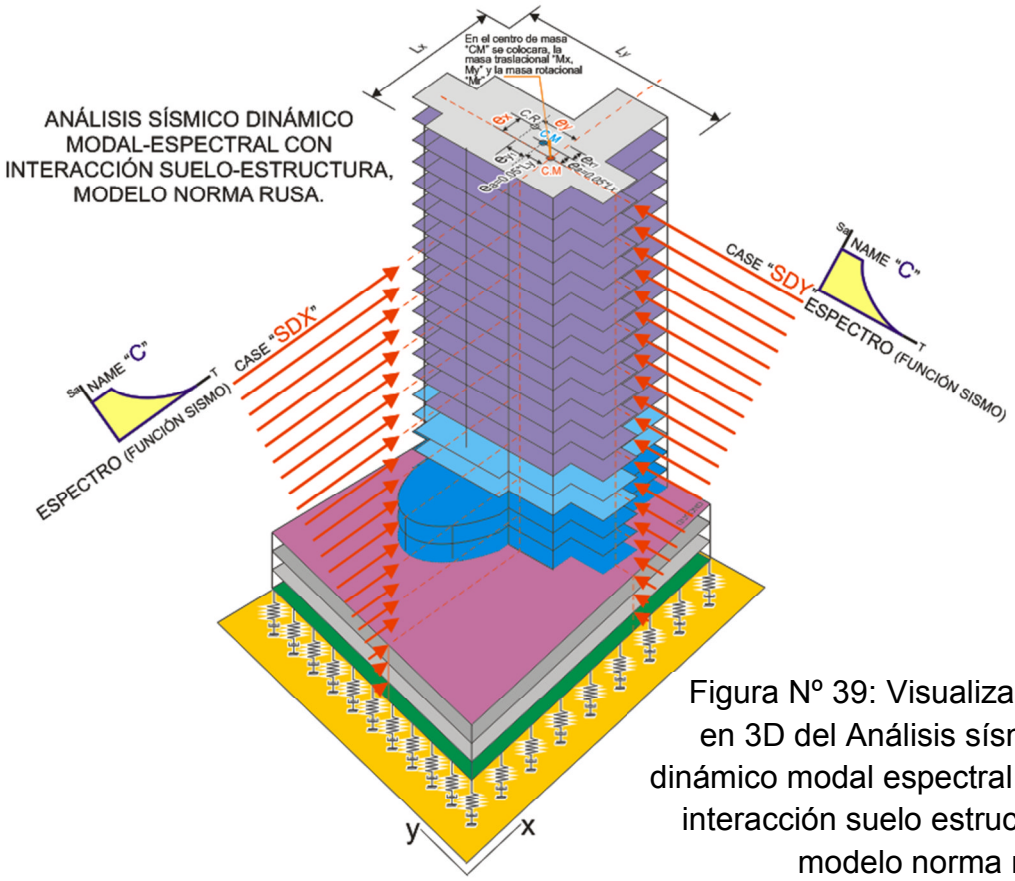


Figura Nº 39: Visualización en 3D del Análisis sísmico dinámico modal espectral con interacción suelo estructura modelo norma rusa

Asignación de las rigideces equivalentes en ETABS, en los seis grados de libertad de la cimentación.

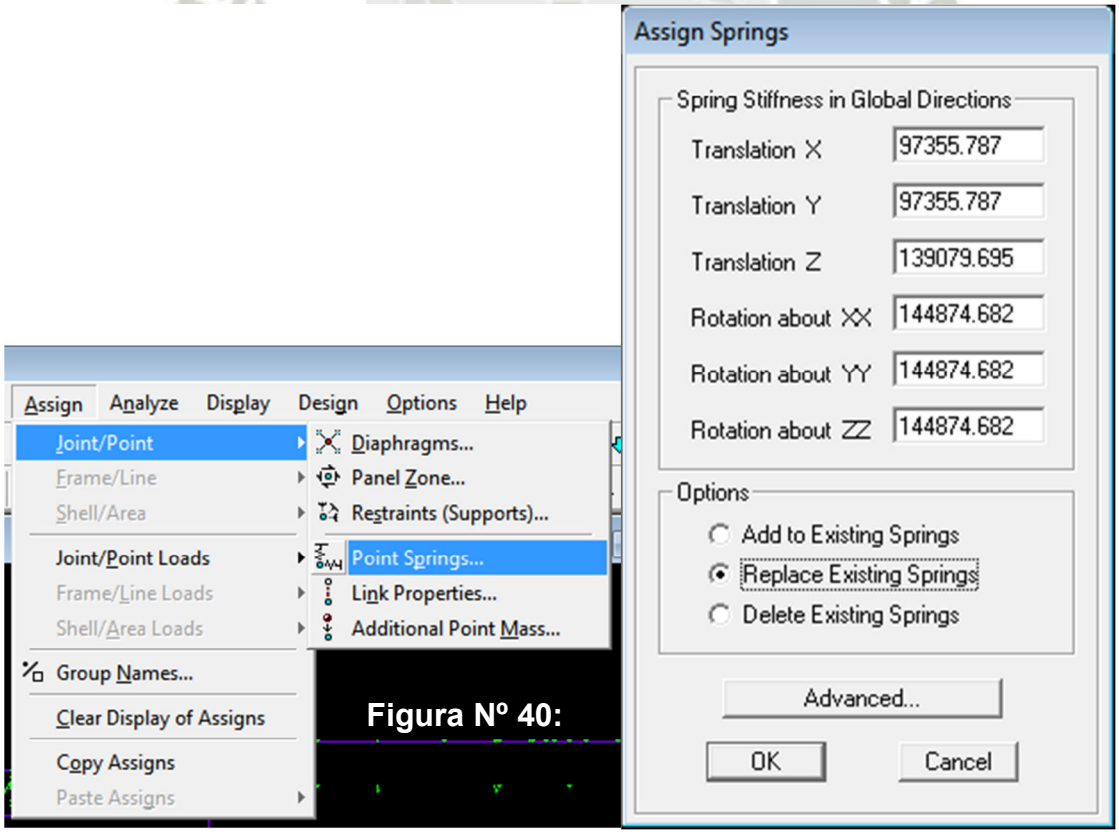


Figura Nº 40:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Visualización de los resortes en ETABS.

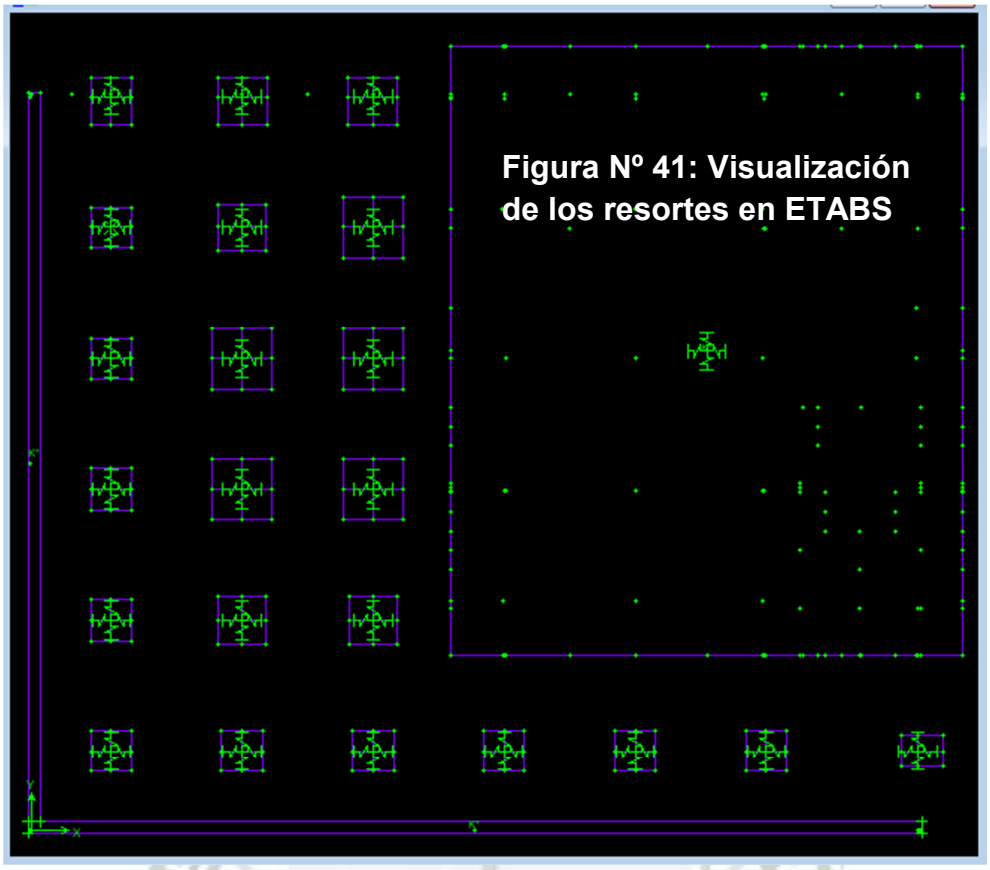


Figura Nº 41: Visualización de los resortes en ETABS

b. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS

Tabla Nº 23:

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
MODELO NORMA RUSA (SNIP 2.02.05-87)
DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA	
			SISMO X		SISMO Y		< 0.007	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60	85.1	86	0.005	85	0.004	Cumple	Cumple
STORY19	3.60	79.7	109	0.006	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY18	3.60	77.9	242	0.007	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY17	3.60	74.3	242	0.007	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY16	3.60	70.7	242	0.008	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY15	3.60	67.1	242	0.008	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY14	3.60	63.5	242	0.008	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY13	3.60	59.9	242	0.009	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY12	3.60	56.3	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY11	3.60	52.7	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY10	3.60	49.1	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY9	3.60	45.5	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY8	3.60	41.9	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY7	3.60	38.3	242	0.009	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY6	3.60	34.7	242	0.008	36	0.007	No cumple	Cumple
STORY5	3.60	31.1	225	0.007	36	0.006	No cumple	Cumple
STORY4	3.60	27.5	272	0.007	257	0.006	No cumple	Cumple
STORY3	3.60	23.9	272	0.007	36	0.005	Cumple	Cumple
STORY2	3.60	20.3	272	0.006	132	0.007	Cumple	Cumple
STORY1	4.00	16.7	272	0.004	163	0.005	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50	12.7	112	0.006	276	0.002	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60	8.2	112	0.005	131	0.002	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60	4.6	112	0.003	6	0.001	Cumple	Cumple

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

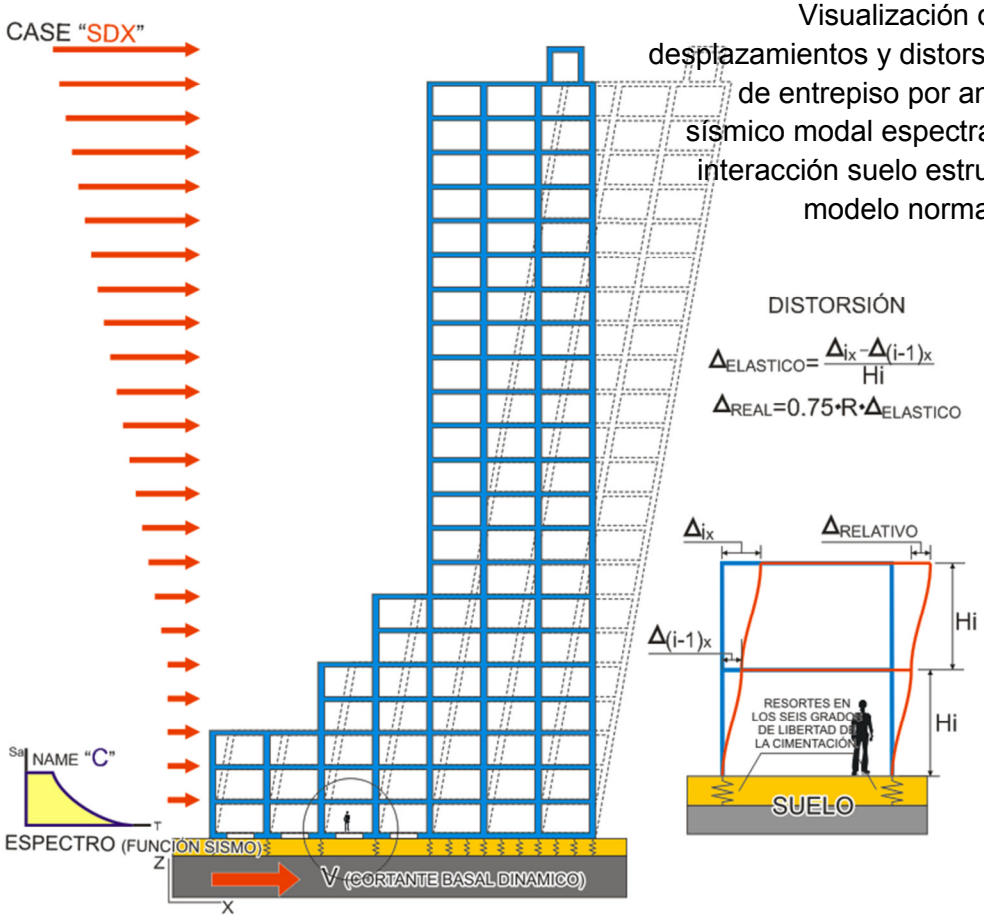


Figura Nº 41.1: Visualización de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso por análisis sísmico modal espectral con interacción suelo estructura modelo norma rusa

c. ANÁLISIS DE RESULTADOS.- como se observa las rigideces calculadas por a norma Rusa son parecidas, a las rigideces obtenidas por el modelo Barkan, tanto como similares son los desplazamientos.

3.7 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA (LINEAL) CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, MODELO NORMA RUSA.

Tiempo Historia, es cuando se usan registros de aceleración y las respuestas estructurales se conocen a lo largo de toda a duración del evento sísmico.



Figura Nº 42: Esquema conceptual del análisis sísmico dinámico modal tiempo-historia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

El **sismógrafo** o sismómetro es un instrumento para medir terremotos o pequeños temblores provocados por el levantamiento de placas en La Tierra. Fue inventado en 1842 por el físico escocés James David Forbes

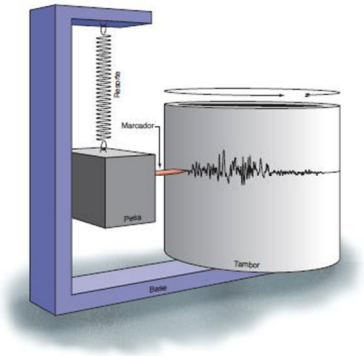
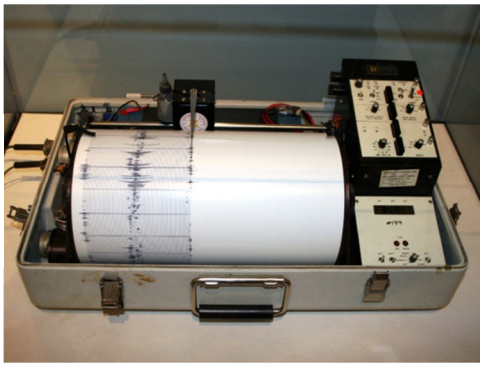
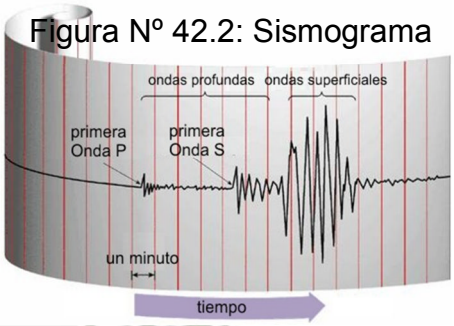


Figura Nº 42.1: Sismógrafo o sismómetro



Un **sismograma** es un registro del movimiento del suelo llevado a cabo por un sismógrafo. La energía medida en un sismograma resulta de fuentes naturales como son los sismos (o terremotos), o de fuentes artificiales como son los explosivos (sismos inducidos).

Figura Nº 42.2: Sismograma



Las ondas sísmicas son un tipo de onda elástica fuerte en la propagación de perturbaciones temporales del campo, de tensiones que generan pequeños movimientos en las placas tectónicas, Las **ondas sísmicas** pueden ser generadas también artificialmente por el uso de explosivos.

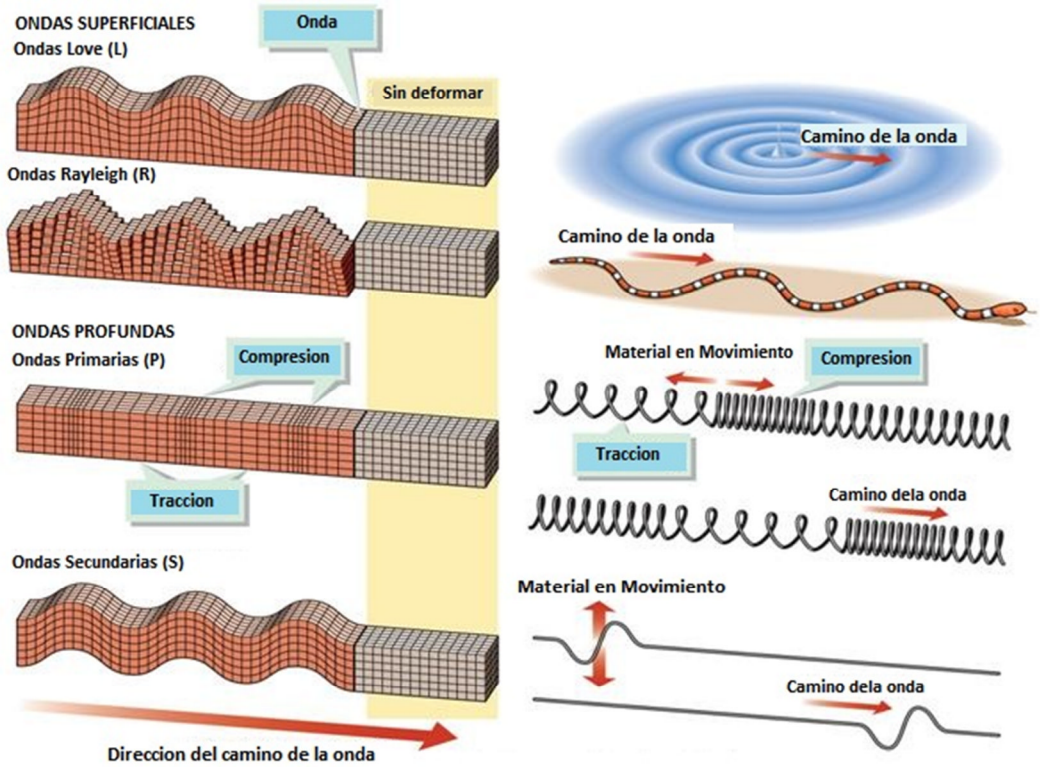


Figura Nº 42.3: Las ondas sísmicas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Vista 3D de la asignación del sismo de Lima 1974.

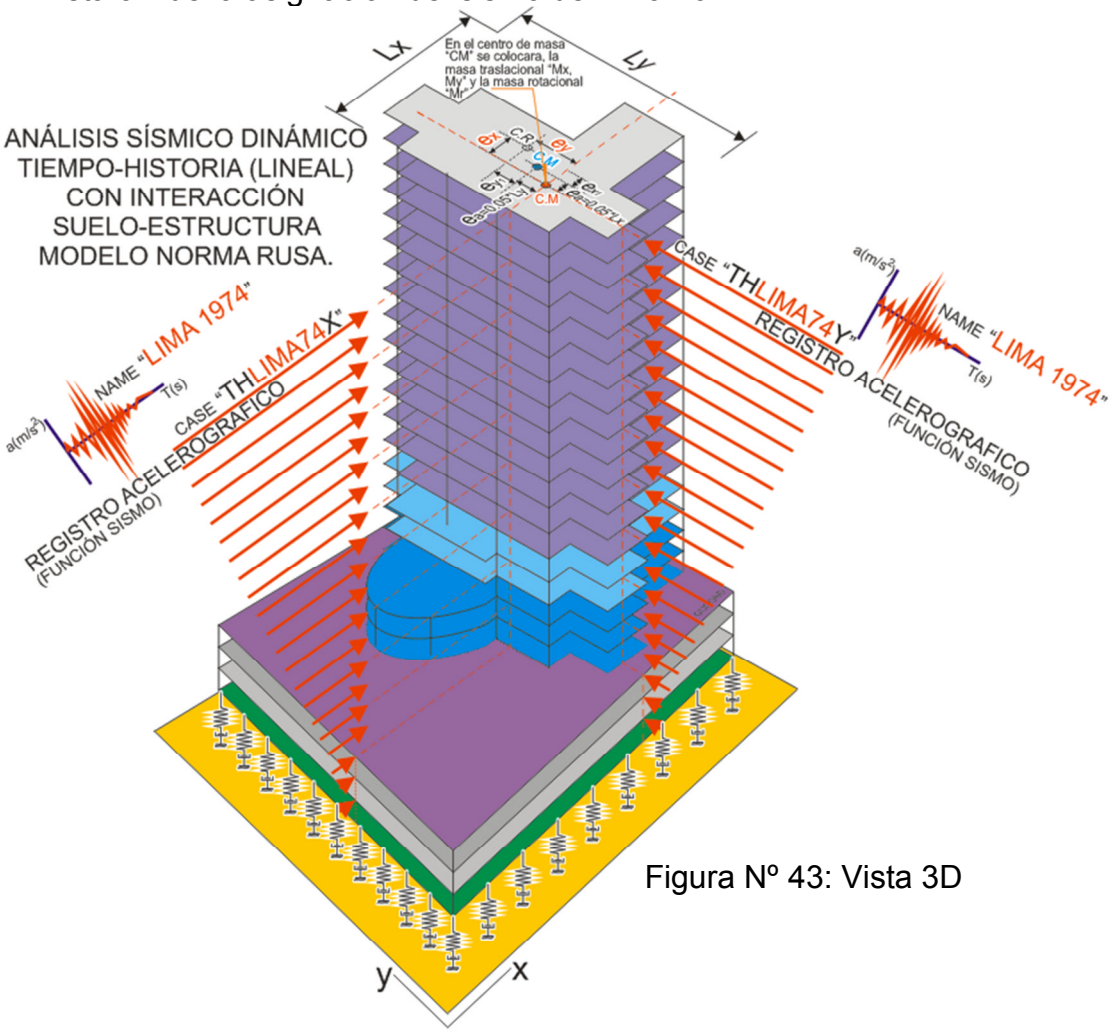


Figura Nº 43: Vista 3D

d. REGISTRÓ DE SISMO REAL.

Tabla Nº 24:

```
LIMA,PERU,INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU,10/03/74,1421GCT,N82W COMP
4899 POINTS OF A(T) IN CM/SEC/SEC/1000 AT .02 SEC INTERVAL
  PEAK VALUES0 ACCEL=-192.5 CM/SEC/SEC, VELOCITY=  14.5 CM/SEC, DISPL=   6.4
CM
   4899     0.020
    9762    1717   -1710   -4183    -901    2650    5905    -618   -4281
-1217
    1588    -559   11391    3414  -18184   -7851    5874    3672    5903
17912
   19885    2783   -9430  -11768   -8086    2759    2504   -1767    5149
13143
    8226   -5537  -12830   -4356    2933     -67    5936    9801   -5077
-8686
    3633    9037    9159    8298   -7703  -27844   -8506     541  -19313
-19161
    6378   21025   13381    4187   -1741    5019    9332   -8100  -12272
9711
   19593    4562   -5563    6753   13197   -4839   -4626    3609  -10269
-7629
    7900    5233      48   19806   27365    -432  -17239  -15677   -2208
7688
    -138   -5770   -1205   -1623   -8187   -4012   11061   21156   30601
43087
   32608   -9261  -29835  -17335   -6423   -3196    3587   11705   -9257
-27899
  -10374   14964   26596   21524    -695  -11418  -17174  -28805  -20971
-900
    4854   -2727   11445   34022   21504    7341    -192  -13062  -13890
10631
   21488    5993   -6795   -9728     913    6338    -842    1306    4783
-3247
```


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

e. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS CON ETABS.

Definición de la función sismo “LIMA 1974” en ETABS (Sismograma).

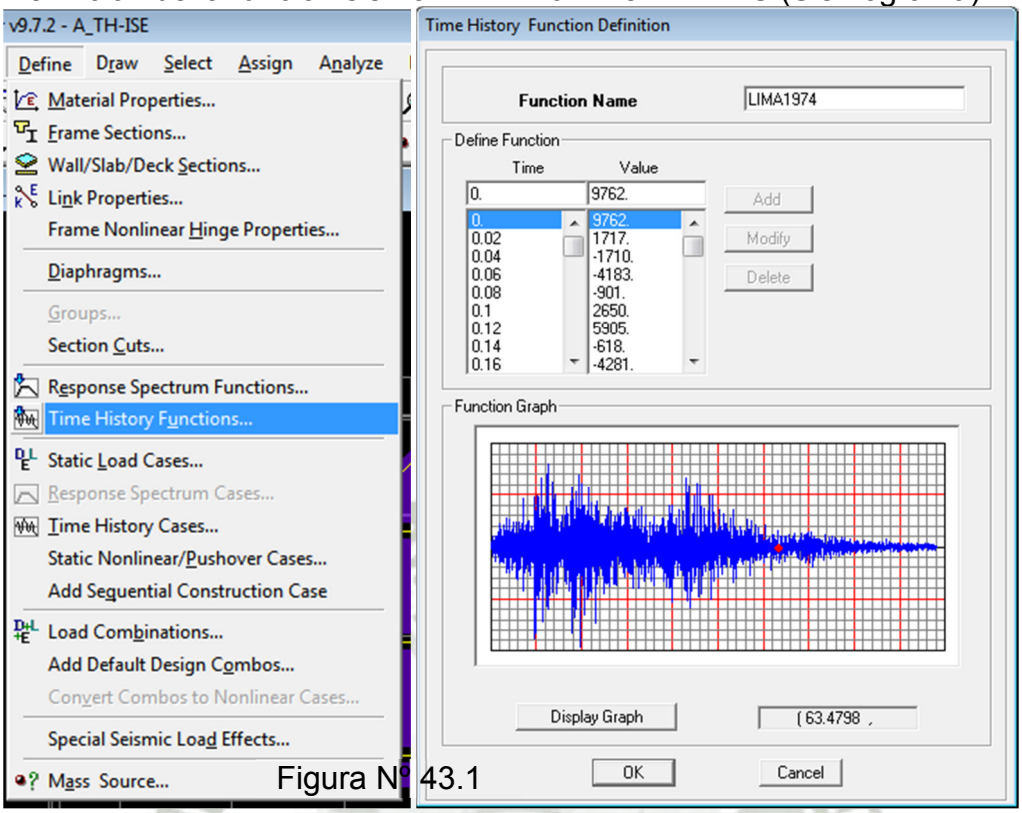


Figura N° 43.1

Asignación de la función sismo “LIMA 1974” según el caso de aplicación en “X= acc dir1” o “Y= acc dir2”, con 5% de amortiguamiento por concreto y 5% de excentricidad accidental (análisis lineal).

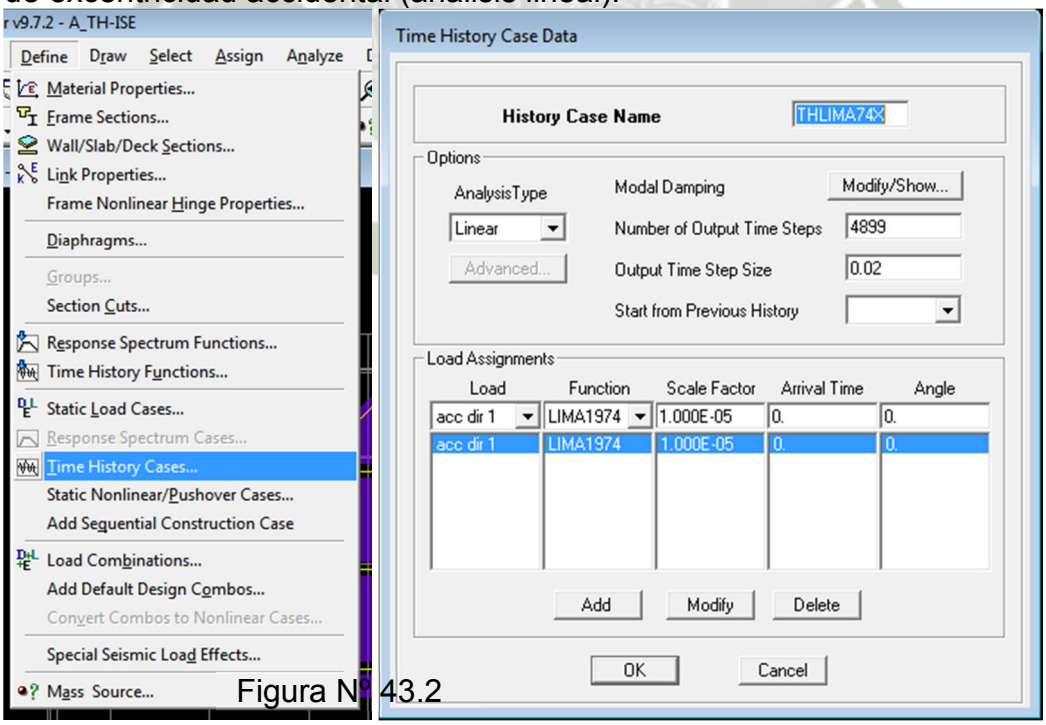


Figura N° 43.2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA (LINEAL) CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
MODELO NORMA RUSA.
DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSIONES ΔREAL				SEGUN NORMA	
			SISMO X		SISMO Y		< 0.007	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60 m	85.10 m	215	0.009	214	0.006	No cumple	Cumple
STORY19	3.60 m	79.70 m	274	0.009	136	0.013	No cumple	No cumple
STORY18	3.60 m	77.90 m	465	0.013	136	0.013	No cumple	No cumple
STORY17	3.60 m	74.30 m	465	0.014	136	0.014	No cumple	No cumple
STORY16	3.60 m	70.70 m	465	0.014	136	0.014	No cumple	No cumple
STORY15	3.60 m	67.10 m	465	0.014	136	0.014	No cumple	No cumple
STORY14	3.60 m	63.50 m	465	0.013	136	0.013	No cumple	No cumple
STORY13	3.60 m	59.90 m	465	0.013	136	0.012	No cumple	No cumple
STORY12	3.60 m	56.30 m	465	0.011	136	0.011	No cumple	No cumple
STORY11	3.60 m	52.70 m	465	0.010	136	0.010	No cumple	No cumple
STORY10	3.60 m	49.10 m	465	0.009	136	0.010	No cumple	No cumple
STORY9	3.60 m	45.50 m	465	0.009	136	0.009	No cumple	No cumple
STORY8	3.60 m	41.90 m	465	0.009	136	0.010	No cumple	No cumple
STORY7	3.60 m	38.30 m	465	0.009	136	0.010	No cumple	No cumple
STORY6	3.60 m	34.70 m	465	0.009	435	0.011	No cumple	No cumple
STORY5	3.60 m	31.10 m	438	0.007	136	0.010	No cumple	No cumple
STORY4	3.60 m	27.50 m	514	0.008	499	0.010	No cumple	No cumple
STORY3	3.60 m	23.90 m	514	0.008	136	0.008	No cumple	No cumple
STORY2	3.60 m	20.30 m	514	0.007	288	0.009	Cumple	No cumple
STORY1	4.00 m	16.70 m	514	0.006	334	0.007	Cumple	No cumple
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	519	0.002	171	0.003	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	506	0.002	171	0.002	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	39	0.012	330	0.014	No cumple	No cumple

Tabla Nº 25:

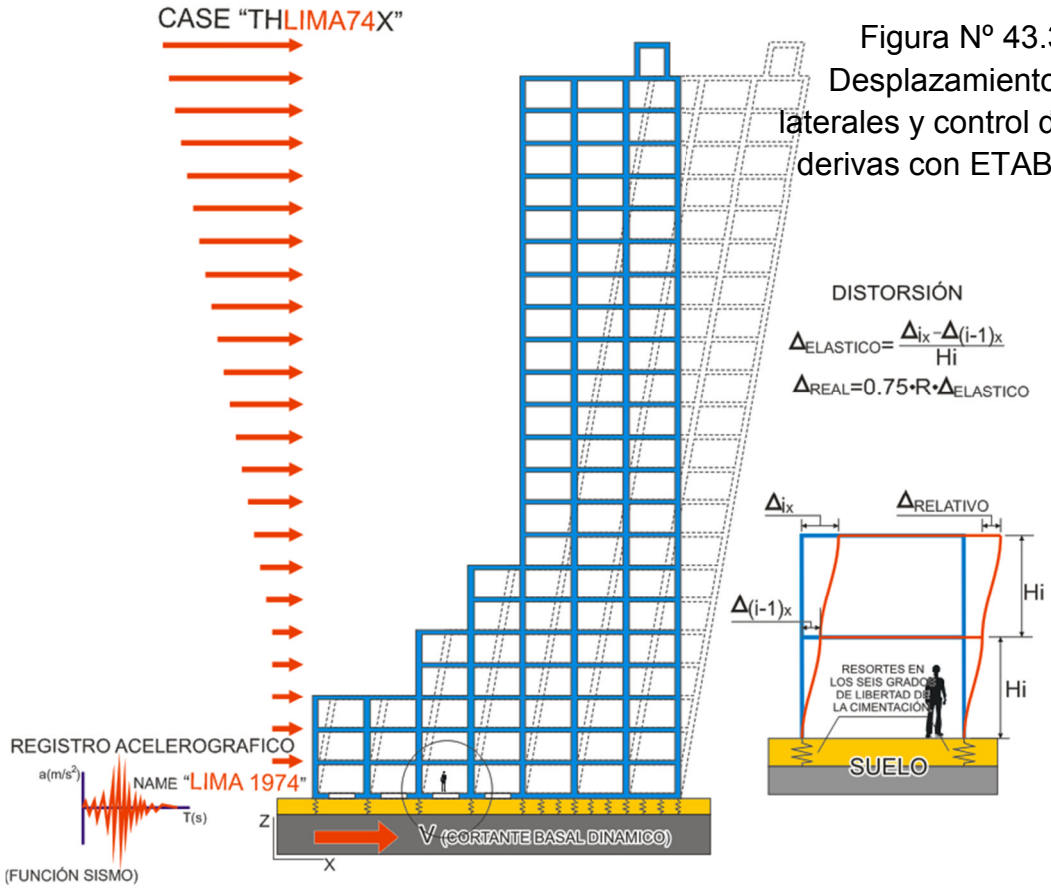


Figura Nº 43.3: Desplazamientos laterales y control de derivas con ETABS

f. ANALISIS DE RESULTADOS.- Como se observa las derivas reales de entrepiso, no cumplen con la Norma (0.007m de distorsión).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.8 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO NO-LINEAL TIEMPO-HISTORIA CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA) Y DISIPADORES SÍSMICOS (DAMPER).

a. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.

Los sistemas de Amortiguamiento de Fluido-Viscoso (SAFV) se usan desde 1968 en la industria militar y aeronáutica como sistemas de absorción de impactos. En la actualidad se utilizan también como una alternativa para el control de vibraciones en edificios sometidos a la acción de sismos y viento. Actualmente existen en el mundo más de 2000 edificios protegidos por este sistema.

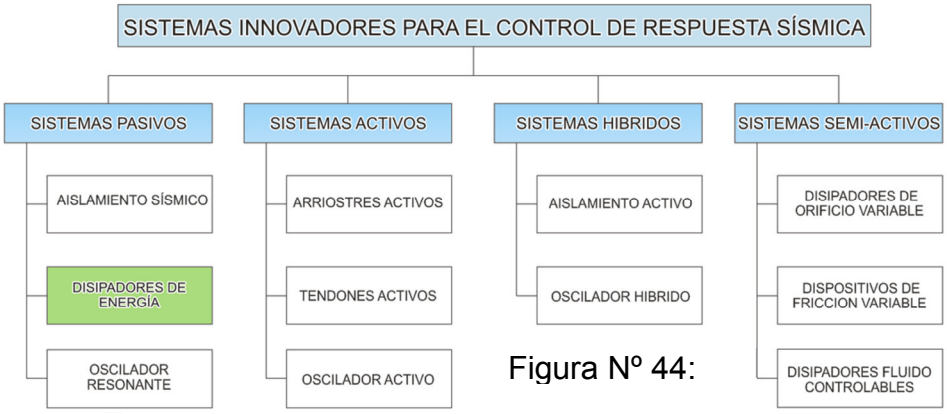


Figura Nº 44:

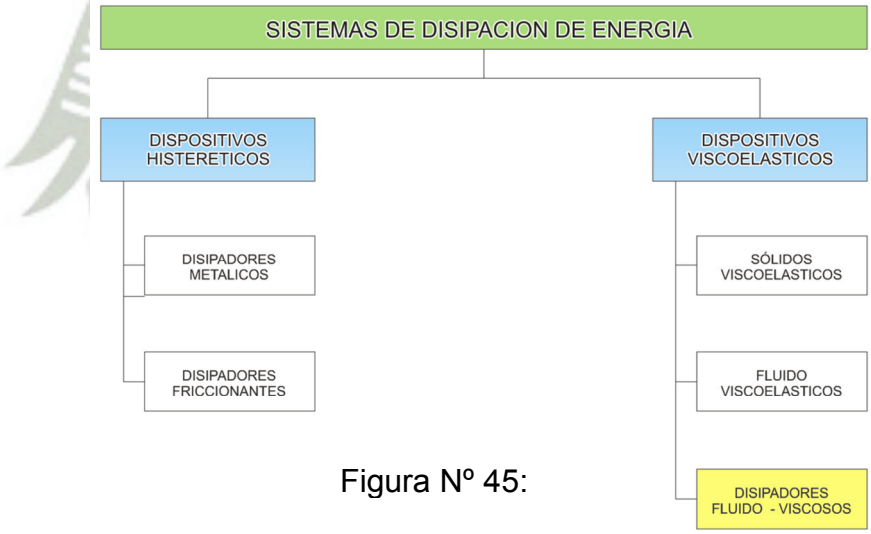


Figura Nº 45:

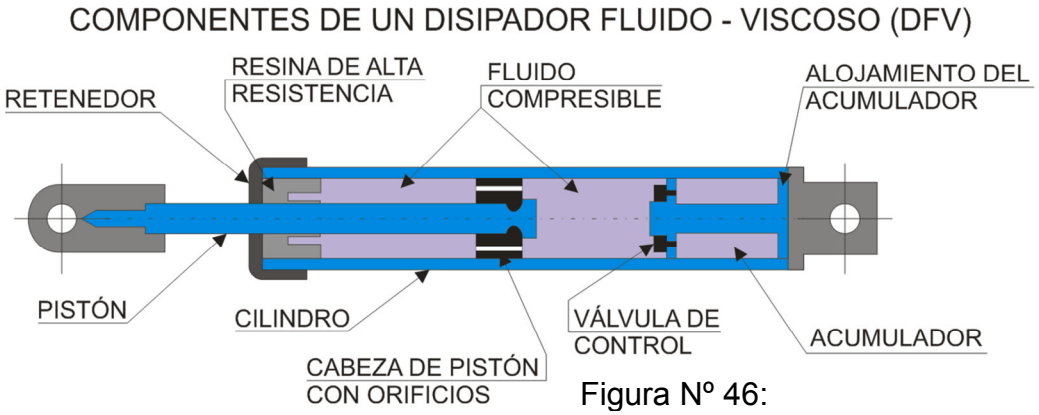


Figura Nº 46:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

DISIPADOR EN DISPOSICION CHEVRON (FEMA 274)

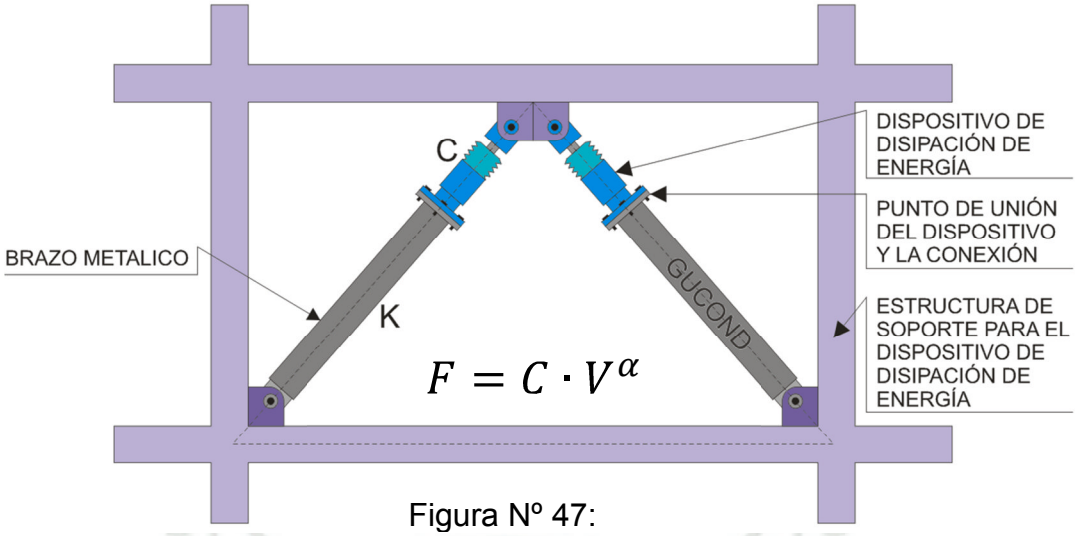


Figura Nº 47:

b. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.

Según la importancia de la edificación, establecido por el SEAOC, nuestra estructura califica como una edificación común. Así mismo, elegimos como sismo de diseño un sismo con 475 años de período de retorno (Sismos raros), el cual representa un nivel de desempeño de resguardo de vida o dicho de otra manera, se acepta un estado de daño moderado.

Niveles de Amenaza Sísmica.- La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) establece cuatro niveles de amenaza sísmica en función de su probabilidad de ocurrencia en un período de 50 años de exposición, o en función del período medio de retorno, los cuales se muestran en la tabla.

NIVELES DE AMENAZA SISMICA SEGÚN LA PROPUESTA SEAOC

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición	Período de retorno
Sismos frecuentes	69%	43 años
Sismos ocasionales	50%	72 años
Sismos raros	10%	**475 años**
Sismos muy raros	5%	970 años

Tabla Nº 26:

Niveles de Desempeño.- La propuesta del SEAOC define cinco niveles de desempeño en base a tres aspectos fundamentales:

- Daño sufrido por el sistema estructural y por las componentes no estructurales.
- Amenaza de la seguridad de los ocupantes a raíz de los daños.
- Funcionalidad de la edificación luego del sismo.

La tabla, resume las principales características de los cinco niveles de desempeño propuestos y los relaciona con el daño general de la estructura.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla Nº 27: Niveles de desempeño según la propuesta del SEAOC

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del sistema
Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo.	Despreciable	Δy
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	Δy + 0.30Δp
Resguardo de Vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse aunque no siempre sea económicamente aconsejable	**Moderado**	Δy + 0.60Δp
Cerca al Colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar el colapso.	Extenso	Δy + 0.80Δp
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación	Completo	Δy + 1.00Δp

Importancia de la Edificación.- De acuerdo al grado de importancia de la edificación, durante y después de un sismo, la propuesta del Comité VISION 2000 clasifica a las edificaciones en tres grandes grupos:

- Edificaciones Esenciales. Aquellas cuya función no debería interrumpirse luego de ocurrido el sismo. En este grupo tenemos: hospitales, cuarteles de bomberos, policía, etc.
- Edificaciones de Seguridad Crítica. Aquellas que contienen materiales peligrosos dañinos para la población. Aquí se encuentran: plantas industriales y centrales nucleares.
- Edificaciones Comunes. En este grupo se encuentran todas las edificaciones que no hayan sido incluidas anteriormente: edificios de viviendas, oficinas, hoteles, entre otras.

Objetivos múltiples de desempeño.- La propuesta establecida por el Comité VISION 2000, señala lo siguiente:
"Los objetivos del desempeño Sismorresistente se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperada de acuerdo a la importancia de la edificación." (SEAOC, 1995)
Estos objetivos se relacionan entre sí mediante la denominada matriz de desempeño, la cual establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico antes los diferentes niveles de amenaza:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

MATRIZ DE DESEMPEÑO

Tabla Nº 27.1:

		Nivel de Desempeño de la Edificación			
		Totalmente Operacional	Operacional	**Resguardo de vida**	Cerca al colapso
Nivel de Demanda Sísmica	Sismos frecuentes (43 años)				
	Sismos ocasionales (72 años)				
	Sismos raros (475 años)				
	Sismos muy raros (970 años				

Edificaciones Comunes
Edificaciones Esenciales
Edificaciones de Seguridad C rítica

c. OBJETIVOS DE DISEÑO.

Valores típicos de deriva y daño.- Existen valores sugeridos para la deriva relacionada a cada nivel de daño para diferentes sistemas estructurales y diferentes niveles de diseño Sismorresistente. Probablemente el más difundido sea el preparado por Hazus [Ref. 7]

Para el caso de edificios de concreto armado, Hazus [Ref. 7] considera tres tipos de edificios: los edificios de pórticos de concreto armado (C1), los de muros de concreto armado (C2) y los de pórticos de concreto armado relleno con muros de albañilería (C3).
Para cada tipo, Hazus[Ref. 7] hace una distinción en función a la altura de la edificación: medianos (M), bajos (L) y altos (H) como se muestra en la tabla que siguiente:

Tabla Nº 28:

DESCRIPCION DE TIPOS ESTRUCTURALES DE HAZUS

Descripción	Nombre	Número de Pisos	Designación
Pórticos de concreto armado (C1)	Bajos	1-3	C1L
	Medianos	4-7	C1M
	Altos	**8+**	**C1H**
Muros de corte de concreto (C2)	Bajos	1-3	C2L
	Medianos	4-7	C2M
	Altos	8+	C2H
Pórticos de Concreto Armado rellenos con Muros de Albañilería (C3)	Bajos	1-3	C3L
	Medianos	4-7	C3M
	Altos	8+	C3H

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

En cuanto al nivel de diseño estructural, Hazus considera 4 niveles de exigencia: alto, moderado, bajo y pre-código. Los tipos de daño se dividen en leve, moderados, severos y completos.
Los valores de deriva y daño sugeridos por Hazus para edificios de concreto se presentan a continuación.
De esta se desprende nuestra deriva objetivo de $D_{OBJETIVO} = 4.3\text{mm}.$

Tabla Nº 29:

VALORES DE DERIVA Y DAÑO SUGERIDO POR HAZUS PARA EDIFICIOS DE CONCRETO

Nivel de Diseño	Tipo	Distorsión Angular de Entrepiso en el Límite de Daño Estructural, δab en edificios de concreto armado			
		Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño Completo
Alto	C1L	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800
	C1M	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
	C1H	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400
	C2L	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800
	C2M	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533
	C2H	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400
Moderado	C1L	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
	C1M	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
	C1H	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
	C2L	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
	C2M	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
	C2H	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
Bajo	C1L	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500
	C1M	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
	C1H	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250
	C2L	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500
	C2M	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333
	C2H	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250
	C3L	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350
	C3M	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233
	C3H	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175
Pre-Código	C1L	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400
	C1M	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267
	C1H	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200
	C2L	0.0032	0.0061	0.0158	0.0400
	C2M	0.0021	0.0041	0.0105	0.0267
	C2H	0.0016	0.0031	0.0079	0.0200
	C3L	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280
	C3M	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187
	C3H	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140

El amortiguamiento viscoso de la demanda última se obtiene descontando el amortiguamiento inherente de la estructura de 5%. Se muestra, a continuación, una tabla con los factores hallados para lograr el desempeño deseado. Adicionalmente se muestra el amortiguamiento

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

objetivo para un estado de daño leve, es decir que nuestra edificación logre un nivel de desempeño operacional.
Factor de reducción de respuesta sísmica (B).

$$B = \frac{D_{MAX}}{D_{OBJETIVO}} = \frac{Distorsion\ Maxima\ de\ Entrepiso}{Distorsion\ Objetivo\ según\ Hazus} = \frac{0.014}{0.0043} = 3.2558$$

Ya que se tiene el factor "B" se iguala a la siguiente ecuación y se procede a despejar el amortiguamiento efectivo "βeff".

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \cdot ln(5)}{2.31 - 0.41 \cdot ln(\beta_{eff})}$$

Como el concreto tiene un amortiguamiento inherente de 5% "β_0" se puede calcular el amortiguamiento viscoso "βvisc".

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \beta_{visc} = 5\% + \beta_{visc} \rightarrow \beta_{visc} = \beta_{eff} - 5\%$$

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y VISCOSO REQUERIDO EN LA DIRECCION "X"					
NIVEL DE DAÑO ACEPTADO	DISTORSION OBJETIVO (0/00)	FACTOR DE REDUCCION (B)	(B)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (βeff)	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (βvisc)
Moderado	4.30	3.39	3.39	85.2%	80.240%
Leve	2.50	5.82	5.82	140.2%	135.177%
Distorsión Maxima		14.56			
Amortiguamiento propio del Concreto			β0=	5.0%	

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y VISCOSO REQUERIDO EN LA DIRECCION "Y"					
NIVEL DE DAÑO ACEPTADO	DISTORSION OBJETIVO (0/00)	FACTOR DE REDUCCION (B)	(B)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (βeff)	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (βvisc)
Moderado	4.30	3.39	3.39	85.2%	80.240%
Leve	2.50	5.82	5.82	140.2%	135.177%
Distorsión Maxima		14.56			
Amortiguamiento propio del Concreto			β0=	5.0%	

Tabla Nº 30: Amortiguamiento efectivo y viscoso requerido en la dirección "X" y "Y"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

d. DISTRIBUCIÓN DE LOS AMORTIGUADORES.

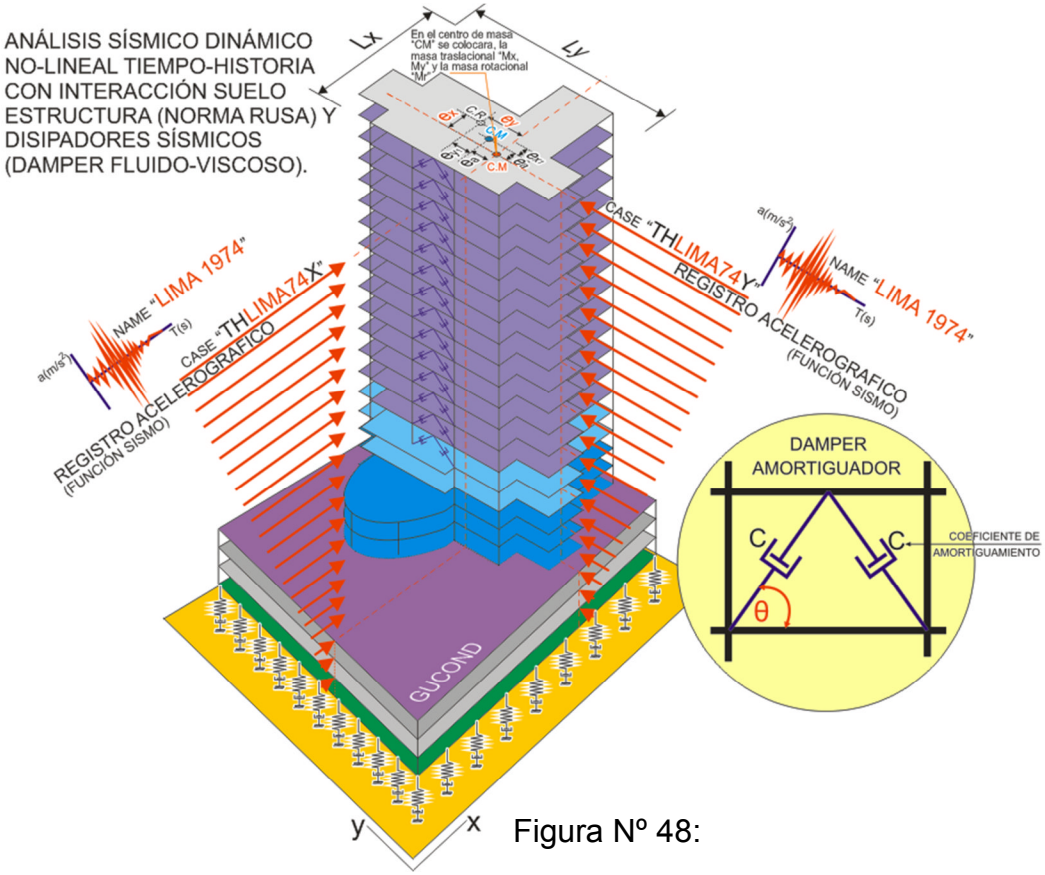


Figura Nº 48:

e. PARÁMETROS DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO.

RIGIDEZ DEL BRAZO DEL AMORTIGUADOR (Stiffness "K").- Se considera en el modelo inicial un perfil metálico para el brazo que contiene al amortiguador Round HSS 20.00 x 0.500, las propiedades se muestran en la tabla.

Tabla Nº 31: Propiedades del brazo del amortiguador

DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES OF *ROUND* HSS

Nominal Size Outside Diameter		Wall	Weight per Foot	Wall Thickness t	D/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot
in.		in.	lb.	in.		in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}	ft.^{2}
20.000	x	0.500	104.13	0.465	43.0	28.5	1360	136	6.91	177	2720	272	5.24
		0.375	78.60	0.349	57.3	21.5	1040	104	6.95	135	2080	208	5.24
18.000	x	0.500	93.45	0.465	38.7	25.6	985	109	6.20	143	1970	219	4.71
		0.375	70.59	0.349	51.6	19.4	754	83.8	6.24	109	1510	168	4.71
16.000	x	0.500	82.77	0.465	34.4	22.7	685	85.7	5.49	112	1370	171	4.19
		0.438	72.80	0.407	39.3	19.9	606	75.8	5.51	99.0	1210	152	4.19
		0.375	62.58	0.349	45.8	17.2	526	65.7	5.53	85.5	1050	131	4.19
		0.312	52.28	0.291	55.0	14.4	443	55.4	5.55	71.8	886	111	4.19
14.000	x	0.500	72.09	0.465	30.1	19.8	453	64.8	4.79	85.2	907	130	3.67
		0.375	54.57	0.349	40.1	15.0	349	49.8	4.83	65.1	698	99.7	3.67
		0.312	45.61	0.291	48.1	12.5	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2	3.67
12.750	x	0.500	65.42	0.465	27.4	17.9	339	53.2	4.35	70.2	678	106	3.34
		0.375	49.56	0.349	36.5	13.6	262	41.0	4.39	53.7	523	82.1	3.34
		0.250	33.38	0.233	54.7	9.16	180	28.2	4.43	36.5	359	56.3	3.34
12.500	x	0.625	79.27	0.581	21.5	21.8	387	62.0	4.22	82.6	774	124	3.27
		0.500	64.08	0.465	26.9	17.6	319	51.0	4.26	67.4	638	102	3.27
		0.375	48.56	0.349	35.8	13.3	246	39.4	4.30	51.5	492	78.7	3.27
		0.312	40.61	0.291	43.0	11.2	208	33.3	4.32	43.4	416	66.6	3.27
		0.250	32.71	0.233	53.6	8.98	169	27.0	4.34	35.1	338	54.1	3.27
		0.188	24.72	0.174	71.8	6.74	128	20.5	4.36	26.4	256	41.0	3.27

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Con los datos del perfil se procede a calcular la rigidez del brazo metálico mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{E \cdot A}{L}$$

Las características especificadas para el cálculo son:

- Módulo de elasticidad del acero: $E_{acero} = 29000ksi = 20.00 \cdot 10^6 \frac{tn}{m^2}$
- Área del perfil metálico: $A = 28.5in^2 = 18.387 \cdot 10^{-3}m^2$
- Longitud de brazo metálico: $L_{brazo} = 1943252in = 4.934m$

Con ello la rigidez del brazo metálico es:

$$K = 74531.82 \frac{tn}{m}$$

COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO (Damping "C").

La ecuación de amortiguamiento efectivo para un amortiguador viscoso no -lineal (α < 1) (FEMA 273) es:

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \frac{\sum_j \cdot \lambda \cdot C_j \cdot \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot (cos^{1+\alpha}\theta_j)}{2 \cdot \pi \cdot A^{1+\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot \sum_i (m_i \cdot \phi_i^2)}$$

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2+\alpha)}$$

Donde:

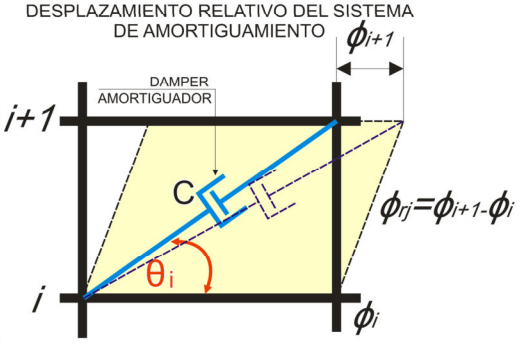
β_{eff} : Amortiguamiento efectivo del sistema estructural.
β_0 : Amortiguamiento inherente del sistema estructural.
T : Período fundamental de la estructura
C_j: Coeficiente de Amortiguamiento del disipador j
m_i: Masa del nivel i
θ_j: Angulo de Inclinación del disipador j
ϕ_i: Desplazamiento del nivel i
ϕ_{rj} : Desplazamiento relativo del disipador j
A : Desplazamiento del primer modo.
ω: Frecuencia angular.
λ : Parámetro lambda.
Γ : Función gamma.
α : Coeficiente de velocidad.

El FEMA 274 facilita una tabla que permite obtener el parámetro lambda directamente con el valor del exponente de velocidad α:

Tabla Nº 32: Valores de lambda a partir del coef. de velocidad alfa

Valores del parámetro lambda. (FEMA 274)

Exponente α Coeficiente de velocidad "α"	Valores del parámetro lambda "λ"
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3
1.5	2.9
1.75	2.8
2	2.7



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO "C" PARA AMORTIGUADORES FLUIDO-VISCOSOS NO LINEALES EN "X" (α=0.25)
PARA UN SISMO (T-H_LIMA 1974), CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (NORMA RUSA)

stiffness (rigidez) K= 74532 Tn/m
damping (coeficiente de amortigu C= 1800 Tn-s/m
damping exponent (exponente de α= 0.25



AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y VISCOSO REQUERIDO EN LA DIRECCION "X"					
NIVEL DE DAÑO ACEPTADO	DISTORSION OBJETIVO (0/00)	FACTOR DE REDUCCION (B)	(B)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (βeff)	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (βvisc)
Moderado	4.30	3.39	3.39	85.2%	80.240%
Leve	2.50	5.82	5.82	140.2%	135.177%
Distorsión Maxima		14.56			
Amortiguamiento propio del Concreto			βi=	5.0%	

α= 0.25
T= 2.166

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSIONES POR PISO	DESPLAZAMIENTO D (m)	FORMA MODAL (ϕ) DESPLAZAMIENTO	PESO NIVEL (tn)	MASA (tn)	Cos θ θ1=33.68°	Cos θ θ1=43.475°	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+a}\cos^{1+a}\theta_j$	$m_i\,\phi_i^2$
STORY20	3.60	85.1	0.008793	0.009	0.038	29.634	3.0218273	0.770	0.726	0.038	0.7379	0.004
STORY19	3.60	79.7	0.009035	0.018	0.078	365.133	37.233208	0.770	0.726	0.039	0.7385	0.226
STORY18	3.60	77.9	0.014043	0.032	0.139	608.299	62.029242	0.770	0.726	0.061	0.7514	1.204
STORY17	3.60	74.3	0.014528	0.046	0.203	646.9	65.965449	0.770	0.726	0.064	0.7527	2.714
STORY16	3.60	70.7	0.014556	0.061	0.266	726.537	74.086163	0.770	0.726	0.064	0.7528	5.261
STORY15	3.60	67.1	0.014472	0.075	0.330	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.063	0.7526	8.629
STORY14	3.60	63.5	0.013913	0.089	0.391	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.061	0.7511	12.106
STORY13	3.60	59.9	0.012986	0.102	0.447	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.057	0.7486	15.881
STORY12	3.60	56.3	0.011562	0.114	0.498	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.051	0.7448	19.672
STORY11	3.60	52.7	0.010185	0.124	0.542	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.045	0.7413	23.348
STORY10	3.60	49.1	0.009706	0.134	0.585	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.042	0.7401	27.144
STORY9	3.60	45.5	0.010511	0.144	0.631	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.046	0.7421	31.577
STORY8	3.60	41.9	0.011006	0.155	0.679	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.048	0.7434	36.578
STORY7	3.60	38.3	0.010928	0.166	0.727	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.048	0.7432	41.907
STORY6	3.60	34.7	0.010227	0.176	0.771	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.045	0.7414	47.222
STORY5	3.60	31.1	0.008176	0.185	0.807	778.729	79.408267	0.770	0.726	0.036	0.7364	51.729
STORY4	3.60	27.5	0.008455	0.193	0.844	916.254	93.431915	0.770	0.726	0.037	0.7371	66.566
STORY3	3.60	23.9	0.007670	0.201	0.878	916.254	93.431915	0.770	0.726	0.034	0.7352	71.960
STORY2	3.60	20.3	0.007417	0.208	0.910	1114.905	113.68868	0.770	0.726	0.032	0.7346	94.151
STORY1	4.00	16.7	0.006129	0.214	0.937	1118.659	114.07148	0.770	0.726	0.027	0.7317	100.112
SOTANO1	4.50	12.7	0.001727	0.216	0.944	2315.648	236.1304	0.770	0.726	0.008	0.7231	210.588
SOTANO2	3.60	8.2	0.001456	0.217	0.951	2143.228	218.54846	0.770	0.726	0.006	0.7227	197.544
SOTANO3	3.60	4.6	0.011270	0.229	1.000	2143.228	218.54846	0.770	0.726	0.049	0.7441	218.548
											17.0466	1284.669

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \frac{\sum_j \cdot \lambda \cdot C_j \cdot \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot (cos^{1+\alpha}\theta_j)}{2 \cdot \pi \cdot A^{1+\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot \sum_i (m_i \cdot \phi_i^2)}$$

Exponente de velocidad	α =	0.25	
Parametro	λ=	3.7	
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**80.240 %**	
Periodo Fundamental en X	T=	2.166	seg
Velocidad angular modificada	ω^(2-α)=(2π(1/T))^(2-α)=	6.448	rad/seg
% de desplazamiento modal del edificio (1er Modo)	UX=	32.294	%
Desplazamiento total del edificio al ultimo piso	D=	0.229	m
Desplazamiento o Amplitud del (1er modo) en X	A=	0.074	m
	A^(1-α)=	0.142	m
	ΣC=	9382	Tn-s/m
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**80.240 %**	
Nro de Disipadores por nivel		8	
Coeficiente de amortiguamiento para un Disipador	C=	1173	Tn-s/m
Definitivo (para Etabs)	C= 1800 Tn-s/m		
Definitivo (para Etabs)	K= 74532 Tn/m		

RIGIDEZ DEL BRAZO DEL DISIPADOR (Modelo Chewron)

Diametro de Tubo	Area (pulg2)	Longitud de brazo L (m)	Modulo de Elasticidad E (Tn/m2)	K (Tn/m)
7.50 pulg	10.3	4.934	20000000	26936
10.75 pulg	15	4.934	20000000	39227
12.50 pulg	21.8	4.934	20000000	57010
18.00 pulg	25.6	4.934	20000000	66948
20.00 pulg	28.5	4.934	20000000	74532

Valores del parámetro lambda. (FEMA 274)

Exponente α Coeficiente de velocidad "α"	Valores del parámetro lambda "λ"
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3
1.5	2.9
1.75	2.8
2	2.7

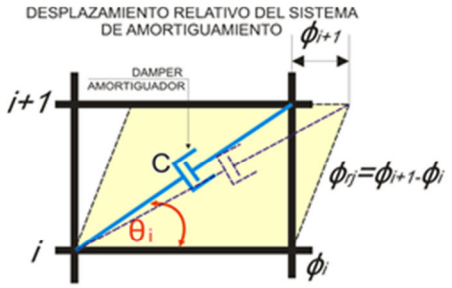
Tabla Nº 33: Cálculo del coeficiente de amortiguamiento “C” para amortiguadores fluido-viscosos no lineales en “X”

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CALCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO "C" PARA AMORTIGUADORES FLUIDO-VISCOSOS NO LINEALES EN "Y" (α=0.25)
PARA UN SISMO (T-H_LIMA 1974), CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (NORMA RUSA)

stiffness (rigidez)	K= 74532 Tn/m
damper (coeficiente de amortiguan	C= 1800 Tn-s/m
damper exponent (exponente de vel	α= 0.25



AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y VISCOSO REQUERIDO EN LA DIRECCION "Y"

NIVEL DE DAÑO ACEPTADO	DISTORSION OBJETIVO (0/00)	FACTOR DE REDUCCION (B)	(B)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (βeff)	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (βvisc)
Moderado	4.30	3.39	3.39	85.2%	80.240%
Leve	2.50	5.82	5.82	140.2%	135.177%

Distorsión Maxima	14.56		
Amortiguamiento propio del Concreto		βs=	5.0%

α= 0.25
T= 2.413

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA RELATIVA Z	DISTORSIONES POPISO	DESPLAZAMIENTO D(m)	FORMA MODAL (ϕ) DESPLAZAMIENTO	PESO NIVEL (tn)	MASA (tn)	Cos θ θ_1=37.683°	Cos θ θ_2=43.475°	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+a}\cos^{1+a}\theta_j$	$m_i \phi_i^2$
STORY20	3.60	85.1	0.008793	0.009	0.038	29.634	3.0218273	0.791	0.726	0.038	0.7635	0.004
STORY19	3.60	79.7	0.009035	0.018	0.078	365.133	37.233208	0.791	0.726	0.039	0.7641	0.226
STORY18	3.60	77.3	0.014043	0.032	0.139	608.299	62.029242	0.791	0.726	0.061	0.7770	1.204
STORY17	3.60	74.3	0.014528	0.046	0.203	646.9	65.965449	0.791	0.726	0.064	0.7783	2.714
STORY16	3.60	70.7	0.014556	0.061	0.266	726.537	74.086163	0.791	0.726	0.064	0.7784	5.261
STORY15	3.60	67.1	0.014472	0.075	0.330	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.063	0.7782	8.629
STORY14	3.60	63.5	0.013913	0.089	0.391	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.061	0.7767	12.106
STORY13	3.60	59.9	0.012986	0.102	0.447	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.057	0.7742	15.881
STORY12	3.60	56.3	0.011562	0.114	0.498	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.051	0.7704	19.672
STORY11	3.60	52.7	0.010185	0.124	0.542	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.045	0.7669	23.348
STORY10	3.60	49.1	0.009706	0.134	0.585	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.042	0.7657	27.144
STORY9	3.60	45.5	0.010511	0.144	0.631	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.046	0.7677	31.577
STORY8	3.60	41.9	0.011006	0.155	0.679	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.048	0.7690	36.578
STORY7	3.60	38.3	0.010928	0.166	0.727	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.048	0.7688	41.907
STORY6	3.60	34.7	0.010227	0.176	0.771	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.045	0.7670	47.222
STORY5	3.60	31.1	0.008176	0.185	0.807	778.729	79.408267	0.791	0.726	0.036	0.7620	51.729
STORY4	3.60	27.5	0.008455	0.193	0.844	916.254	93.431915	0.791	0.726	0.037	0.7627	66.566
STORY3	3.60	23.9	0.007670	0.201	0.878	916.254	93.431915	0.791	0.726	0.034	0.7608	71.960
STORY2	3.60	20.3	0.007417	0.208	0.910	1114.905	113.68868	0.791	0.726	0.032	0.7602	94.151
STORY1	4.00	16.7	0.006129	0.214	0.937	1118.659	114.07148	0.791	0.726	0.027	0.7573	100.112
SOTANO1	4.50	12.7	0.001727	0.216	0.944	2315.648	236.1304	0.791	0.726	0.008	0.7487	210.588
SOTANO2	3.60	8.2	0.001456	0.217	0.951	2143.228	218.54846	0.791	0.726	0.006	0.7482	197.544
SOTANO3	3.60	4.6	0.011270	0.229	1.000	2143.228	218.54846	0.791	0.726	0.049	0.7697	218.548
											17.6352	1284.669

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \frac{\sum_j \lambda \cdot C_j \cdot \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot (cos^{1+\alpha}\theta_j)}{2 \cdot \pi \cdot A^{1+\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot \sum_i (m_i \cdot \phi_i^2)}$$

Exponente de velocidad	α=	0.25
Parametro	λ=	3.7
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**80.240 %**
Periodo Fundamental en X	T=	2.413 seg
Velocidad angular modificada ω^(2-α)=(2π(1/T))^(2-α)=		5.338 rad/seg
% de desplazamiento modal del edificio (1er Modo)	UX=	29.210 %
Desplazamiento total del edificio al ultimo piso	D=	0.229 m
Desplazamiento o Amplitud del (1er modo) en X	A=	0.067 m
	A^(1-α)=	0.131 m
	ΣC=	6963 Tn-s/m
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**80.240 %**
	Nro de Disipadores por nivel	8
Coeficiente de amortiguamiento para un Disipador	C=	870 Tn-s/m
Definitivo (para Etabs)	C=	1800 Tn-s/m
Definitivo (para Etabs)	K=	74532 Tn/m

RIGIDEZ DEL BRAZO DEL DISIPADOR (Modelo Chewron)

Diametro de Tubo	Area (pulg2)	Longitud de brazo L (m)	Modulo de Elasticidad E (Tn/m2)	K (Tn/m)
7.50 pulg	10.3	4.934	20000000	26936
10.75 pulg	15	4.934	20000000	39227
12.50 pulg	21.8	4.934	20000000	57010
18.00 pulg	25.6	4.934	20000000	66948
20.00 pulg	28.5	4.934	20000000	74532

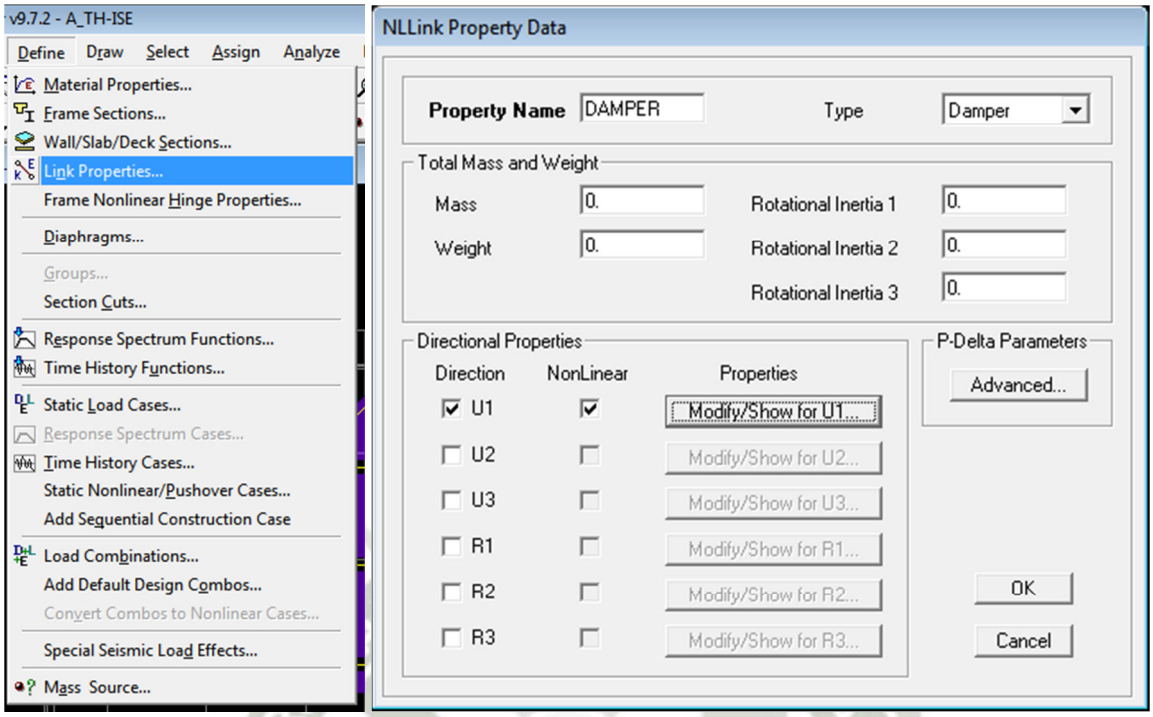
Valores del parámetro lambda. (FEMA 274)

Exponente α Coeficiente de velocidad "α"	Valores del parámetro lambda "λ"
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3
1.5	2.9
1.75	2.8
2	2.7

Tabla Nº 34: Cálculo del coeficiente de amortiguamiento "C" para amortiguadores fluido-viscosos no lineales en "Y"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

f. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y CONTROL DE DERIVAS.
Definición de propiedades del amortiguador fluido-viscoso (Dámper) en ETABS.



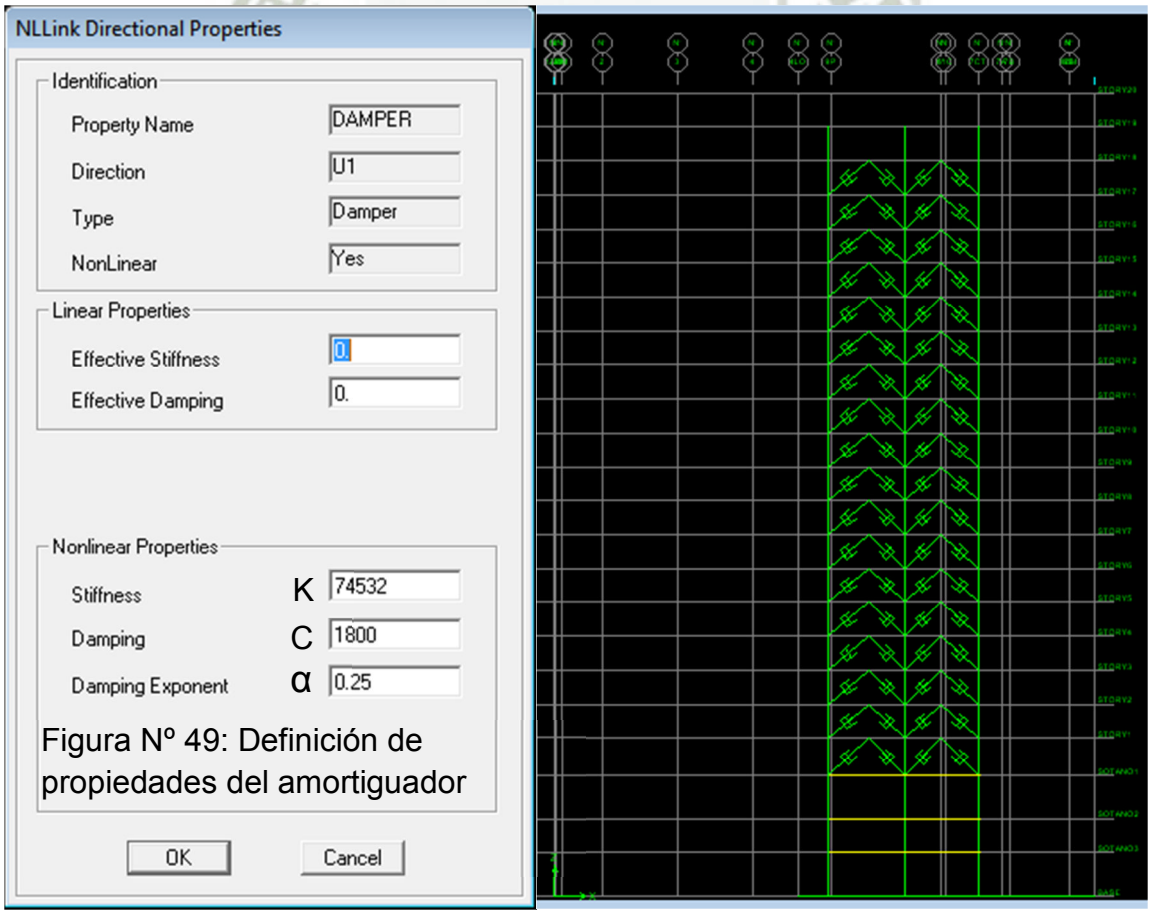


Figura Nº 49: Definición de propiedades del amortiguador

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Asignación de propiedades del amortiguador fluido-viscoso (Dámper) en ETABS a línea nula de apoyo.

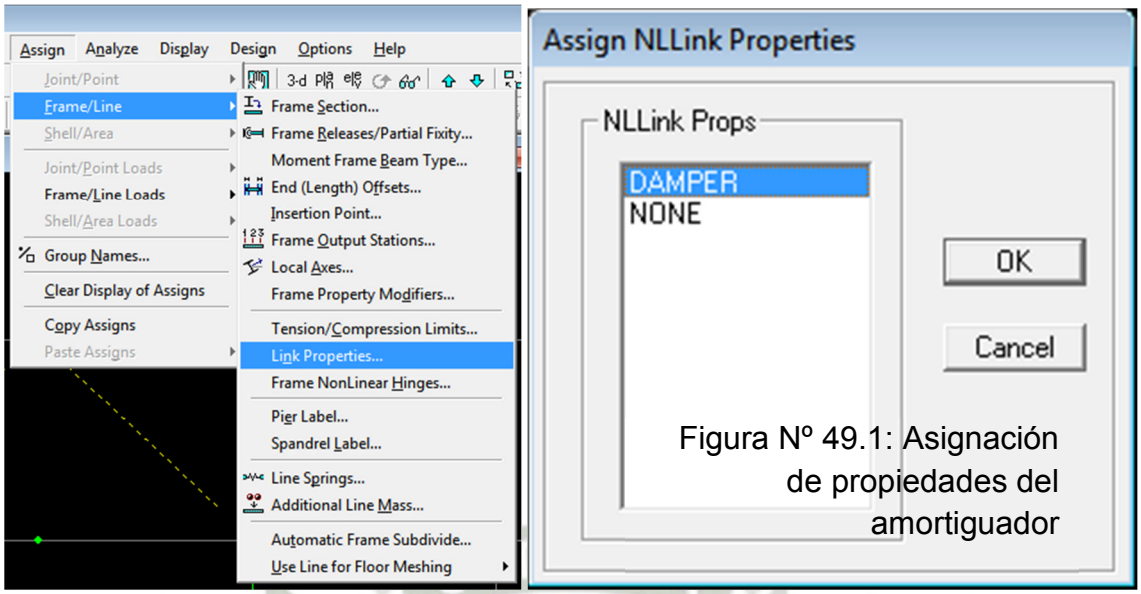


Figura Nº 49.1: Asignación de propiedades del amortiguador

Resultados del desplazamiento en ETABS del modelo con amortiguadores.

Tabla Nº 35:

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO NO-LINEAL TIEMPO-HISTORIA CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA) Y DISIPADORES SÍSMICOS (DAMPER).
DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA	
			SISMO X		SISMO Y		< 0.007	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60 m	85.10 m	213	0.004	213	0.006	Cumple	Cumple
STORY19	3.60 m	79.70 m	273	0.004	707	0.006	Cumple	Cumple
STORY18	3.60 m	77.90 m	465	0.005	705	0.006	Cumple	Cumple
STORY17	3.60 m	74.30 m	465	0.005	355	0.006	Cumple	Cumple
STORY16	3.60 m	70.70 m	465	0.005	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY15	3.60 m	67.10 m	465	0.005	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY14	3.60 m	63.50 m	465	0.005	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY13	3.60 m	59.90 m	465	0.006	355	0.006	Cumple	Cumple
STORY12	3.60 m	56.30 m	465	0.006	355	0.006	Cumple	Cumple
STORY11	3.60 m	52.70 m	465	0.006	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY10	3.60 m	49.10 m	465	0.006	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY9	3.60 m	45.50 m	465	0.006	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY8	3.60 m	41.90 m	465	0.006	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY7	3.60 m	38.30 m	465	0.006	706	0.006	Cumple	Cumple
STORY6	3.60 m	34.70 m	465	0.006	306	0.006	Cumple	Cumple
STORY5	3.60 m	31.10 m	438	0.006	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY4	3.60 m	27.50 m	514	0.007	499	0.006	Cumple	Cumple
STORY3	3.60 m	23.90 m	514	0.007	136	0.005	Cumple	Cumple
STORY2	3.60 m	20.30 m	514	0.007	285	0.005	Cumple	Cumple
STORY1	4.00 m	16.70 m	514	0.006	281	0.005	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	694	0.003	705	0.004	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	756	0.002	706	0.003	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	748	0.002	227	0.003	Cumple	Cumple

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

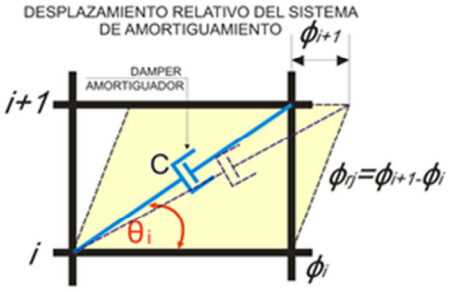
MODELO 02 - CON AMORTIGUADORES FLUIDO-VISCOSOS

MODELO 02
CALCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO "C" PARA AMORTIGUADORES FLUIDO-VISCOSOS NO LINEALES EN "X" (α=0.25)
PARA UN SISMO (T-H_LIMA 1974), CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (NORMA RUSA)

stiffness (rigidez) K= 57010 Tn/m
damping(Coeficiente de Amortiguamiento) C= 518 Tn-s/m
damping exponent(Exp.deVelocidad) α= 0.25

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y VISCOSO REQUERIDO EN LA DIRECCION "X"					
NIVEL DE DAÑO ACEPTADO	DISTORSION OBJETIVO (0/00)	FACTOR DE REDUCCION (B)	(B)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (βeff)	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (βvisc)
Severo	11.70	1.24	1.24	10.9%	5.9%
Norma Perú	**7.00**	**2.08**	**2.08**	**40.4%**	**35.4%**
Moderado	4.30	3.39	3.39	85.4%	80.4%
Distorsión Maxima		14.56			
Amortiguamiento propio del Concreto			βs=	5.0%	

α= 0.25
T= 2.166



NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSIONES POR PISO	DESPLAZAMIENTO D (m)	FORMA MODAL (ϕ) DESPLAZAMIENTO	PESO NIVEL (tn)	MASA (tn)	Cos θ		ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha}\cos^{1+\alpha}\theta_j$	$m_i \phi_i^2$
								θ_1=39.68°	θ_1=43.475°			
STORY20	3.60	85.1	0.008793	0.009	0.038	29.634	3.0218273	0.770	0.726	0.038	0.7379	0.004
STORY19	3.60	79.7	0.009035	0.018	0.078	365.133	37.233208	0.770	0.726	0.039	0.7385	0.226
STORY18	3.60	77.9	0.014043	0.032	0.139	608.299	62.029242	0.770	0.726	0.061	0.7514	1.204
STORY17	3.60	74.3	0.014528	0.046	0.203	646.9	65.965449	0.770	0.726	0.064	0.7527	2.714
STORY16	3.60	70.7	0.014556	0.061	0.266	726.537	74.086163	0.770	0.726	0.064	0.7528	5.261
STORY15	3.60	67.1	0.014472	0.075	0.330	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.063	0.7526	8.629
STORY14	3.60	63.5	0.013913	0.089	0.391	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.061	0.7511	12.106
STORY13	3.60	59.9	0.012986	0.102	0.447	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.057	0.7486	15.881
STORY12	3.60	56.3	0.011562	0.114	0.498	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.051	0.7448	19.672
STORY11	3.60	52.7	0.010185	0.124	0.542	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.045	0.7413	23.348
STORY10	3.60	49.1	0.009706	0.134	0.585	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.042	0.7401	27.144
STORY9	3.60	45.5	0.010511	0.144	0.631	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.046	0.7421	31.577
STORY8	3.60	41.9	0.011006	0.155	0.679	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.048	0.7434	36.578
STORY7	3.60	38.3	0.010928	0.166	0.727	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.048	0.7432	41.907
STORY6	3.60	34.7	0.010227	0.176	0.771	778.289	79.363399	0.770	0.726	0.045	0.7414	47.222
STORY5	3.60	31.1	0.008176	0.185	0.807	778.729	79.408267	0.770	0.726	0.036	0.7364	51.729
STORY4	3.60	27.5	0.008455	0.193	0.844	916.254	93.431915	0.770	0.726	0.037	0.7371	66.566
STORY3	3.60	23.9	0.007670	0.201	0.878	916.254	93.431915	0.770	0.726	0.034	0.7352	71.960
STORY2	3.60	20.3	0.007417	0.208	0.910	1114.905	113.68868	0.770	0.726	0.032	0.7346	94.151
STORY1	4.00	16.7	0.006129	0.214	0.937	1118.659	114.07148	0.770	0.726	0.027	0.7317	100.112
SOTANO1	4.50	12.7	0.001727	0.216	0.944	2315.648	236.1304	0.770	0.726	0.008	0.7231	210.588
SOTANO2	3.60	8.2	0.001456	0.217	0.951	2143.228	218.54846	0.770	0.726	0.006	0.7227	197.544
SOTANO3	3.60	4.6	0.011270	0.229	1.000	2143.228	218.54846	0.770	0.726	0.049	0.7441	218.548
											17.0466	1284.669

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \frac{\sum_j \lambda \cdot C_j \cdot \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot (\cos^{1+\alpha}\theta_j)}{2 \cdot \pi \cdot A^{1+\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot \sum_i (m_i \cdot \phi_i^2)}$$

Exponente de velocidad	α =	0.25
Parametro	λ=	3.7
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**35.411 %**
Periodo Fundamental en X	T=	2.166 seg
Velocidad angular modificada	ω^(2-α)=(2π(1/T))^(2-α)=	6.448 rad/seg
% de desplazamiento modal del edificio (1er Modo)	UX=	32.294 %
Desplazamiento total del edificio al ultimo piso	D=	0.229 m
Desplazamiento o Amplitud del (1er modo) en X	A=	0.074 m
	A^(1-α)=	0.142 m
	ΣC=	4140 Tn-s/m
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**35.411 %**
Nro de Disipadores por nivel		8
Coeficiente de amortiguamiento para un Disipador	C=	518 Tn-s/m
Definitivo (para Etabs)	C= 518 Tn-s/m	
Definitivo (para Etabs)	K= 57010 Tn/m	

RIGIDEZ DEL BRAZO DEL DISIPADOR (Modelo Chewron)

Diametro de Tubo	Area (pulg2)	Longitud de Brazo L (m)	Modulo de Elasticidad E (Tn/m2)	Rigidez de Brazo K (Tn/m)
7.50 pulg	10.3	4.934	20000000	26936.15 Tn/m
10.75 pulg	15	4.934	20000000	39227.40 Tn/m
12.50 pulg	21.8	4.934	20000000	**57010.49 Tn/m**
18.00 pulg	25.6	4.934	20000000	66948.10 Tn/m
20.00 pulg	28.5	4.934	20000000	74532.06 Tn/m
Usar como brazo un tubo diametro =			12.50 pulg	31.75 cm

Valores del parámetro lambda. (FEMA 274)

Exponente α Coeficiente de velocidad "α"	Valores del parámetro lambda "λ"
0.25	**3.7**
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3
1.5	2.9
1.75	2.8
2	2.7

Tabla Nº 33.1: Calculo del coeficiente de amortiguamiento "C" para amortiguadores fluido-viscosos no lineales en "X"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

MODELO 02

CALCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO "C" PARA AMORTIGUADORES FLUIDO-VISCOSOS NO LINEALES EN "Y" (α=0.25)
PARA UN SISMO (T-H_LIMA 1974), CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (NORMA RUSA)

stiffness (rigidez) K= 57010 Tn/m
damping(Coeficiente de Amortiguamiento) C= 518 Tn-s/m
damping exponent(Exp.deVelocidad) α= 0.25



AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y VISCOSO REQUERIDO EN LA DIRECCION "Y"

NIVEL DE DAÑO ACEPTADO	DISTORSION OBJETIVO (0/00)	FACTOR DE REDUCCION (B)	(B)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (βeff)	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (βvisc)
Severo	11.70	1.24	1.24	10.9%	5.9%
Norma Per	**7.00**	**2.08**	**2.08**	**40.4%**	**35.4%**
Moderado	4.30	3.39	3.39	85.4%	80.4%
Distorsión Maxima		14.56			
Amortiguamiento propio del Concreto			β=	5.0%	

α= 0.25
T= 2.413

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA RELATIVA z	DISTORSIONES POPISO	DESPLAZAMIENTO D(m)	FORMA MODAL (ϕ) DESPLAZAMIENTO	PESO NIVEL (tn)	MASA (tn)	Cos θ θi=37.683°	Cos θ θi=43.475°	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha}\cos^{1+\alpha}\theta_j$	$m_i\,\phi_i^2$
STORY20	3.60	85.1	0.008793	0.009	0.038	29.634	3.0218273	0.791	0.726	0.038	0.7635	0.004
STORY19	3.60	79.7	0.009035	0.018	0.078	365.133	37.233208	0.791	0.726	0.039	0.7641	0.226
STORY18	3.60	77.9	0.014043	0.032	0.139	608.299	62.029242	0.791	0.726	0.061	0.7770	1.204
STORY17	3.60	74.3	0.014528	0.046	0.203	646.9	65.965449	0.791	0.726	0.064	0.7783	2.714
STORY16	3.60	70.7	0.014556	0.061	0.266	726.537	74.086163	0.791	0.726	0.064	0.7784	5.261
STORY15	3.60	67.1	0.014472	0.075	0.330	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.063	0.7782	8.629
STORY14	3.60	63.5	0.013913	0.089	0.391	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.061	0.7767	12.106
STORY13	3.60	59.9	0.012986	0.102	0.447	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.057	0.7742	15.881
STORY12	3.60	56.3	0.011562	0.114	0.498	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.051	0.7704	19.672
STORY11	3.60	52.7	0.010185	0.124	0.542	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.045	0.7669	23.348
STORY10	3.60	49.1	0.009706	0.134	0.585	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.042	0.7657	27.144
STORY9	3.60	45.5	0.010511	0.144	0.631	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.046	0.7677	31.577
STORY8	3.60	41.9	0.011006	0.155	0.679	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.048	0.7690	36.578
STORY7	3.60	38.3	0.010928	0.166	0.727	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.048	0.7688	41.907
STORY6	3.60	34.7	0.010227	0.176	0.771	778.289	79.363399	0.791	0.726	0.045	0.7670	47.222
STORY5	3.60	31.1	0.008176	0.185	0.807	778.729	79.408267	0.791	0.726	0.036	0.7620	51.729
STORY4	3.60	27.5	0.008455	0.193	0.844	916.254	93.431915	0.791	0.726	0.037	0.7627	66.566
STORY3	3.60	23.9	0.007670	0.201	0.878	916.254	93.431915	0.791	0.726	0.034	0.7608	71.960
STORY2	3.60	20.3	0.007417	0.208	0.910	1114.905	113.68868	0.791	0.726	0.032	0.7602	94.151
STORY1	4.00	16.7	0.006129	0.214	0.937	1118.659	114.07148	0.791	0.726	0.027	0.7573	100.112
SOTANO1	4.50	12.7	0.001727	0.216	0.944	2315.648	236.1304	0.791	0.726	0.008	0.7487	210.588
SOTANO2	3.60	8.2	0.001456	0.217	0.951	2143.228	218.54846	0.791	0.726	0.006	0.7482	197.544
SOTANO3	3.60	4.6	0.011270	0.229	1.000	2143.228	218.54846	0.791	0.726	0.049	0.7697	218.548
											17.6352	1284.669

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \frac{\sum_j \cdot \lambda \cdot C_j \cdot \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot (cos^{1+\alpha}\theta_j)}{2 \cdot \pi \cdot A^{1+\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot \sum_i (m_i \cdot \phi_i^2)}$$

Exponente de velocidad	α=	0.25
Parametro	λ=	3.7
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**35.406 %**
Periodo Fundamental en X	T=	2.413 seg
Velocidad angular modificada	ω^(2-α)=(2π(1/T))^(2-α)=	5.338 rad/seg
% de desplazamiento modal del edificio (1er Modo)	UX=	29.210 %
Desplazamiento total del edificio al ultimo piso	D=	0.229 m
Desplazamiento o Amplitud del (1er modo) en X	A=	0.067 m
	A^(1-α)=	0.131 m
	ΣC=	3072 Tn-s/m
Porcentaje de Amortiguamiento Viscoso	**βvisc=**	**35.406 %**
Nro de Disipadores por nivel		8
Coeficiente de amortiguamiento para un Disipador	C=	384 Tn-s/m
Definitivo (para Etabs)	C=	518 Tn-s/m
Definitivo (para Etabs)	K=	57010 Tn/m

RIGIDEZ DEL BRAZO DEL DISIPADOR (Modelo Chewron)

Diametro de Tubo	Area (pulg2)	Longitud de Brazo L (m)	Modulo de Elasticidad E (Tn/m2)	Rigidez de Brazo K (Tn/m)
7.50 pulg	10.3	4.934	20000000	26936.15 Tn/m
10.75 pulg	15	4.934	20000000	39227.40 Tn/m
12.50 pulg	21.8	4.934	20000000	**57010.49 Tn/m**
18.00 pulg	25.6	4.934	20000000	66948.10 Tn/m
20.00 pulg	28.5	4.934	20000000	74532.06 Tn/m
Usar como brazo un tubo diametro =			12.50 pulg	31.75 cm

Valores del parámetro lambda. (FEMA 274)

Exponente α Coeficiente de velocidad "α"	Valores del parámetro lambda "λ"
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3
1.5	2.9
1.75	2.8
2	2.7

Tabla Nº 34.1: Calculo del coeficiente de amortiguamiento "C" para amortiguadores fluido-viscosos no lineales en "X"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

MODELO 02 - CONTROL DE DERIVAS O DISTORSIONES.

Tabla Nº 35.1:

MODELO 02 - ANÀLISIS SÌSMICO DINÀMICO NO-LINEAL TIEMPO-HISTORIA CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA) Y DISIPADORES SÍSMICOS (DAMPER).

DERIVA O DISTORSION DE ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA	
			SISMO X		SISMO Y		< 0.007	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60 m	85.10 m	213	0.004	180	0.005	Cumple	Cumple
STORY19	3.60 m	79.70 m	273	0.004	136	0.005	Cumple	Cumple
STORY18	3.60 m	77.90 m	465	0.005	136	0.005	Cumple	Cumple
STORY17	3.60 m	74.30 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY16	3.60 m	70.70 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY15	3.60 m	67.10 m	465	0.005	136	0.007	Cumple	Cumple
STORY14	3.60 m	63.50 m	465	0.005	136	0.007	Cumple	Cumple
STORY13	3.60 m	59.90 m	465	0.005	136	0.007	Cumple	Cumple
STORY12	3.60 m	56.30 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY11	3.60 m	52.70 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY10	3.60 m	49.10 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY9	3.60 m	45.50 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY8	3.60 m	41.90 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY7	3.60 m	38.30 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY6	3.60 m	34.70 m	465	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY5	3.60 m	31.10 m	438	0.005	136	0.006	Cumple	Cumple
STORY4	3.60 m	27.50 m	514	0.006	430	0.005	Cumple	Cumple
STORY3	3.60 m	23.90 m	514	0.006	355	0.005	Cumple	Cumple
STORY2	3.60 m	20.30 m	514	0.005	285	0.006	Cumple	Cumple
STORY1	4.00 m	16.70 m	514	0.005	332	0.005	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	519	0.002	519	0.003	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	506	0.002	519	0.003	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	45	0.009	227	0.011	No cumple	No cumple

g. ANÁLISIS DE RESULTADOS.- como se puede observar gracias a los disipadores sísmicos “Amortiguadores o Dampers” se pudo controlar y disminuir las derivas, cumpliendo con la deriva límite del reglamento nacional de edificaciones “R.N.E”.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO IV:
ANÁLISIS POR VIENTO

4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO POR VIENTO (NORMA MEXICANA 2008) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).

a. ACCIÓN DEL VIENTO EN EDIFICIOS ALTOS.- Conforme aumente la altura del edificio, y especialmente su esbeltez (λ = h/b) la acción del viento comienza a comprometer la estabilidad de las construcciones con igual intensidad que las cargas gravitacionales.
El Viento es una Carga dinámica que varia con el tiempo, con una determinada dirección (aplicado en el plano medio de la fachada, en el centro de simetría "punto de obstrucción") e intensidad, o sea una masa de aire en movimiento que al chocar contra el obstáculo (edificio) tiende a volcarlo y desplazarlo, entonces podemos decir que "**el viento es una fuerza determinada básicamente por la superficie (área) expuesta y el sismo está determinada por las masas del entrepiso**".



Figura Nº 50:Tormenta de viento en la ciudad de Panamá

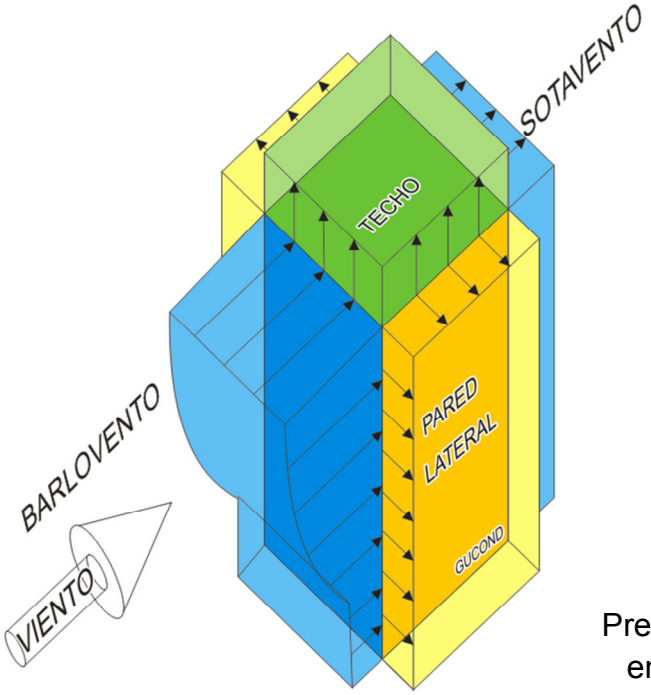


Figura Nº 51:
Presión de Vientos en Edificios Altos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

b. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO:
Topografía: Plana.
Terreno: Suburbano
Dimensiones: Altura Z= 72.40m, L_X= 16.85m, L_Y =27.15m.
Configuración estructural: Pórticos de hormigón armado en ambas direcciones. Las losas de entrepisos y de cubierta se comportan como rígidas en su plano.
El periodo fundamental de la estructura es: $T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{72.40}{45} = 1.609s$
Revestimientos: Montantes para paneles vidriados entre losas, Los paneles de vidrio son resistentes al impacto de proyectiles.

c. TIPO DE EXPOSICIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL EDIFICIO.- Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas.

d. VELOCIDAD DE DISEÑO.-
$V_D = F_{TR} \cdot F_\alpha \cdot F_t \cdot V_R = 0.88 \cdot 2.01 \cdot 1.01 \cdot 85 \frac{Km}{h} = 152.083 \frac{Km}{h}$
Donde:

F_{TR} factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante; Rugosidad = R3, Forma Topográfica local= T3, $\rightarrow F_{TR} = 0.88$.

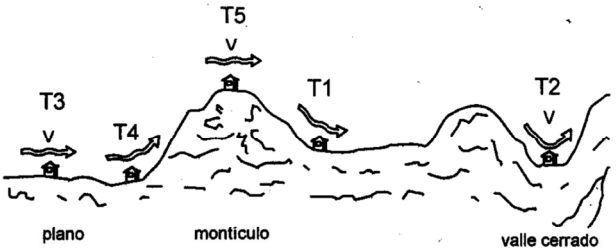


Figura 3.2 Formas topográficas locales

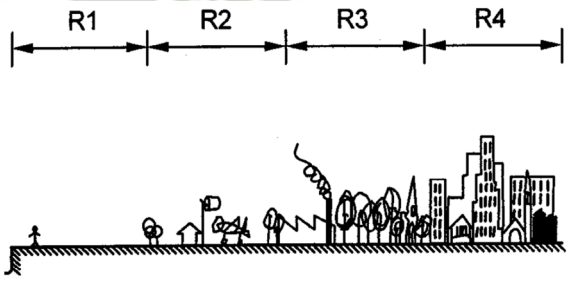


Figura 3.1 Rugosidad del terreno

Tabla 3.3 Factor F_{TR}

Tipos de topografía (fig. 3.2)		Rugosidad del terreno en alrededores		
		R1	R2	R3
T1	Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.90	0.80	0.70
T2	Valles cerrados	1.01	0.90	0.79
T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes menores de 5%	1.13	1.00	0.88
T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%	1.24	1.10	0.97
T5	Cimas de promontorios, colinas, terrenos con pendientes mayores de 10%, cañadas o valles cerrados	1.35	1.20	1.06

Tabla Nº 36: Norma mexicana, formas topográficas locales y rugosidad del terreno para el factor topográfico de viento

Tabla 3.2 Rugosidad del terreno

	Tipos de terreno (fig. 3.1)
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo del viento, como en campo abierto y la zona Federal Marítimo Terrestre
R2	Zona de terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones al flujo del viento
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del caso R4
R4	zona de gran densidad de edificios altos en que por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Fα factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

$$F_\alpha = 1.56 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \dots si \dots 10 < z < \delta \rightarrow 10 < 72.40m < 390$$

$$F_\alpha = 1.56 \cdot \left(\frac{72.40}{10}\right)^{0.127} = 2.01$$

Donde:

δ= altura gradiente en metros, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante;

α= exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura; y

z= altura de un punto desde el suelo (variable que se incrementa), m

Tabla Nº 37: Norma mexicana, factor de altura de gradiente y exponente de variación de velocidad de viento

Tabla 3.2a Factores α y δ

Tipos de terreno (fig. 3.1)	α			δ, m
	Tamaño de la estructura			
	Menor a 20m	Entre 20 y 50m	Mayor a 50m	
R1	0.139	0.142	0.144	245
R2	0.128	0.131	0.133	315
R3	0.122	0.125	0.127	390
R4	0.117	0.120	0.121	455

NOTA: El tamaño de la estructura se refiere a la mayor dimensión horizontal o vertical

F_t factor que toma en cuenta la presión barométrica y la temperatura ambiental;

$$F_t = \frac{298}{273 + t} = \frac{298}{273 + 21} = 1.01$$

Tabla Nº 38: Temperatura promedio para Arequipa (SENAMHI)

Parámetros climáticos promedio de Arequipa

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura diaria máxima (°C)	20	20	20	21	21	20	20	20	21	21	21	21	21
Temperatura diaria mínima (°C)	10	10	10	9	8	7	7	7	8	8	8	9	9
Precipitación total (mm)	20	40	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

$$En\ Arequipa \dots . V_R = 85 \frac{km}{h}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

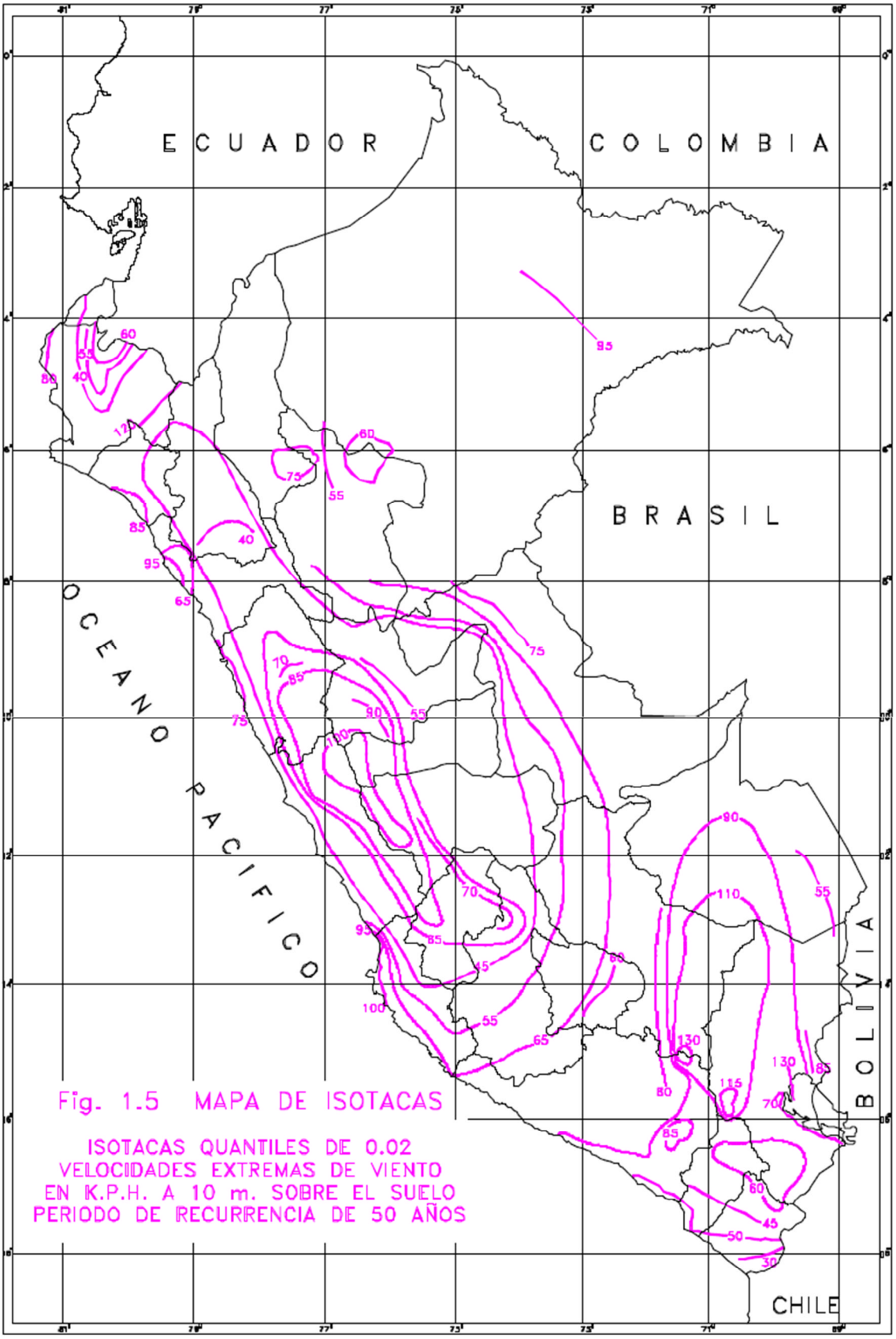


Figura Nº 52: Mapa de Isotacas del Perú

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

e. PRESIÓN DE DISEÑO.-

$$P_Z = 0.0048 \cdot C_p \cdot V_D^2$$

$$Barlovento(Presión): P_Z = 0.0048 \cdot 0.8 \cdot 152.083^2 = 88.817 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Sotavento(Succión): P_Z = 0.0048 \cdot 0.4 \cdot 152.083^2 = 44.408 \frac{Kg}{m^2}$$

Donde

Cp= coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura (factor de presión);

Los factores de presión CP de la ecuación, se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente:

Caso I Edificios y construcciones cerradas: paredes, techos planos, inclinados, curvos y en arco.

Tabla Nº 39:

Tabla 3.4 Coeficiente C_P para construcciones cerradas

	C_P
Pared de Barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4

f. FACTOR DE RÁFAGA (ANÁLISIS DINÁMICO).-

$$G = 0.43 + g \cdot \sqrt{\frac{R}{C_e}\left(B + \frac{S \cdot F}{\beta}\right)} \geq 1$$

$$G = 0.43 + 1.714 \cdot \sqrt{\frac{0.16}{1.903}\left(0.945 + \frac{0.064 \cdot 0.156}{0.02}\right)} = 1.027 \geq 1$$

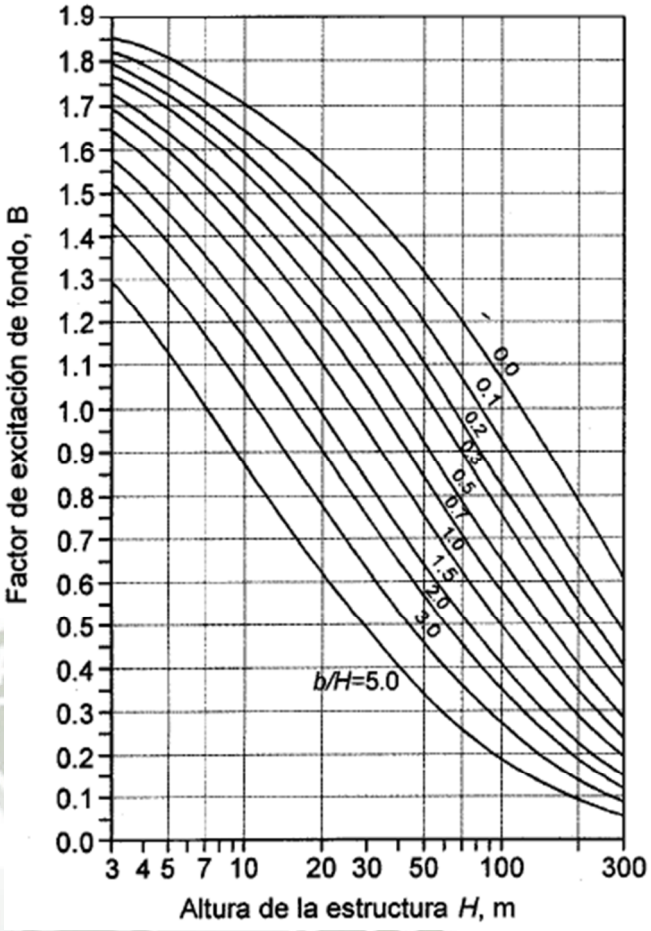
$$g = \left(\sqrt{2 \cdot L_n(3600 \cdot \nu)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \cdot L_n(3600 \cdot \nu)}}\right) \cdot \frac{1}{2.3} \geq 1.48$$

$$\nu = n_0 \cdot \sqrt{\frac{S \cdot F}{S \cdot F + \beta \cdot B}}$$

$$B = \frac{4}{3}\int_0^{\frac{914}{H}} \left[\frac{1}{1 + \frac{x \cdot H}{457}}\right]\left[\frac{1}{1 + \frac{x \cdot b}{122}}\right]\left[\frac{x}{(1 + x^2)^{\frac{4}{3}}}\right] dx \ldots\ldots usar\ abaco\ (figura\ 5.1)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla Nº 40: Norma mexicana, ábaco para obtención de factor de excitación de fondo “B”



$$S = \frac{\pi}{3}\left[\frac{1}{1+\frac{8\cdot n_0\cdot H}{3V_H}}\right]\left[\frac{1}{1+\frac{10\cdot n_0\cdot b}{V_H}}\right]$$

$$F = \frac{x_0^2}{(1+x_0^2)^{\frac{4}{3}}}$$

$$C_e = \left(\frac{z}{a}\right)^n$$

$$x_0 = 1220\cdot\frac{n_0}{V_H}$$

$$V_H = V_R\cdot\sqrt{R\cdot C_E}$$

Tabla Nº 41: Norma mexicana, parámetro “R”, “a” y “n” según la condición de exposición

TABLA 5.1 Parámetros R, a y n según la condición de exposición

Exposición	*R*	*a*	*n*
R1	0.04	10	0.18
R2	0.08	10	0.28
R3	0.16	20	0.50
R4	0.34	33	0.72

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Donde
G=área expuesta, en m²;
g =factor de respuesta máxima;
R =factor de rugosidad;
B =factor de excitación de fondo;
S =factor reductivo por tamaño
n_o= frecuencia del modo fundamental de la estructura; Hz;
H =altura de la estructura, m;
β =fracción del amortiguamiento crítico, igual a 0.01 en estructuras de acero, y 0.02 en estructuras de concreto;
Ln =indica logaritmo natural;
F =relación de energía en ráfaga; y
Ce =factor correctivo por exposición.

g. PRESIÓN DINÁMICA.- Es la presión de diseño afectada por el factor de ráfaga.

$$P = P_Z \cdot G$$

$$Barlovento(Presion): \quad P_B = 88.817 \cdot 1.027 = 91.23 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Sotavento(Succion): \quad P_S = 44.408 \cdot 1.027 = 45.61 \frac{Kg}{m^2}$$

h. FUERZAS LATERALES.-

$$F = P \cdot A_T$$

$$A_T = Area\ tributaria\ o\ de\ influencia.$$

$$Fuerza\ de\ barlovento: \quad F_B = 91.23 \cdot 97.740m^2 = 8.917\ Tn$$

$$Fuerza\ de\ sotavento: \quad F_s = 45.61 \cdot 97.740m^2 = 4.458\ Tn$$

METODO ESTATICO PARA DISEÑO POR VIENTO

NTC DISEÑO POR VIENTO - NORMA MEXICANA - ESTADO DE QUINTANA ROO 2008

Altura del edificio (m) — **H = 72.40** m

VELOCIDAD DE DISEÑO — $V_D = F_{TR} F_\alpha F_t V_R$

V_D = 152.083 Km/h

Factor correctivo por topografia y rugosidad — **F_{TR} = 0.88** — *Rugosidad Del Terreno =* **R3** **T3**

Factor de variacion con la altura — $F_\alpha = 1.56(z/10)^\alpha$ si $10m < z < \delta$

F_α = 2.01 **α = 0.127** **δ = 390**

Factor de correccion por temperatura y presion barometrica al nivel del mar — $F_t = \frac{298}{273+t}$

F_t = 1.01 **t = 21** *grados centigrados*

Velocidad regional (Mapa Eolico del Peru) — **V_R = 85.00** Km/h

PRESION DE DISEÑO — $p_z = 0.0048\, C_p V_D^2$

	Barlovento	*Sotavento*
Cp =	0.8	0.4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

METODO ESTATICO PARA DISEÑO POR VIENTO

NIVEL	h piso	z (m)	Fα	V D (Km/h)	Presion de Diseño Pz (Kg/m2) Barlovento	Pz (Kg/m2) Sotavento
20	3.60	72.40	2.006	152.083	88.817	44.408
19	3.60	68.80	1.993	151.102	87.674	43.837
18	3.60	65.20	1.979	150.074	86.485	43.242
17	3.60	61.60	1.965	148.995	85.246	42.623
16	3.60	58.00	1.950	147.860	83.952	41.976
15	3.60	54.40	1.934	146.662	82.597	41.298
14	3.60	50.80	1.918	145.392	81.173	40.586
13	3.60	47.20	1.900	144.041	79.671	39.836
12	3.60	43.60	1.881	142.597	78.082	39.041
11	3.60	40.00	1.860	141.045	76.391	38.196
10	3.60	36.40	1.838	139.365	74.583	37.292
9	3.60	32.80	1.814	137.534	72.636	36.318
8	3.60	29.20	1.787	135.519	70.523	35.261
7	3.60	25.60	1.758	133.273	68.205	34.102
6	3.60	22.00	1.724	130.732	65.629	32.815
5	3.60	18.40	1.686	127.799	62.717	31.358
4	3.60	14.80	1.640	124.314	59.343	29.671
3	3.60	11.20	1.583	119.990	55.287	27.643
2	3.60	7.60	1.507	114.224	50.101	25.051
1	4.00	4.00	1.389	105.283	42.564	21.282

Tabla Nº 42: Norma mexicana, método estático por viento

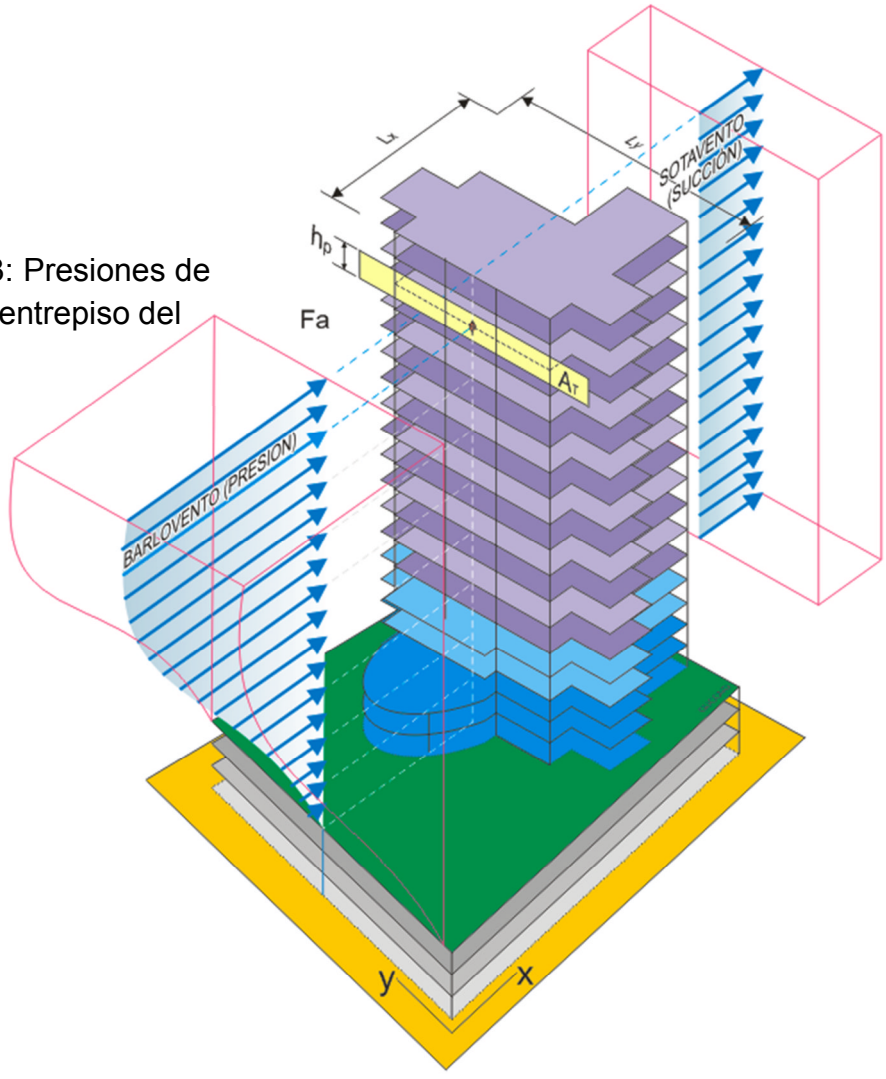


Figura Nº 53: Presiones de viento en el entrepiso del edificio alto

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla Nº 43:

ANÁLISIS DINAMICO POR VIENTO (NORMA MEXICANA) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).

NTC DISEÑO POR VIENTO - NORMA MEXICANA - ESTADO DE QUINTANA ROO 2008

CALCULO DEL FACTOR DE RAFAGA "G"

Altura del edificio (m): H = 72.40 m
Rugosidad del terreno: R3
Factor de rugosidad: F = 0.16, a = 20, n = 0.5
Velocidad regional (Mapa): V R = 85.00 Km/h
Frecuencia del modo fundamental de la estructura; Hz: n 1 = 0.622
Periodo Fundamental: $T = \frac{h_n}{C_t}$ = 1.609
Ancho mínimo del area: b = 27.85 m
Altura de entrepiso: h r = 3.60 m
Area Tributaria: A T = 97.74 m2

Altura desde el suelo	factor corrective por			Relación de energía en ráfaga	Factor reductivo por	Factor de excitación de fondo		Factor de respuesta máxima	Factor de ráfaga	Presion de diseño		Area Tributaria	Fuerzas laterales por nivel de piso				
z (m)	Ce	V_H	X_e	F	S	B	v	g	G	Fz * G (Kg/m2) Barlovento	Fz * G (Kg/m2) Sotavento	A T (m2)	F (m) Barlovento	F (m) Sotavento	F total (m)	Momento Volteo (m-m)	Nivel
						ver figura 5.1											
72.40	1.903	46.938	16.169	0.156	0.0694	0.945	0.365	1.774	1.027	91.23	45.61	97.740	8.917	4.458	13.37	968.33	20
68.80	1.855	46.304	15.376	0.154	0.0663	0.945	0.362	1.713	1.032	90.44	45.22	97.740	8.840	4.420	13.26	912.29	19
65.20	1.806	45.686	15.598	0.153	0.0662	0.945	0.358	1.712	1.036	89.63	44.82	97.740	8.761	4.380	13.14	856.80	18
61.60	1.755	45.042	15.835	0.152	0.0660	0.945	0.355	1.711	1.042	88.79	44.39	97.740	8.679	4.339	13.02	801.86	17
58.00	1.703	44.369	17.091	0.150	0.0659	0.945	0.351	1.710	1.047	87.91	43.95	97.740	8.592	4.296	12.89	747.51	16
54.40	1.649	43.664	17.367	0.148	0.0657	0.945	0.347	1.709	1.053	86.99	43.49	97.740	8.502	4.251	12.75	693.78	15
50.80	1.594	42.923	17.666	0.147	0.0656	0.945	0.342	1.707	1.060	86.02	43.01	97.740	8.408	4.204	12.61	640.69	14
47.20	1.536	42.141	17.994	0.145	0.0654	0.945	0.337	1.706	1.067	85.01	42.50	97.740	8.309	4.154	12.46	588.26	13
43.60	1.475	41.314	18.354	0.143	0.0653	0.945	0.332	1.704	1.075	83.94	41.97	97.740	8.204	4.102	12.31	536.55	12
40.00	1.414	40.433	18.754	0.141	0.0651	0.945	0.326	1.702	1.084	82.80	41.40	97.740	8.093	4.047	12.14	485.59	11
36.40	1.349	39.491	19.202	0.139	0.0649	0.945	0.320	1.700	1.094	81.59	40.80	97.740	7.975	3.987	11.96	435.43	10
32.80	1.281	38.476	19.708	0.137	0.0647	0.945	0.313	1.697	1.105	80.30	40.15	97.740	7.846	3.924	11.77	386.12	9
29.20	1.208	37.374	20.289	0.134	0.0645	0.945	0.306	1.695	1.119	78.89	39.45	97.740	7.711	3.855	11.57	337.74	8
25.60	1.131	36.164	20.968	0.131	0.0643	0.945	0.297	1.692	1.134	77.36	38.68	97.740	7.561	3.781	11.34	290.35	7
22.00	1.049	34.820	21.777	0.128	0.0640	0.945	0.288	1.688	1.153	75.67	37.83	97.740	7.396	3.698	11.09	244.05	6
18.40	0.959	33.299	22.772	0.124	0.0637	0.945	0.276	1.683	1.176	73.76	36.88	97.740	7.209	3.605	10.81	198.98	5
14.80	0.860	31.535	24.046	0.120	0.0634	0.945	0.263	1.678	1.206	71.57	35.78	97.740	6.995	3.498	10.49	155.29	4
11.20	0.749	29.412	25.781	0.114	0.031	0.945	0.246	1.670	1.247	68.96	34.48	97.740	6.740	3.370	10.11	113.23	3
7.60	0.616	26.635	28.406	0.107	0.026	0.945	0.223	1.659	1.310	65.65	32.82	97.740	6.416	3.208	9.62	73.14	2
4.00	0.447	22.737	33.350	0.096	0.020	0.945	0.188	1.640	1.430	60.89	30.44	97.740	5.951	2.975	8.93	35.71	1
														sumatoria	235.66	9501.71	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2 ANÁLISIS DINÁMICO POR VIENTO (NORMA PERUANA) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

a. CLASIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.

Tipo 2. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en la dirección del viento. Para este tipo de edificaciones la carga exterior especificada “en el Artículo 12 RNE” se multiplicará por 1,2.

b. VELOCIDAD DE DISEÑO.

$$V_h = V \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22} \qquad V_h = 85 \cdot \left(\frac{72.40}{10}\right)^{0.22} = 131.39 \frac{Km}{h}$$

Donde:
V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h .
V : velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h (V= 85Km/h).
h : altura sobre el terreno en metros.

c. CARGA EXTERIOR DINAMICA DE VIENTO.

$$P_h = 1.2(0.005 \cdot C \cdot V_h^2)$$

$$Barlovento(Presión): \quad P_h = 1.2(0.005 \cdot 0.80 \cdot 131.39^2) = 82.864 \frac{Kgf}{m^2}$$

$$Sotavento(Succión): \quad P_h = 1.2(0.005 \cdot 0.60 \cdot 131.39^2) = 62.148 \frac{Kgf}{m^2}$$

Donde:
P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kgf/m2
C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla.
V_h : velocidad de diseño a la altura h, en Km/h.

Tabla Nº 44: Norma peruana, factores de forma “C”

FACTORES DE FORMA (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6

d. FUERZAS LATERALES.

$$F = P_h \cdot A_T$$

$$A_T = Area\ tributaria\ o\ de\ influencia.$$

$$Fuerza\ de\ barlovento: \quad F_B = 82.864 \cdot 97.740 m^2 = 8.099\ Tn$$

$$Fuerza\ de\ sotavento: \quad F_s = 62.148 \cdot 97.740 m^2 = 6.074\ Tn$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla Nº 45:

ANÁLISIS DINAMICO POR VIENTO (NORMA PERUANA) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).
NORMA PERUANA RNE-E020 Articulo 12 (2006)

Velocidad de diseño hasta 10 m de altura
V= 85.00 Km/h
Factor de forma adimensional
Barlovento C= 0.80
Sotavento C= 0.60
Ancho mínimo del area expuesta (m= 27.15
Altura de entrepiso (m)= 3.60
Area Tributaria (m2)= 97.74
Factor de amplificacion 1.20

NIVEL	Altura relativa de Entrepiso h_s	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño V_h (Km/h)	Presion de Diseño		Area Tributaria (m2)	Fuerzas laterales por nivel de piso		F total (ton)	Momento Volteo (tn-m)	Nivel
				Pz (Kg/m2) Barlovento	Pz (Kg/m2) Sotavento		F (ton) Barlovento	F (ton) Sotavento			
20	3.60	72.40	131.390	82.864	62.148	97.740	8.099	6.074	14.17	1026.16	20
19	3.60	68.80	129.924	81.025	60.769	97.740	7.919	5.940	13.86	953.49	19
18	3.60	65.20	128.397	79.131	59.348	97.740	7.734	5.801	13.54	882.48	18
17	3.60	61.60	126.802	77.178	57.884	97.740	7.543	5.658	13.20	813.18	17
16	3.60	58.00	125.133	75.160	56.370	97.740	7.346	5.510	12.86	745.63	16
15	3.60	54.40	123.382	73.071	54.803	97.740	7.142	5.356	12.50	679.91	15
14	3.60	50.80	121.537	70.902	53.177	97.740	6.930	5.197	12.13	616.07	14
13	3.60	47.20	119.588	68.646	51.484	97.740	6.709	5.032	11.74	554.20	13
12	3.60	43.60	117.518	66.291	49.718	97.740	6.479	4.859	11.34	494.37	12
11	3.60	40.00	115.311	63.824	47.868	97.740	6.238	4.679	10.92	436.67	11
10	3.60	36.40	112.943	61.230	45.922	97.740	5.985	4.488	10.47	381.22	10
9	3.60	32.80	110.385	58.488	43.866	97.740	5.717	4.287	10.00	328.13	9
8	3.60	29.20	107.598	55.571	41.678	97.740	5.432	4.074	9.51	277.55	8
7	3.60	25.60	104.528	52.445	39.334	97.740	5.126	3.844	8.97	229.64	7
6	3.60	22.00	101.100	49.062	36.796	97.740	4.795	3.596	8.39	184.62	6
5	3.60	18.40	97.203	45.352	34.014	97.740	4.433	3.325	7.76	142.73	5
4	3.60	14.80	92.657	41.209	30.907	97.740	4.028	3.021	7.05	104.32	4
3	3.60	11.20	87.146	36.453	27.340	97.740	3.563	2.672	6.24	69.83	3
2	3.60	7.60	80.020	30.735	23.051	97.740	3.004	2.253	5.26	39.95	2
1	4.00	4.00	69.482	23.173	17.380	97.740	2.265	1.699	3.96	15.85	1
								sumatoria	203.85	8976.03	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

4.3 ANÁLISIS DINÁMICO POR VIENTO (NORMA ASCE 7-10 Chapter 26,27) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).

a. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

- Altura del edificio: Z=72.40m.
- Longitud expuesta: L=27.15m.
- Ancho expuesto: B= 16.85m.
- Altura de entrepiso: h_{piso}=3.60m.
- Estructura rígida.

b. CATEGORÍA DE OCUPACIÓN.

Tabla Nº 46:

Características de ocupación	Categoría
Instalaciones agrícolas, temporales, almacenes pequeños	I
Edificios no contemplados en I, II, IV.	II
Edificios donde se reúnen más de 300 personas en un área, edificios, educación con 500 a más personas, industria.	**III**
Edificaciones esenciales, hospitales, comisarias, comunicaciones, generadoras de energía, estructuras para la defensa nacional.	IV

c. CATEGORIA DE EXPOSICION.

Tabla Nº 47:

Categorías de exposición	
A	Centro de ciudad o terrenos rugosos.
B	**Áreas suburbanas o terrenos boscosos,**
C	Campo abierto, sembríos, arbustos
D	Áreas costeras expuestas al mar



Figura Nº 54: Categorías de exposición de estructuras a viento (ASCE 7-

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d. VELOCIDAD DEL VIENTO BÁSICA REGIONAL.

- Es la velocidad que se mide a una altura de 10m en terreno plano libre de obstáculos (ráfaga de 3 segundos).
- Velocidad básica en Arequipa: V= 85.00 Km/h = 23.61 m/s. = 53mph.

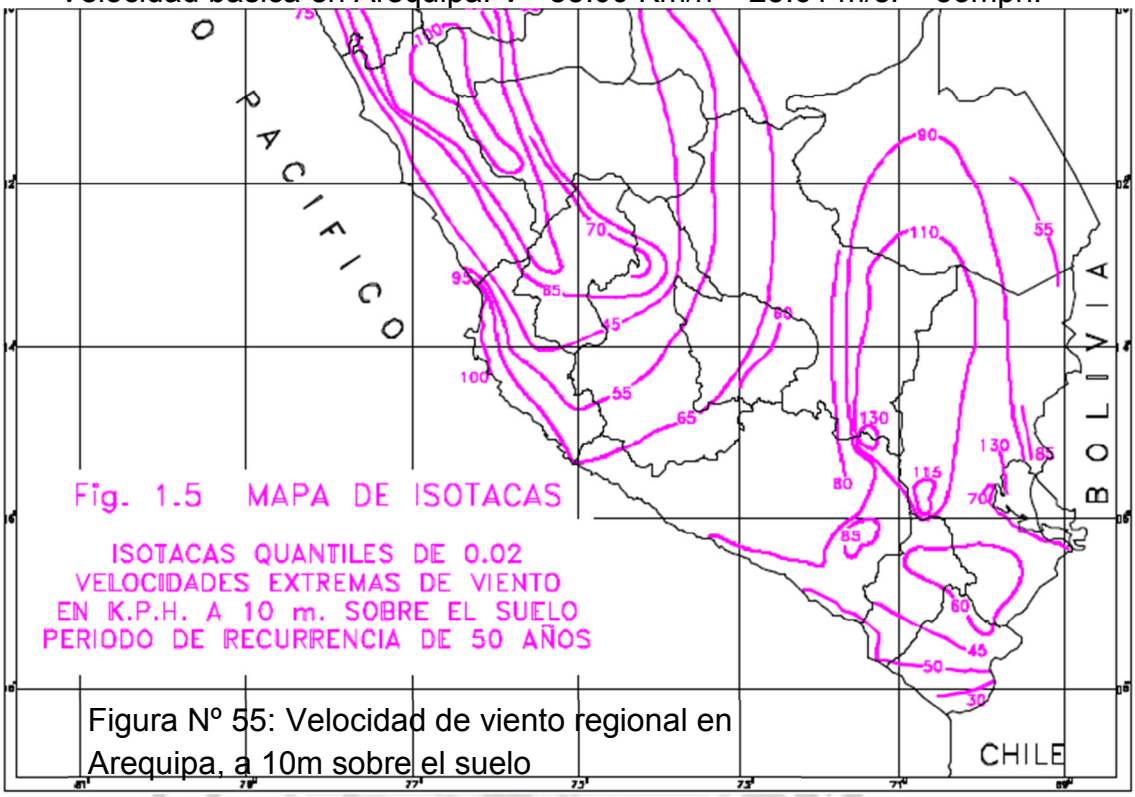


Figura Nº 55: Velocidad de viento regional en Arequipa, a 10m sobre el suelo

e. PRESIÓN OCASIONADA POR LA VELOCIDAD DEL VIENTO "q_Z".

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \qquad (\frac{N}{m^2})$$

$$q_z = 0.613 \cdot 1.265 \cdot 1.015 \cdot 0.85 \cdot 23.61^2 = 373.161(\frac{N}{m^2})$$

Donde:
K_z : Coeficiente de exposición de la presión de la velocidad.
K_{zt} : factor por topografía del terreno.
K_d : factor por dirección del viento.
V: Velocidad regional en (m/s).

COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN DE LA PRESIÓN DE LA VELOCIDAD "K_z"

Para: $4.572m \leq Z \leq Z_g$ $\quad usar \quad$ $K_z = 2.01 \cdot \left(\frac{Z}{Z_g}\right)^{\frac{2}{7}}$

$$4.572m \leq 72.40 \leq 365.76 \qquad usar \qquad K_z = 2.01 \cdot \left(\frac{72.40}{365.76}\right)^{\frac{2}{7}} = 1.265$$

Z : Altura acumulada respecto al suelo.
Zg: De tabla 26.9-1 ASCE7-10, Categoría B le corresponde (Zg=365.76)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Terrain Exposure Constants
Table 26.9-1

Tabla Nº 48:

In metric

Exposure	α	z_g (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	ℓ (m)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (m)*
B	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
C	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5.0	4.57
D	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13

*z_{min} = minimum height used to ensure that the equivalent height $\bar{z}$ is greater of $0.6h$ or z_{min}. For buildings with $h \le z_{min}$, $\bar{z}$ shall be taken as z_{min}.

FACTOR POR TOPOGRAFÍA DEL TERRENO "K_{zt} ".

$$K_{zt} = (1 + K_1 \cdot K_2 \cdot K_2)^2 \quad \rightarrow K_{zt} = (1 + 0.19 \cdot 1 \cdot 0.04)^2 = 1.015$$

K_1 : Factor para dar cuenta de la forma del accidente topográfico y el máximo efecto de aceleración. Parámetro para velocidad sobre colinas "Hill" y cuestas, Tabla 26.8-1 ASCE7-10. Categoría B le corresponde.

$$\frac{K_1}{\frac{H}{L_h}} = 0.95 \rightarrow K_1 = \frac{H}{L_h} = \frac{18}{90} = 0.19$$

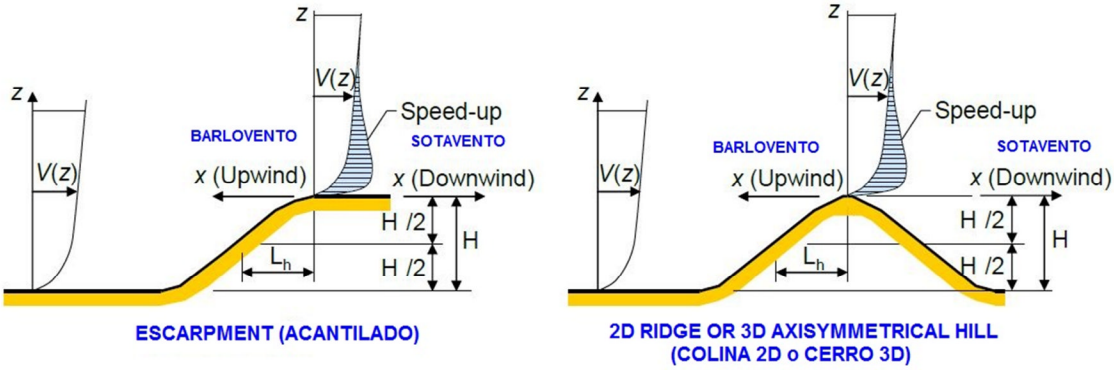


Figura Nº 56: Factor por topografía del terreno

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Topographic Factor, K_{zt}
Figure 26.8-1 (cont'd)

Tabla Nº 49:

Parameters for Speed-Up Over Hills and Escarpments						
Hill Shape	$K_1/(H/L_h)$ Exposure			γ	μ	
	B	C	D		Upwind of Crest	Downwind of Crest
2-dimensional ridges (or valleys with negative H in $K_1/(H/L_h)$)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
2-dimensional escarpments	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
3-dimensional axisym. hill	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

K_2: Factor para dar cuenta de la reducción de la velocidad de marcha con la distancia a barlovento o sotavento de la cresta. Parámetro por fórmula

$$K_2 = 1 - \frac{|x|}{\mu \cdot L_h} \quad \rightarrow K_2 = 1 - \frac{|0|}{1.5 \cdot 90} = 1$$

x: Distancia (en contra del viento o la dirección del viento) de la cresta de la obra, en metros (x=0).

K_3: Factor para dar cuenta de la reducción de la velocidad de marcha con la altura sobre el terreno local. Parámetro por fórmula

$$K_3 = e^{\frac{-\gamma \cdot z}{L_h}} \quad \rightarrow K_3 = e^{\frac{-4 \cdot 72.40}{90}} = 0.04$$

z: Altura sobre la superficie de la tierra hasta el último nivel (metros).Altura de la edificación 72.40m.
ɣ: Por ser de categoría B le corresponde según la tabla un valor de 4.

$$\frac{H}{L_h} \geq 0.2 \quad \rightarrow L_h = \frac{H}{0.2} = \frac{18}{0.2} = 90$$

H: si tiene una categoría de exposición "B", entonces H=18m (26.8.1 articulo 5, ASCE7-10).

FACTOR POR DIRECCIÓN DEL VIENTO "K_d ".

Por la tabla 26.6.1 del ASCE7-10, por tratarse de un edificio le corresponde (Structure Type= Buildings "Main Wind Forced Resisting System") Kd=0.85.

Wind Directionality Factor, K_d
Table 26.6-1

Tabla Nº 50:

Structure Type	Directionality Factor K_d*
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

f. FACTOR DE RÁFAGA "G" (Gust Effect Factor).

$$G = 0.925 \cdot \left(\frac{1 + 1.7 \cdot g_Q \cdot I_z \cdot Q}{1 + 1.7 \cdot g_v \cdot I_z}\right)$$

$$G = 0.925 \cdot \left(\frac{1 + 1.7 \cdot 3.4 \cdot 0.235 \cdot 0.834}{1 + 1.7 \cdot 3.4 \cdot 0.235}\right) = 0.837$$

$g_Q = 3.4$: Factor pico de respuesta de fondo.
$g_v = 3.4$: Factor pico de respuesta de viento.
$c = 0.30$: Factor de Intensidad de la turbulencia, de tabla 26.9-1.

Terrain Exposure Constants
Table 26.9-1

Tabla Nº 51:

In metric

Exposure	α	z_g (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	ℓ (m)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (m)*
B	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14

*z_{min} = minimum height used to ensure that the equivalent height $\bar{z}$ is greater of $0.6h$ or z_{min}. For buildings with $h \le z_{min}$, $\bar{z}$ shall be taken as z_{min}.

I_z: Intensidad de la turbulencia.

$$I_z = c \cdot \left(\frac{10}{z}\right)^{\frac{1}{6}} \quad \rightarrow \quad 0.30 \cdot \left(\frac{10}{43.44}\right)^{\frac{1}{6}} = 0.235$$

z : Equivalente de altura de la estructura.
$h = 72.40m$: Medida hasta el techo de la construcción.

$$z = 0.6h \quad \rightarrow \quad z = 0.6 \cdot 72.40 = 43.44$$

Q : Respuesta de fondo.
$B = 16.85m$: Medida horizontal en dirección del viento.

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left(\frac{B + h}{L_z}\right)^{0.63}}} \quad \rightarrow \quad Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left(\frac{16.85 + 72.40}{159.074}\right)^{0.63}}} = 0.834$$

L_z : Escala de la longitud de la turbulencia en altura.
$\epsilon = 0.333$ de tabla 26.9-1
$\ell = 97.540$ de tabla 26.9-2

$$L_z = \ell \left(\frac{z}{10}\right)^{\epsilon} \quad \rightarrow \quad L_z = 97.54 \cdot \left(\frac{43.44}{10}\right)^{0.333} = 159.074$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

g. PRESIÓN DE DISEÑO “P”.

$$P = q \cdot G \cdot C_P - q_i \cdot GC_{pi} \quad (N/m^2)$$

$$Barlovento(Presion): \quad P = 373.161 \cdot 0.837 \cdot 0.80 = 249.749\ N/m^2$$
$$Sotavento(Succion): \quad P = 373.161 \cdot 0.837 \cdot 0.30 = 93.656\ N/m^2$$

$C_P = 0.80$: Coeficiente de presión externa, Barlovento, de tabla 27.4-1
$C_P = 0.30$: Coeficiente de presión externa, Sotavento, de tabla 27.4-2
$GC_{pi} = \pm 0.18$: Se equilibran y como quiero obtener máximos esfuerzos no lo uso.
$q_i = q_z = q = 373.161\ N/m^2$

Tabla Nº 52:

Main Wind Force Resisting System – Part 1		All Heights
Figure 27.4-1 (cont.)	External Pressure Coefficients, C_p	Walls & Roofs
Enclosed, Partially Enclosed Buildings		

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	**L/B**	**C_p**	**Use With**
Windward Wall	All values	0.8	q_z
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥4	-0.2	
Side Wall	All values	-0.7	q_h

Tabla Nº 53:

Main Wind Force Resisting System and Components and Cladding		All Heights
Table 26.11-1	Internal Pressure Coefficient, (GC_{pi})	Walls & Roofs
Enclosed, Partially Enclosed, and Open Buildings		

Enclosure Classification	(GC_{pi})
Open Buildings	0.00
Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55
Enclosed Buildings	+0.18 -0.18

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

h. FUERZAS LATERALES.

$$F = P \cdot A_T$$

$A_T = 97.740m^2$: *Area tributaria o de influencia.*

Fuerza de barlovento: $F_B = 249.749N/m^2 \cdot 97.740m^2 = 26.908\ Tn$

Fuerza de sotavento: $F_s = 93.656N/m^2 \cdot 97.740m^2 = 10.091\ Tn$

ANÁLISIS DINAMICO POR VIENTO (NORMA ASCE 7-10 Chapter 26) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).
NORMA ASCE 7-10. Cap 26 - 27

Categoria de Exposiscion		B	areas suburbanas o terrenos boscosos
Altura del edificio (m)	Z=	72.40	
Longitud expuesta (m)	L=	27.15	
Ancho expuesta (m)	B=	16.85	
Altura de entrepiso (m)	hr=	3.60	
VELOCIDAD DE VIENTO BASICA REGIONAL	V=	85.00	Km/h
		23.61	m/s
El edificio esta ubicado en una Colina=		Hill	
Coef. Exposicion de la presion de la velocidad	Kz=	1.265	$4.572m \le Z \le Z_g$; Usar $K_z = 2.01 \cdot \left[\frac{Z}{Z_g}\right]^{\frac{2}{\alpha}}$
	α=	7	de tabla 26.9-1
	Zg=	365.76	de tabla 26.9-2
factor por topografia	Kzt=	1.015	$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$
	K1=	0.19	
	H=	18	18m para Cat.Exposicion "B"
	H/Lh=	0.2	$H/L_h \ge 0.2$
	Lh=	90	
	K1/(H/Lh)=	0.95	de tabla para Cat.Exposicion "B"
K_1 determined from table below			Hill Shape (3-dimensional Axisym Hill "para colinas")
$K_2 = (1 - \frac{\lvert x \rvert}{\mu L_h})$			
$K_3 = e^{-\gamma z / L_h}$			
	K2=	1	m
Distancia (Contra el viento o en direccion del viento) desde la cresta	x=	0	m
	μ=	1.5	de tabla 26.8-1
	K3=	0.04	
factor por direccion del viento	Kd=	0.850	de tabla 26.6-1 (edificios=Buildings)
PRESIÓN POR LA VELOCIDAD DEL VIENTO	q_z=	373.161	N/m2 $q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2$ (N/m²); V in m/s

Parameters for Speed-Up Over Hills and Escarpments

Hill Shape	$K_1/(H/L_h)$ Exposure B	Exposure C	Exposure D	γ	μ Upwind of Crest	μ Downwind of Crest
2-dimensional ridges (or valleys with negative H in $K_1/(H/L_h)$	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
2-dimensional escarpments	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
3-dimensional axisym. hill	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Intensidad de la turbulencia	Iz=	0.235	
Factor de intencidad de turbulencia	c=	0.30	de tabla 26.9-1 $I_{\bar{z}} = c\left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{1/6}$
Equivalente de altura de la estructura	ẑ=	43.44	0.6h
medida hasta el techo de la construccion	h=	72.40	
Respuesta de fondo	Q=	0.834	$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63\left(\frac{B+h}{L_z}\right)^{0.63}}}$
medida horizontal en direccion del viento	B=	16.85	m
Escala de la long. De la turbulencia en altura	Lz=	159.152	
	ε̄=	0.333	de tabla 26.9-1
	l=	97.540	de tabla 26.9-2 $L_{\bar{z}} = \ell\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\varepsilon}}$
Factor pico de respuesta de fondo	g_Q=	3.400	
Factor pico de respuesta de viento	g_v=	3.400	
FACTOR DE RAFAGA	G=	0.837	$G = 0.925\left(\frac{1+1.7 g_Q I_{\bar{z}} Q}{1+1.7 g_v I_{\bar{z}}}\right)$

Coeficiente de presion externa_Barlovento	Cp=	0.800	de tabla 27.4-1 Factores de forma aerodinamica obtenidos en
Coeficiente de presion externa_Sotavento	Cp=	0.300	de tabla 27.4-2 tuneles de viento
Un Newton a Toneladas	1N=	0.0011023113100	tn
Area trib.en contacto con Direccion de Viento	At=	97.740	m2
Coef. De presion Interna (Por	GCpi=	±0.18	± se equilibran por eso no la uso.
			como quiero obtener maximos esfuerzos no lo uso
PRESION DE LA VELOCIDAD VIENTO	q_i =	q_z =	q
PRESION DE DISEÑO	$p = qGC_p - q_i(GC_{pi})$ (lb/ft²) (N/m²)		

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla Nº 54: Análisis dinámico por viento (norma ASCE7-10 chapter 26,27) con interacción suelo estructura (Norma Rusa)

ANÁLISIS DINAMICO POR VIENTO (NORMA ASCE 7-10 Chapter 26) CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA).

NORMA ASCE 7-10. Cap 26 - 27

NIVEL	h_i	h_o Z (m)	Kz	q_z	i	Iz	Lz	Q	G	P Barlovento	P Sotavento	P (N/m2)	At	F (N)	F (m)	Momento Volteo (tn-m)
20	3.60	72.40	1.265	373.161	43.44	0.235	159.152	0.834	0.837	249.749	93.656	343.405	97.740	33564.360	37.00	2678.68
19	3.60	68.80	1.247	367.763	41.28	0.237	156.469	0.836	0.837	246.345	92.379	338.724	97.740	33106.893	36.49	2510.79
18	3.60	65.20	1.228	362.159	39.12	0.239	153.691	0.838	0.838	242.802	91.051	333.853	97.740	32630.790	35.97	2345.20
17	3.60	61.60	1.208	356.329	36.96	0.241	150.809	0.840	0.839	239.107	89.665	328.772	97.740	32134.194	35.42	2181.99
16	3.60	58.00	1.188	350.251	34.8	0.244	147.812	0.842	0.840	235.243	88.216	323.460	97.740	31614.941	34.85	2021.27
15	3.60	54.40	1.166	343.897	32.64	0.246	144.688	0.844	0.840	231.192	86.697	317.889	97.740	31070.490	34.25	1863.16
14	3.60	50.80	1.144	337.235	30.48	0.249	141.423	0.846	0.841	226.931	85.099	312.030	97.740	30497.820	33.62	1707.80
13	3.60	47.20	1.120	330.227	28.32	0.252	138.000	0.849	0.842	222.433	83.412	305.845	97.740	29893.306	32.95	1555.32
12	3.60	43.60	1.095	322.825	26.16	0.256	134.399	0.851	0.843	217.665	81.624	299.289	97.740	29252.538	32.25	1405.90
11	3.60	40.00	1.068	314.974	24	0.259	130.593	0.853	0.844	212.587	79.720	292.307	97.740	28570.067	31.49	1259.72
10	3.60	36.40	1.040	306.600	21.84	0.263	126.551	0.856	0.845	207.147	77.680	284.828	97.740	27839.048	30.69	1117.02
9	3.60	32.80	1.009	297.611	19.68	0.268	122.234	0.858	0.845	201.281	75.480	276.762	97.740	27050.696	29.82	978.04
8	3.60	29.20	0.976	287.888	17.52	0.273	117.587	0.861	0.846	194.903	73.088	267.991	97.740	26193.456	28.87	843.10
7	3.60	25.60	0.940	277.266	15.36	0.279	112.542	0.864	0.847	187.895	70.461	258.355	97.740	25251.660	27.84	712.58
6	3.60	22.00	0.900	265.517	13.2	0.286	106.998	0.866	0.848	180.094	67.535	247.629	97.740	24203.228	26.68	586.95
5	3.60	18.40	0.856	252.301	11.04	0.295	100.811	0.869	0.848	171.256	64.221	235.476	97.740	23015.470	25.37	466.81
4	3.60	14.80	0.804	237.085	8.88	0.306	93.753	0.871	0.849	160.996	60.373	221.369	97.740	21636.627	23.85	352.98
3	3.60	11.20	0.742	218.937	6.72	0.321	85.436	0.873	0.849	148.643	55.741	204.384	97.740	19976.498	22.02	246.63
2	3.60	7.60	0.665	195.976	4.56	0.342	75.077	0.873	0.847	132.837	49.814	182.651	97.740	17852.268	19.68	149.56
1	4.00	4.00	0.553	163.140	2.4	0.381	60.616	0.870	0.842	109.922	41.221	151.143	97.740	14772.724	16.28	65.14
															595.39	25048.65

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

i. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN LOS TRES MODELOS.

Se realiza esta comparación para tomar el modelo que esfuerza y exige más de la estructura, como se observa el modelo de la norma ASCE7-10 exige mas a la estructura, por lo cual se tomará para cálculos de la deriva de entrepiso que según la norma peruana será de 1%.

Tabla Nº 55:

ANALISIS DINAMICO POR INTERACCION VIENTO-ESTRUCTURA

EMPUJES DINAMICOS PARALELOS AL VIENTO - AFECTADO POR EL FACTOR DE RAFAGA

NIVEL	hpiso	z (m)	NORMA MEXICANA - NTC2008			NORMA PERUANA - RNE2009			NORMA ASCE7-10	
			VD (Km/h)	F total (ton)	Momento Volteo (tn-m)	Vh (Km/h)	F total (ton)	Momento Volteo (tn-m)	F total (ton)	Momento Volteo (tn-m)
20	3.6	72.4	152.083	**13.37**	968.33	131.390	**14.17**	1026.16	**37.00**	2678.68
19	3.6	68.8	151.102	**13.26**	912.29	129.924	**13.86**	953.49	**36.49**	2510.79
18	3.6	65.2	150.074	**13.14**	856.80	128.397	**13.54**	882.48	**35.97**	2345.20
17	3.6	61.6	148.995	**13.02**	801.86	126.802	**13.20**	813.18	**35.42**	2181.99
16	3.6	58.0	147.860	**12.89**	747.51	125.133	**12.86**	745.63	**34.85**	2021.27
15	3.6	54.4	146.662	**12.75**	693.78	123.382	**12.50**	679.91	**34.25**	1863.16
14	3.6	50.8	145.392	**12.61**	640.69	121.537	**12.13**	616.07	**33.62**	1707.80
13	3.6	47.2	144.041	**12.46**	588.26	119.588	**11.74**	554.20	**32.95**	1555.32
12	3.6	43.6	142.597	**12.31**	536.55	117.518	**11.34**	494.37	**32.25**	1405.90
11	3.6	40.0	141.045	**12.14**	485.59	115.311	**10.92**	436.67	**31.49**	1259.72
10	3.6	36.4	139.365	**11.96**	435.43	112.943	**10.47**	381.22	**30.69**	1117.02
9	3.6	32.8	137.534	**11.77**	386.12	110.385	**10.00**	328.13	**29.82**	978.04
8	3.6	29.2	135.519	**11.57**	337.74	107.598	**9.51**	277.55	**28.87**	843.10
7	3.6	25.6	133.273	**11.34**	290.35	104.528	**8.97**	229.64	**27.84**	712.58
6	3.6	22.0	130.732	**11.09**	244.05	101.100	**8.39**	184.62	**26.68**	586.95
5	3.6	18.4	127.799	**10.81**	198.98	97.203	**7.76**	142.73	**25.37**	466.81
4	3.6	14.8	124.314	**10.49**	155.29	92.657	**7.05**	104.32	**23.85**	352.98
3	3.6	11.2	119.990	**10.11**	113.23	87.146	**6.24**	69.83	**22.02**	246.63
2	3.6	7.6	114.224	**9.62**	73.14	80.020	**5.26**	39.95	**19.68**	149.56
1	4.0	4.0	105.283	**8.93**	35.71	69.482	**3.96**	15.85	**16.28**	65.14
			SUMATORIA	**235.66**	9501.71		**203.85**	8976.03	**595.39**	25048.65

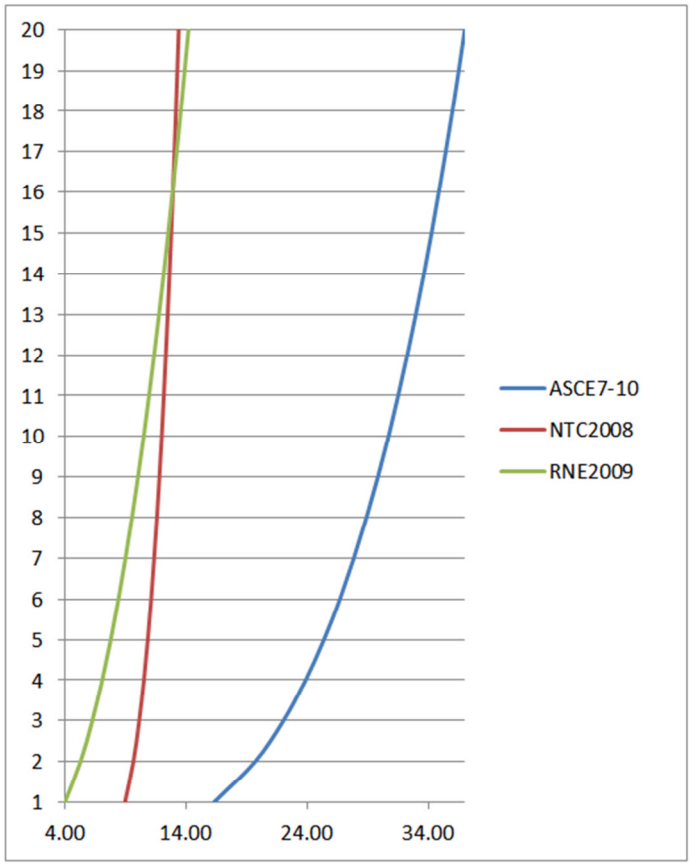


Figura Nº 57:Comparación de modelos (ASCE7-10, NTC2008 y RNE2009)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO POR VIENTO (NORMA ASCE7-05) CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA), EN ETABS UTILIZANDO LA VELOCIDAD REGIONAL DE (V=85Km/h) AREQUIPA.

Usaremos ASCE7-05 por ser más conservadora. La velocidad regional para la zona de Arequipa es:

$$V = 85\frac{Km}{h} = 23.61\frac{m}{s} = 53mph \quad (Millas\ por\ hora)$$

a. MODELO EN ETABS.

Parámetros y características:

- Empujes dinámicos a diafragmas rígidos.
- Angulo de dirección de viento en: “X=0”.
- Angulo de dirección de viento en: “Y=90”.
- Barlovento (Windward): Cp=0.8
- Sotavento (Leeward): Cp=0.3
- Cargas totales, parciales según el caso (ASCE-05, fig6.9).
- Viento desde la base (Botton Story) hasta el último nivel (TopStory).
- Velocidad regional (wind speed): V=80.78 millas por hora.
- Categoría de exposición (exposure type): Tipo = B.
- Categoría de ocupación de la estructura: Tipo III.
- Factor de importancia, tabla 6.1 ASCE7-05: I=1.15
- Factor de topografía: Kzt=1.015.
- Factor de ráfaga (gust factor): G=0.837
- Factor de dirección (directionality factor): Kd=0.85

Definición de casos de Carga de Viento.

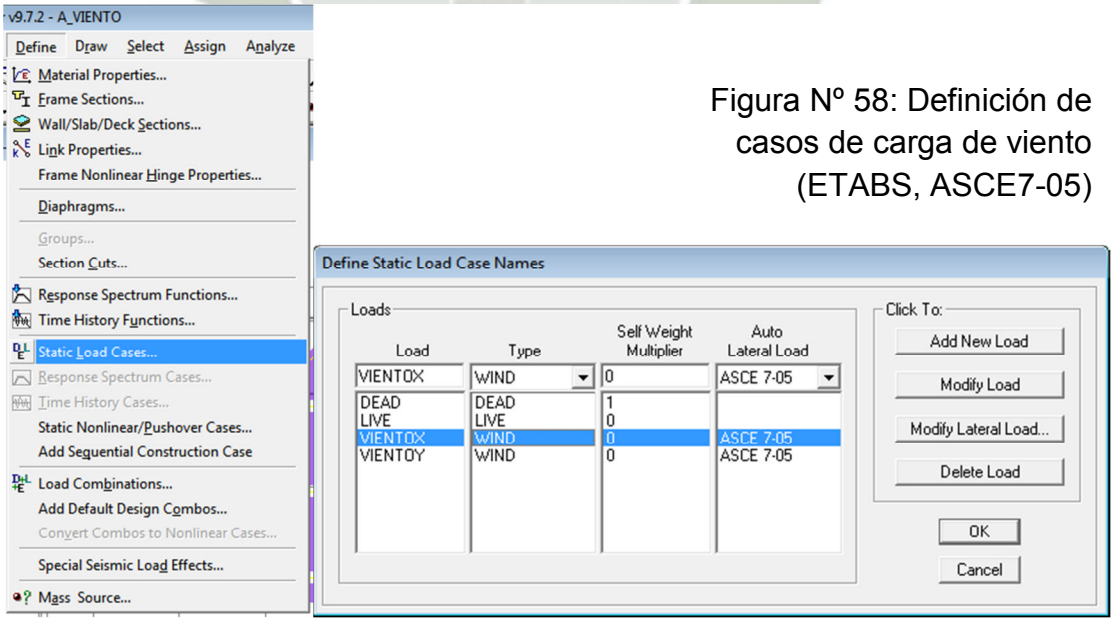


Figura Nº 58: Definición de casos de carga de viento (ETABS, ASCE7-05)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Caso de carga de viento en dirección “X”.

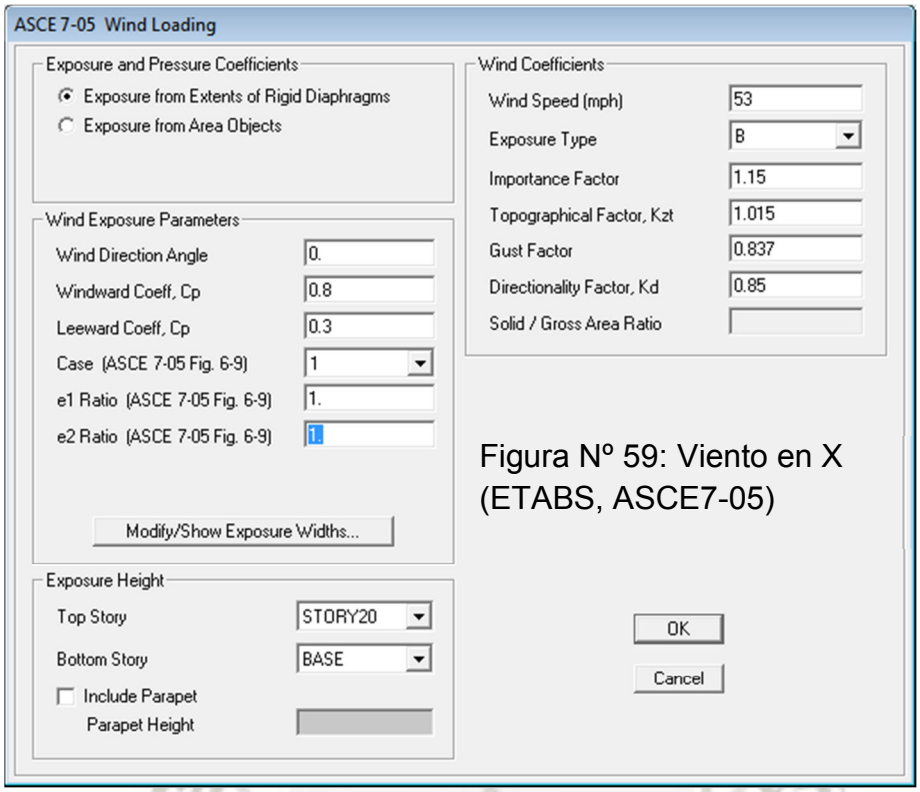


Figura Nº 59: Viento en X (ETABS, ASCE7-05)

Caso de carga de viento en dirección “Y”.

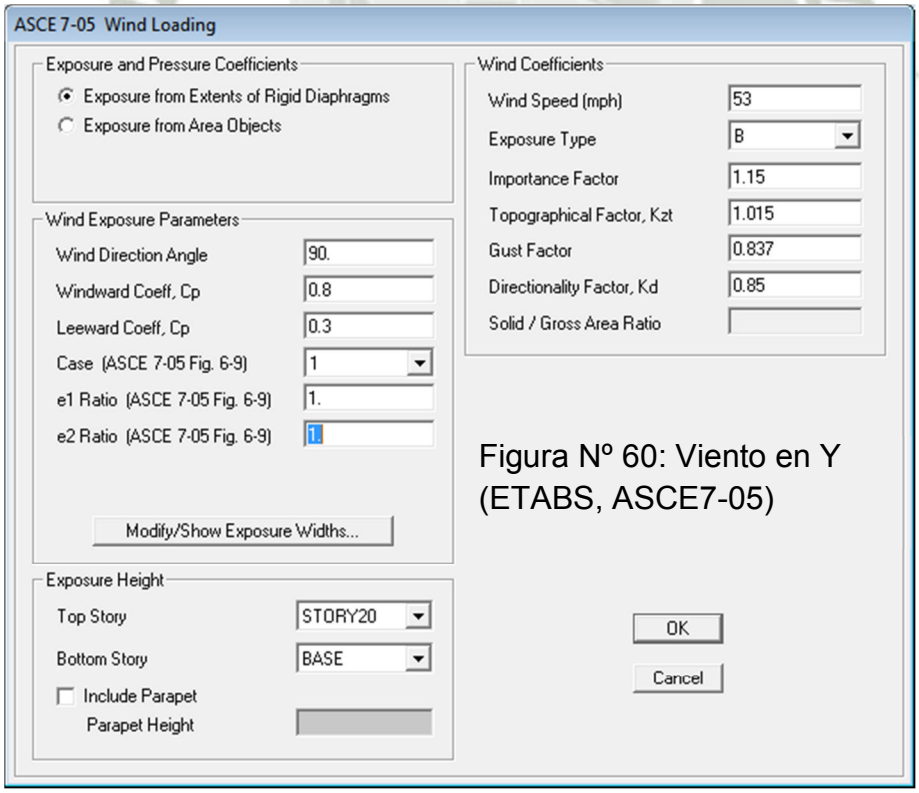


Figura Nº 60: Viento en Y (ETABS, ASCE7-05)

b. DERIVAS DE ENTREPISO, ASCE7-05 (V=85 Km/h, AREQUIPA) en ETABS.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

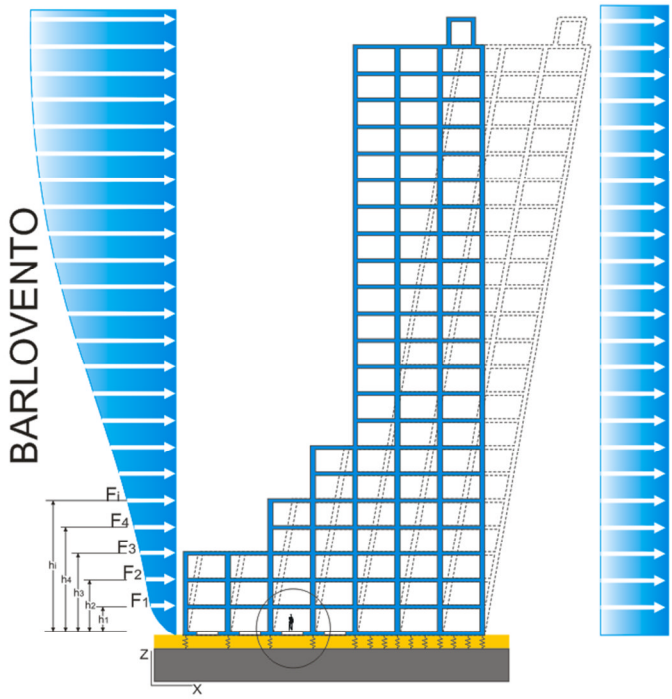
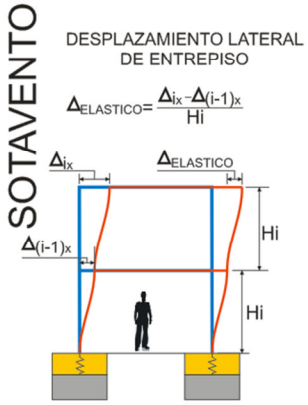


Figura Nº 61:Derivas de entrepiso (ASCE7-05).



ANALISIS DINAMICO POR VIENTO (NORMA ASCE7-05)
CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA)
DISTORSION O DRIFT DE ENTREPISO (USANDO ETABS),
VELOCIDAD BASICA EN AREQUIPA **V= 85 Km/h**, a 10m. SOBRE EL SUELO.

NIVEL	ALTURA Z ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA	
			VIENTO X		VIENTO Y		< 0.010	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60 m	85.10 m	215	0.001	214	0.000	Cumple	Cumple
STORY19	3.60 m	79.70 m	253	0.001	136	0.000	Cumple	Cumple
STORY18	3.60 m	77.90 m	465	0.001	136	0.000	Cumple	Cumple
STORY17	3.60 m	74.30 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY16	3.60 m	70.70 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY15	3.60 m	67.10 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY14	3.60 m	63.50 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY13	3.60 m	59.90 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY12	3.60 m	56.30 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY11	3.60 m	52.70 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY10	3.60 m	49.10 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY9	3.60 m	45.50 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY8	3.60 m	41.90 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY7	3.60 m	38.30 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY6	3.60 m	34.70 m	465	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY5	3.60 m	31.10 m	438	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY4	3.60 m	27.50 m	514	0.001	499	0.001	Cumple	Cumple
STORY3	3.60 m	23.90 m	514	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY2	3.60 m	20.30 m	514	0.001	288	0.001	Cumple	Cumple
STORY1	4.00 m	16.70 m	514	0.000	334	0.000	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	519	0.000	171	0.000	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	506	0.000	171	0.000	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	39	0.000	39	0.000	Cumple	Cumple
				0.016		0.012		

Tabla Nº 56: Distorsiones (usando ETABS), ASCE7-05 (V=85 Km/h, Arequipa)

4.5 ANÁLISIS DINÁMICO POR VIENTO (NORMA ASCE7-05) CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA), EN ETABS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

UTILIZANDO LA VELOCIDAD REGIONAL DE (V=130Km/h) SUR DE PERU.

Usaremos ASCE7-05 por ser más conservadora. La velocidad regional para la zona sur de Perú, siendo el caso de una probable eventualidad, (acotando que según la norma de Panamá, capitulo 3, Tabla3-2, indica que la velocidad promedio para el pacifico es de 115Km/h = 71.46mph):

$$V = 130\frac{Km}{h} = 36.11\frac{m}{s} = 80.78mph \quad (Millas\ por\ hora)$$

a. MODELO EN ETABS.

Parámetros y características:

- Empujes dinámicos a diafragmas rígidos.
- Angulo de dirección de viento en: “X=0”.
- Angulo de dirección de viento en: “Y=90”.
- Barlovento (Windward): Cp=0.8
- Sotavento (Leeward): Cp=0.3
- Cargas totales, parciales según el caso (ASCE-05, fig6.9).
- Viento desde la base (Botton Story) hasta el último nivel (TopStory).
- Velocidad regional (wind speed): V=80.78 millas por hora.
- Categoría de exposición (exposure type): Tipo = B.
- Categoría de ocupación de la estructura: Tipo III.
- Factor de importancia, tabla 6.1 ASCE7-05: I=1.15
- Factor de topografía: Kzt=1.015.
- Factor de ráfaga (gust factor): G=0.837
- Factor de dirección (directionality factor): Kd=0.85

Definición de caso de Carga de Viento en dirección “X”.

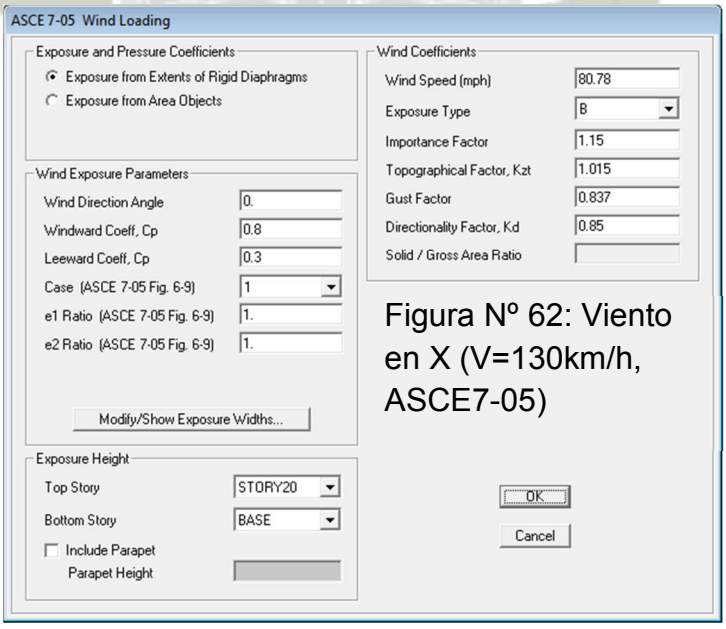


Figura Nº 62: Viento en X (V=130km/h, ASCE7-05)

Definición de caso de Carga de Viento en dirección “Y”.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

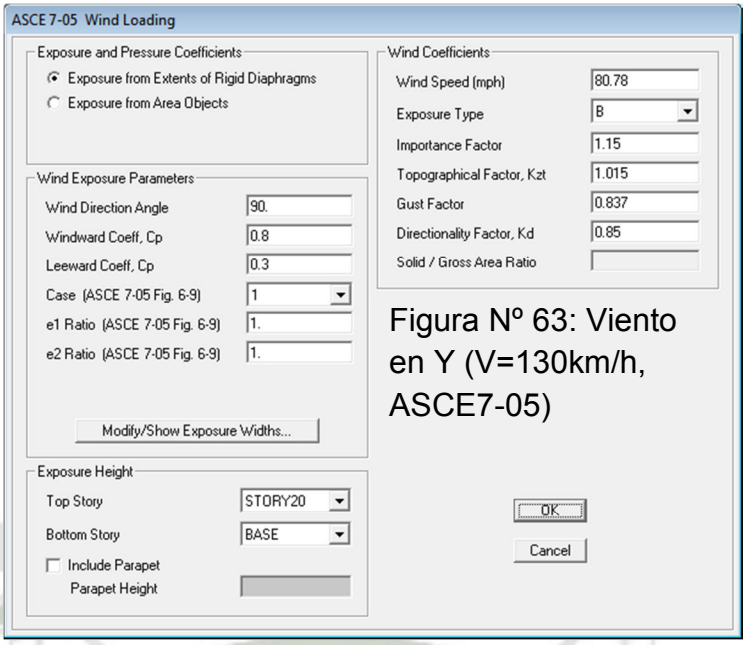


Figura Nº 63: Viento en Y (V=130km/h, ASCE7-05)

b. DERIVAS DE ENTREPISO, ASCE7-05 (V=130 Km/h, AREQUIPA) en ETABS.

ANALISIS DINAMICO POR VIENTO (NORMA ASCE7-05)
CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (NORMA RUSA)
DISTORSION O DRIFT DE ENTREPISO (USANDO ETABS),
VELOCIDAD BASICA SUR DE PERU **V= 130 Km/h**, a 10m. SOBRE EL SUELO.

NIVEL	ALTURA Z ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	DISTORSION ΔREAL				SEGUN NORMA	
			VIENTO X		VIENTO Y		< 0.010	
			Punto	X	Punto	Y	X	Y
STORY20	3.60 m	85.10 m	215	0.001	214	0.001	Cumple	Cumple
STORY19	3.60 m	79.70 m	253	0.001	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY18	3.60 m	77.90 m	465	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY17	3.60 m	74.30 m	465	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY16	3.60 m	70.70 m	465	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY15	3.60 m	67.10 m	465	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY14	3.60 m	63.50 m	465	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY13	3.60 m	59.90 m	465	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY12	3.60 m	56.30 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY11	3.60 m	52.70 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY10	3.60 m	49.10 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY9	3.60 m	45.50 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY8	3.60 m	41.90 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY7	3.60 m	38.30 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY6	3.60 m	34.70 m	465	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY5	3.60 m	31.10 m	438	0.002	136	0.002	Cumple	Cumple
STORY4	3.60 m	27.50 m	514	0.002	499	0.001	Cumple	Cumple
STORY3	3.60 m	23.90 m	514	0.002	136	0.001	Cumple	Cumple
STORY2	3.60 m	20.30 m	514	0.001	288	0.001	Cumple	Cumple
STORY1	4.00 m	16.70 m	514	0.001	334	0.001	Cumple	Cumple
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	519	0.000	171	0.001	Cumple	Cumple
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	506	0.000	171	0.000	Cumple	Cumple
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	39	0.001	39	0.000	Cumple	Cumple
				0.038		0.029		

Tabla Nº 57: Distorsiones ASCE7-05 (V=130 Km/h, Sur de Perú)

c. ANALISIS DE RESULTADOS.
La deriva de entrepiso es de 2 milímetros cumpliendo con la norma RNE.

CAPITULO V:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS.

a. DESPLAZAMIENTO DEBIDO A SISMO EN "+X" y VIENTO.

Tabla Nº 58:

DISTORSIONES DEBIDO A SISMO EN "+X" y VIENTO

NIVEL	ALTURA Z ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	A.S. ESTATICO EMPOTRADO DERIVAS ΔREAL SISMO X		A.S. ESTATICO ISE-BALASTO DERIVAS ΔREAL SISMO X		A.S. ESPECTRAL EMPOTRADO DERIVAS ΔREAL SISMO X		A.S. ESPECTRAL ISE-BARKAN DERIVAS ΔREAL SISMO X		A.S. ESPECTRAL ISE-RUSA DERIVAS ΔREAL SISMO X		A.S. TIEMPO-HISTORIA ISE-RUSA DERIVAS ΔREAL SISMO X		A.S. TIEMPO-HISTORIA ISE-RUSA DAMPER DERIVAS ΔREAL SISMO X		VIENTO ISE-RUSA DERIVAS ΔREAL VIENTO X	
			Punto	X	Punto	X	Punto	X	Punto	X	Punto	X	Punto	X	Punto	X	Punto	X
STORY20	3.60 m	85.10 m	86	0.013	86	0.021	86	0.005	86	0.005	86	0.005	215	0.009	213	0.004	215	0.001
STORY19	3.60 m	79.70 m	110	0.013	120	0.021	120	0.005	109	0.006	109	0.006	274	0.009	273	0.004	253	0.001
STORY18	3.60 m	77.90 m	242	0.015	242	0.024	242	0.006	242	0.007	242	0.007	465	0.013	465	0.005	465	0.002
STORY17	3.60 m	74.30 m	242	0.015	242	0.024	242	0.006	242	0.007	242	0.007	465	0.014	465	0.005	465	0.002
STORY16	3.60 m	70.70 m	242	0.016	242	0.025	242	0.006	242	0.008	242	0.008	465	0.014	465	0.005	465	0.002
STORY15	3.60 m	67.10 m	242	0.017	242	0.026	242	0.007	242	0.008	242	0.008	465	0.014	465	0.005	465	0.002
STORY14	3.60 m	63.50 m	242	0.018	242	0.027	242	0.007	242	0.008	242	0.008	465	0.013	465	0.005	465	0.002
STORY13	3.60 m	59.90 m	242	0.018	242	0.028	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.013	465	0.006	465	0.002
STORY12	3.60 m	56.30 m	242	0.019	242	0.028	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.011	465	0.006	465	0.002
STORY11	3.60 m	52.70 m	242	0.020	242	0.029	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.010	465	0.006	465	0.002
STORY10	3.60 m	49.10 m	242	0.020	242	0.030	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.009	465	0.006	465	0.002
STORY9	3.60 m	45.50 m	242	0.021	242	0.030	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.009	465	0.006	465	0.002
STORY8	3.60 m	41.90 m	242	0.021	242	0.030	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.009	465	0.006	465	0.002
STORY7	3.60 m	38.30 m	242	0.020	242	0.029	242	0.007	242	0.009	242	0.009	465	0.009	465	0.006	465	0.002
STORY6	3.60 m	34.70 m	242	0.020	242	0.029	242	0.007	242	0.008	242	0.008	465	0.009	465	0.006	465	0.002
STORY5	3.60 m	31.10 m	225	0.017	225	0.026	225	0.006	225	0.007	225	0.007	438	0.007	438	0.006	438	0.002
STORY4	3.60 m	27.50 m	272	0.017	272	0.026	272	0.006	272	0.007	272	0.007	514	0.008	514	0.007	514	0.002
STORY3	3.60 m	23.90 m	272	0.015	272	0.023	272	0.005	272	0.007	272	0.007	514	0.008	514	0.007	514	0.002
STORY2	3.60 m	20.30 m	272	0.012	272	0.020	272	0.004	272	0.006	272	0.006	514	0.007	514	0.007	514	0.001
STORY1	4.00 m	16.70 m	272	0.009	272	0.018	272	0.003	272	0.004	272	0.004	514	0.006	514	0.006	514	0.001
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	276	0.003	276	0.013	112	0.017	112	0.006	112	0.006	519	0.002	694	0.003	519	0.000
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	112	0.002	246	0.012	112	0.014	112	0.005	112	0.005	506	0.002	756	0.002	506	0.000
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	112	0.001	274	0.010	112	0.006	112	0.003	112	0.003	39	0.012	748	0.002	39	0.001

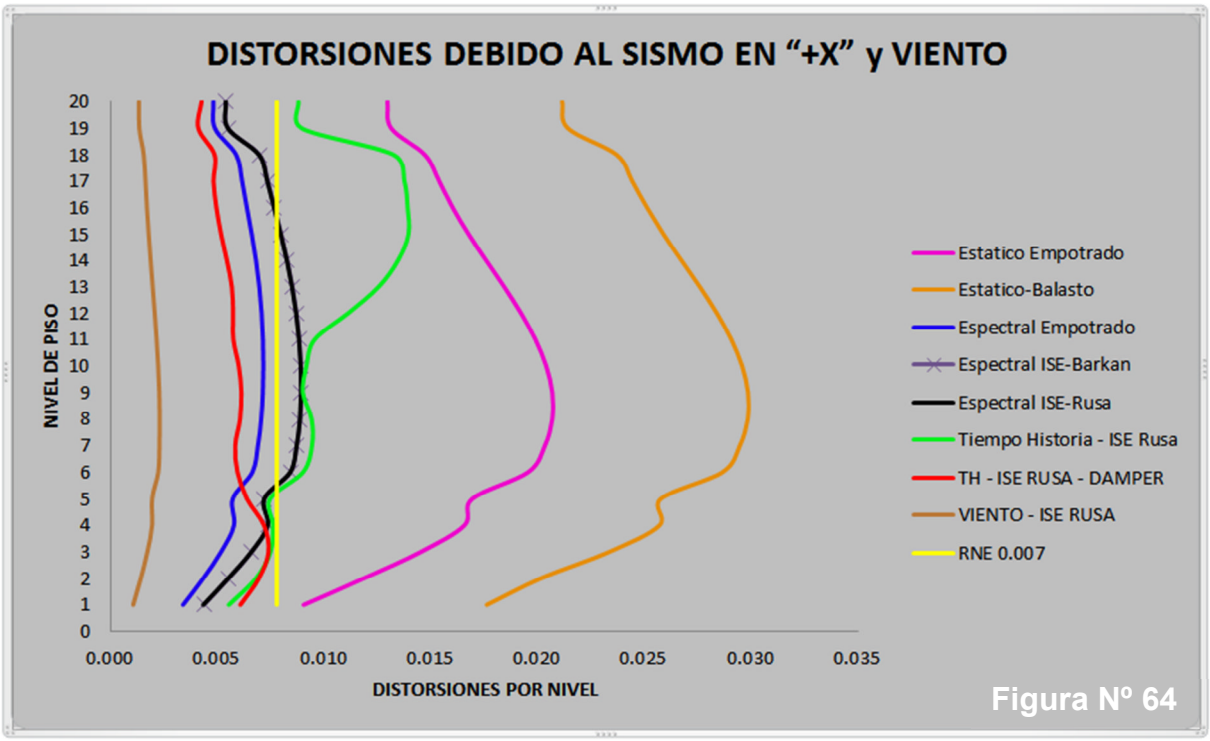


Figura Nº 64

Observamos que los desplazamientos más desfavorables se obtienen del análisis sísmico estático, mientras que análisis sísmico dinámico modal espectral empotrado, nos muestra desplazamientos aceptables, pero, al aplicar interacción suelo estructura no cumple. Al inclinarnos por una aproximación más real se recomendaría un análisis tiempo-historia con ISE.
Se observa que los desplazamientos por viento son pequeños en comparación a la acción sísmica.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

b. DESPLAZAMIENTO DEBIDO A SISMO EN “+Y” y VIENTO.

Tabla Nº 59:

DISTORSIONES DEBIDO A SISMO EN “+Y” y VIENTO

NIVEL	ALTURA Z ENTREPISO	ALTURA Z RELATIVA	A.S. ESTATICO EMPOTRADO DERIVAS ΔREAL SISMO Y (m)		A.S. ESTATICO ISE-BALASTO DERIVAS ΔREAL SISMO Y (m)		A.S. ESPECTRAL EMPOTRADO DERIVAS ΔREAL SISMO Y (m)		A.S. ESPECTRAL ISE-BARKAN DERIVAS ΔREAL SISMO Y		A.S. ESPECTRAL ISE-RUSA DERIVAS ΔREAL SISMO Y (m)		A.S. TIEMPO-HISTORIA ISE-RUSA DERIVAS ΔREAL SISMO Y (m)		A.S. TIEMPO-HISTORIA ISE-RUSA DAMPER DERIVAS ΔREAL SISMO Y (m)		VIENTO ISE-RUSA DERIVAS ΔREAL VIENTO Y (m)	
			Punto	Y	Punto	Y	Punto	Y	Punto	Y	Punto	Y	Punto	Y	Punto	Y	Punto	Y
STORY20	3.60 m	85.10 m	85	0.010	85	0.022	85	0.004	85	0.004	85	0.004	214	0.006	213	0.006	214	0.001
STORY19	3.60 m	79.70 m	36	0.012	36	0.023	36	0.006	36	0.005	36	0.005	136	0.013	707	0.006	136	0.001
STORY18	3.60 m	77.90 m	36	0.013	36	0.024	36	0.006	36	0.005	36	0.005	136	0.013	705	0.006	136	0.001
STORY17	3.60 m	74.30 m	36	0.014	36	0.025	36	0.006	36	0.006	36	0.006	136	0.014	355	0.006	136	0.001
STORY16	3.60 m	70.70 m	36	0.014	36	0.026	36	0.007	36	0.006	36	0.006	136	0.014	706	0.006	136	0.001
STORY15	3.60 m	67.10 m	36	0.015	36	0.026	36	0.007	36	0.006	36	0.006	136	0.014	706	0.006	136	0.001
STORY14	3.60 m	63.50 m	36	0.016	36	0.027	36	0.007	36	0.006	36	0.006	136	0.013	706	0.006	136	0.001
STORY13	3.60 m	59.90 m	36	0.017	36	0.028	36	0.007	36	0.006	36	0.006	136	0.012	355	0.006	136	0.001
STORY12	3.60 m	56.30 m	36	0.018	36	0.029	36	0.007	36	0.007	36	0.007	136	0.011	355	0.006	136	0.002
STORY11	3.60 m	52.70 m	36	0.018	36	0.029	36	0.007	36	0.007	36	0.007	136	0.010	706	0.006	136	0.002
STORY10	3.60 m	49.10 m	36	0.019	36	0.030	36	0.008	36	0.007	36	0.007	136	0.010	706	0.006	136	0.002
STORY9	3.60 m	45.50 m	36	0.019	36	0.030	36	0.008	36	0.007	36	0.007	136	0.009	706	0.006	136	0.002
STORY8	3.60 m	41.90 m	36	0.019	36	0.030	36	0.007	36	0.007	36	0.007	136	0.010	706	0.006	136	0.002
STORY7	3.60 m	38.30 m	36	0.019	36	0.030	36	0.007	36	0.007	36	0.007	136	0.010	706	0.006	136	0.002
STORY6	3.60 m	34.70 m	222	0.018	222	0.029	222	0.007	36	0.007	36	0.007	435	0.011	306	0.006	136	0.002
STORY5	3.60 m	31.10 m	36	0.017	36	0.027	36	0.007	36	0.006	36	0.006	136	0.010	136	0.006	136	0.002
STORY4	3.60 m	27.50 m	257	0.016	257	0.026	257	0.007	257	0.006	257	0.006	499	0.010	499	0.006	499	0.001
STORY3	3.60 m	23.90 m	36	0.014	36	0.023	36	0.005	36	0.005	36	0.005	136	0.008	136	0.005	136	0.001
STORY2	3.60 m	20.30 m	132	0.014	132	0.021	132	0.007	132	0.007	132	0.007	288	0.009	285	0.005	288	0.001
STORY1	4.00 m	16.70 m	163	0.010	131	0.018	163	0.005	163	0.005	163	0.005	334	0.007	281	0.005	334	0.001
SOTANO1	4.50 m	12.70 m	276	0.006	276	0.016	276	0.002	276	0.002	276	0.002	171	0.003	705	0.004	171	0.001
SOTANO2	3.60 m	8.20 m	57	0.003	276	0.014	57	0.001	131	0.002	131	0.002	171	0.002	706	0.003	171	0.000
SOTANO3	3.60 m	4.60 m	108	0.001	57	0.010	108	0.001	12	0.001	6	0.001	330	0.014	227	0.003	39	0.000

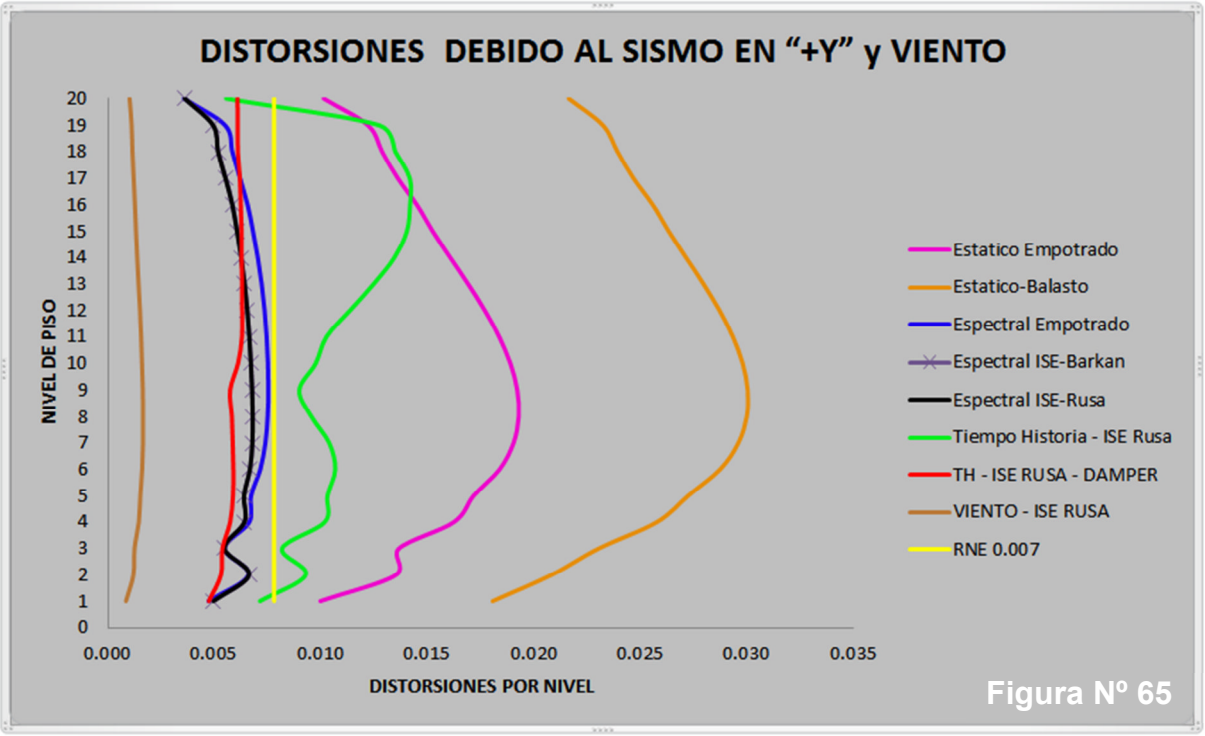


Figura Nº 65

Se observa, que si bien el análisis sísmico dinámico modal espectral empotrado cumple. Al adicionarle interacción suelo estructura mejora su comportamiento, supongo este comportamiento debido a su mayor dimensión longitudinal (en “Y” de la platea de cimentación) y probablemente el suelo este funcionando como un aislador sísmico (se tendría que profundizar el estudio).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CAPITULO VI:
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

6.1 DISEÑO DE LOSA MACIZA.

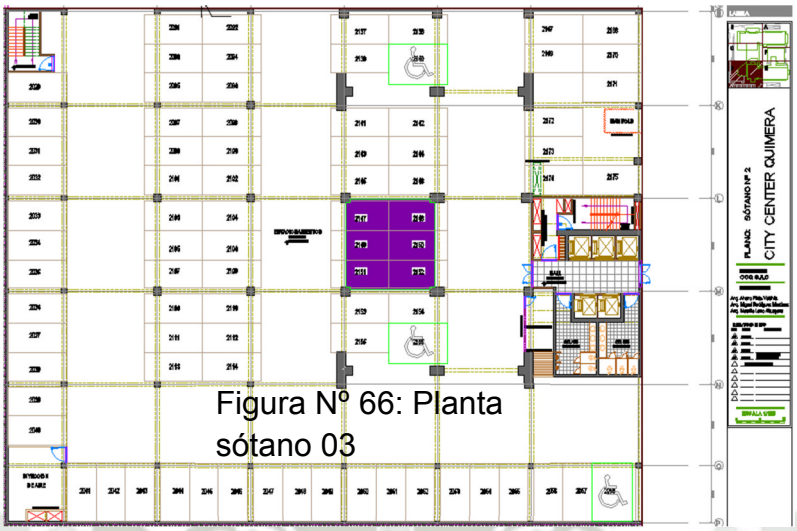


Figura Nº 66: Planta sótano 03

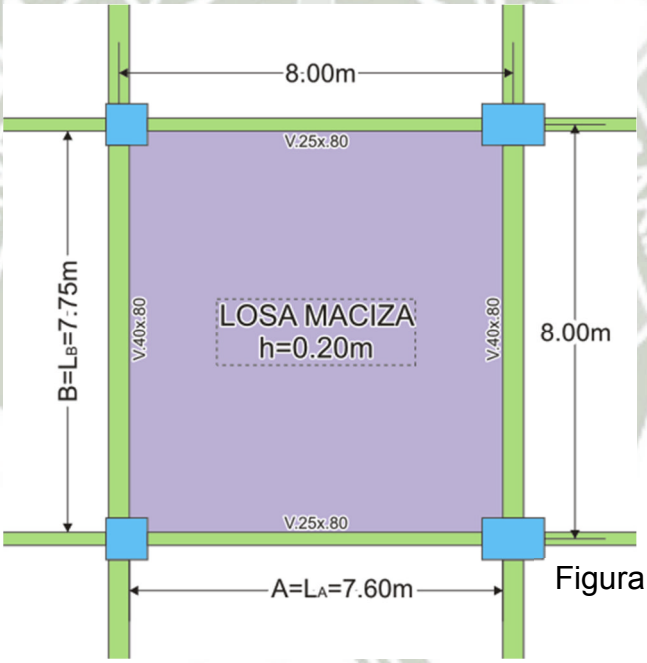


Figura Nº 67:

a. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES.

Dimensiones:

A=7.60m.

B=7.75m.

Predimensionado:

$$h_f = h = \frac{Perímetro}{180} = \frac{2 \cdot A + 2 \cdot B}{180} = \frac{2 \cdot 7.60 + 2 \cdot 7.75}{180} = 0.17m \rightarrow h = 0.20m$$

Metrado de cargas

$$Peso\ Propio = 2400 \frac{Kgf}{m^3} \cdot 1m \cdot 1m \cdot 0.20m = 480Kgf$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$Piso\ Terminado = 100\frac{Kgf}{m^2}\cdot 1m\cdot 1m = 100Kgf$$

$$Taabiques\ (Driwall) = 100\frac{Kgf}{m^2}\cdot 1m\cdot 1m = 100Kgf$$

$$Cielo\ raso\ (tub.Agua, Incendio, Bandejas) = 80\frac{Kgf}{m^2}\cdot 1m\cdot 1m = 80Kgf$$

$$\rightarrow CARGA\ MUERTA\ por\ metro\ cuadrado\ W_D = 750\frac{Kgf}{m^2}$$

$$\rightarrow CARGA\ VIVA\ por\ metro\ cuadrado\ (Oficinas, Archivos)\ W_L = 500\frac{Kgf}{m^2}$$

Amplificación o mayoración de cargas.

$$W_{D_U} = 1.4\left(750\frac{Kgf}{m^2}\right) = 1064\frac{Kgf}{m^2}$$

$$W_{L_U} = 1.7\left(500\frac{Kgf}{m^2}\right) = 850\frac{Kgf}{m^2}$$

$$W_U = 1.4W_D + 1.7\,W_L = 1914\frac{Kgf}{m^2}$$

b. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Relación “m” para entrar a tablas de momentos (tabla13.7.3ª RNE)

$$m = \frac{A}{B} = \frac{7.60}{7.75} = 0.98$$

Como es una losa central, con vigas peraltadas en sus cuatro lados, se supone empotrada (entonces estamos en el caso 2)

Los coeficientes de momentos negativos debido a W_U (tabla 13.7.3a RNE) serán:

$C_a = 0.047 \qquad C_b = 0.0434$

Los coeficientes de momentos positivos debido a W_{D_U} (tabla 13.7.3b RNE) serán:

$C_a = 0.0188 \qquad C_b = 0.0172$

Los coeficientes de momentos positivos debido a W_{L_U} (tabla 13.7.3c RNE) serán:

$C_a = 0.0282 \qquad C_b = 0.0262$

Cálculo de los momentos negativos (-) debido a W_U

$M_{a(-)} = C_a \cdot W_U \cdot A^2$	$M_{b(-)} = C_b \cdot W_U \cdot B^2$
$M_{a(-)} = 0.047 \cdot 1914 \cdot 7.60^2$	$M_{b(-)} = 0.0434 \cdot 1914 \cdot 7.75^2$
$M_{a(-)} = 5195.97Kgf \cdot m$	$M_{b(-)} = 4989.25Kgf \cdot m$

Cálculo de los momentos positivos (+) debido a W_{D_U}

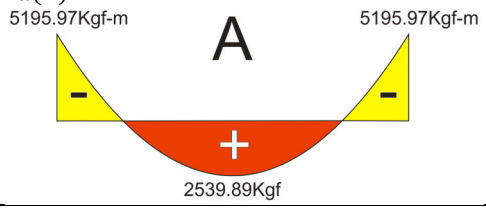
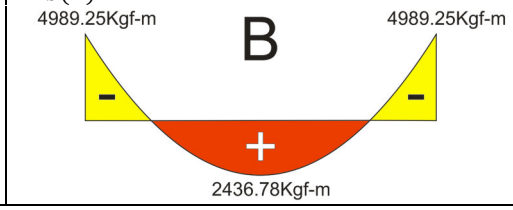
$M_{a(+)} = C_a \cdot W_{D_U} \cdot A^2$	$M_{b(+)} = C_b \cdot W_{D_U} \cdot B^2$
$M_{a(+)} = 0.0188 \cdot 1064 \cdot 7.60^2$	$M_{b(+)} = 0.0172 \cdot 1064 \cdot 7.75^2$
$M_{a(+)} = 1155.38Kgf \cdot m$	$M_{b(+)} = 1099.19Kgf \cdot m$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Cálculo de los momentos positivos (+) debido a W_{L_U}

$M_{a(+)} = C_a \cdot W_{L_U} \cdot A^2$	$M_{b(+)} = C_b \cdot W_{L_U} \cdot B^2$
$M_{a(+)} = 0.0282 \cdot 850 \cdot 7.60^2$	$M_{b(+)} = 0.0262 \cdot 850 \cdot 7.75^2$
$M_{a(+)} = 1384.51 Kgf \cdot m$	$M_{b(+)} = 1337.59 Kgf \cdot m$

Resumen, sumatoria de momentos positivos

$M_{a(+)} = 2539.89 Kgf \cdot m$	$M_{b(+)} = 2436.78 Kgf \cdot m$
	

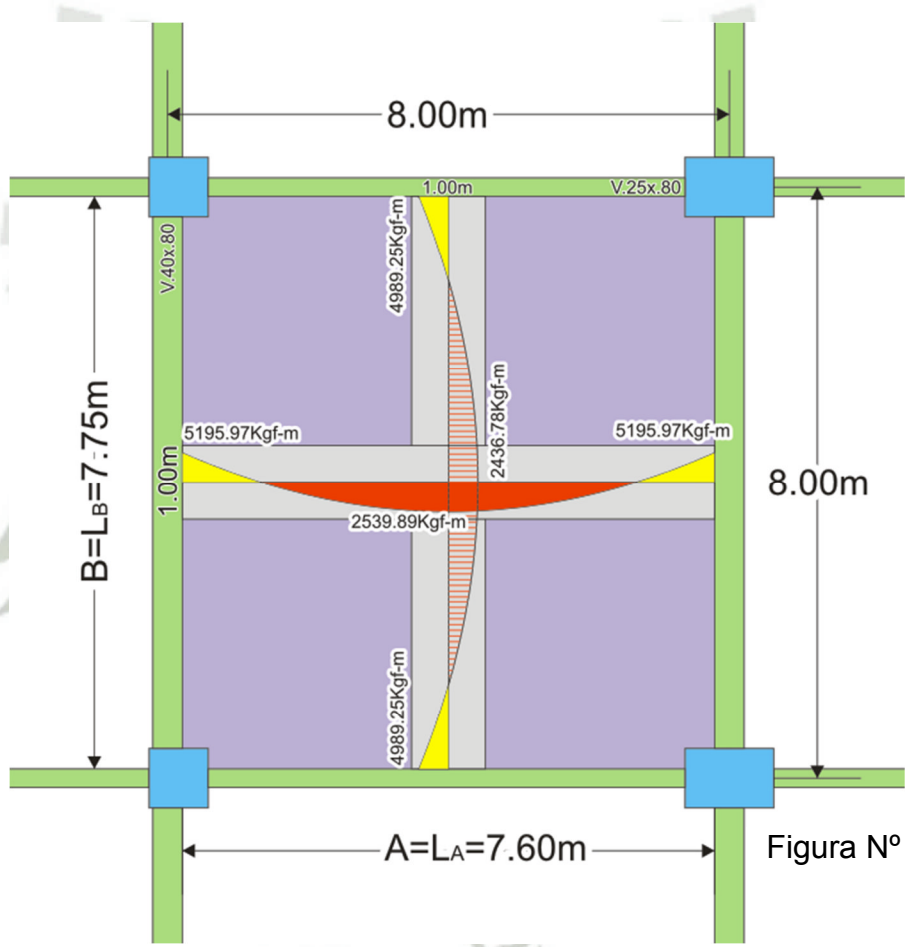


Figura Nº 68:

c. DISEÑO POR FLEXIÓN.

CÁLCULO DE ACERO PARA MOMENTO NEGATIVO (Arriba)

Altura de compresión “a” (en “cm” y “Kgf”)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_U}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

$$a = 16 - \sqrt{16^2 - \frac{2 \cdot 5195.97 \cdot 100}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

$$a = 1.60 cm$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Área de sección de acero requerido.

$$As = \frac{M_U}{\emptyset \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As = \frac{5195.97 \cdot 100}{0.90 \cdot 4200 \cdot \left(16 - \frac{1.60}{2}\right)}$$

$$As = 9.043cm^2$$

Espaciamiento entre varillas (Ab=área de sección de varilla propuesta, usaré acero de 3/8"=0.71cm^2)

$$e = \frac{A_b}{A_s} \cdot 100$$

$$e = \frac{0.71cm2}{9.043cm^2} \cdot 100cm = 7.85cm$$

$$e = 10cm$$

CÁLCULO DE ACERO PARA MOMENTO POSITIVO (Abajo)

Altura de compresión "a" (en "cm" y "Kgf")

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_U}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

$$a = 16 - \sqrt{16^2 - \frac{2 \cdot 2539.89 \cdot 100}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

$$a = 0.759cm$$

Área de sección de acero requerido.

$$As = \frac{M_U}{\emptyset \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As = \frac{2539.89 \cdot 100}{0.90 \cdot 4200 \cdot \left(16 - \frac{0.759}{2}\right)}$$

$$As = 4.302cm^2$$

Espaciamiento entre varillas (Ab=área de sección de varilla propuesta, usaré acero de 3/8"=0.71cm^2)

$$e = \frac{A_b}{A_s} \cdot 100$$

$$e = \frac{0.71cm2}{4.302cm^2} \cdot 100cm = 16.50cm$$

$$e = 15cm$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CÁLCULO DE ACERO MINIMO (CHEQUEO)

$A_{S_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h$

$A_{S_{min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20$

$A_{S_{min}} = 3.6cm^2$

Las áreas de acero requeridas son mayores que el área mínima, entonces cumplen con el requerimiento.

$A_{S_{min}} \leq As \quad ¡Cumple!$

d. DISEÑO POR CORTE.

No es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte último, por lo tanto será la sección de concreto la que debe resistir. Si la fuerza cortante es mayor que la que puede soportar el concreto se aumentará el peralte.

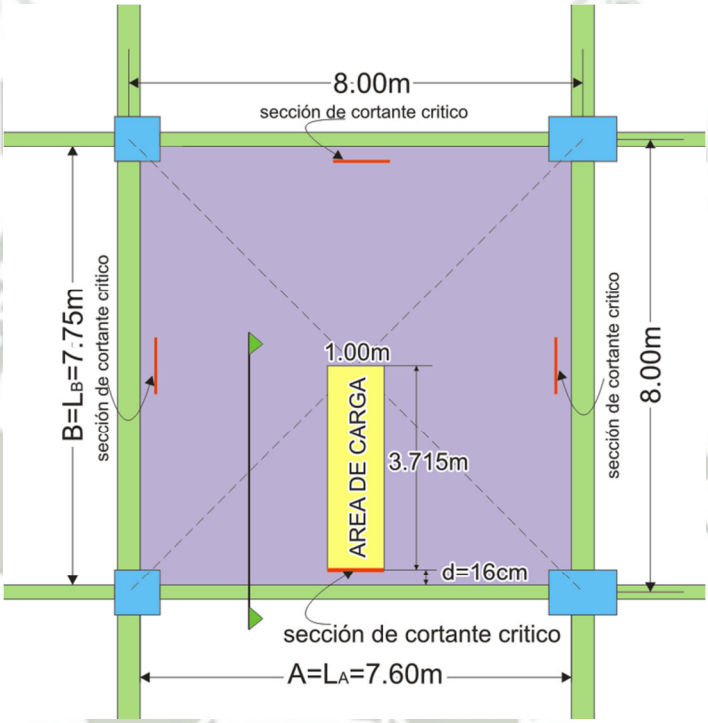
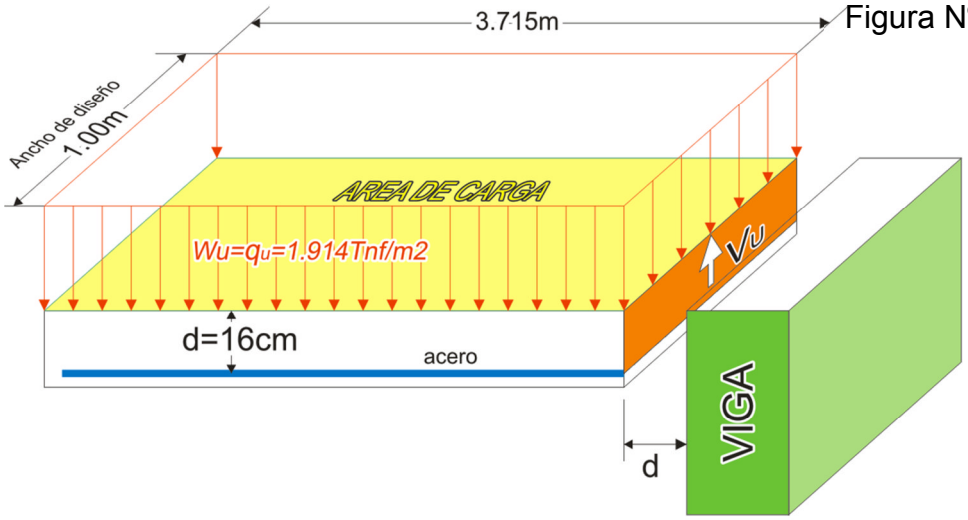


Figura Nº 69:



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante es:

$V_U = b \cdot L \cdot q_u$

$V_U = 1.00m \cdot 3.715m \cdot 1.914 \frac{Tnf}{m^2}$

$V_U = 7.111Tnf$

Esfuerzo cortante que puede soportar el concreto es:

$V_C = \emptyset \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$

$V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 100cm \cdot 16cm = 12061.3Kgf$

$V_C = 12.061Tnf$

Chequeo

$V_U \leq V_C$

$7.111Tnf \leq 12.061Tnf$ ¡$Cumple$!

e. ARMADO DE LOSA MACIZA.

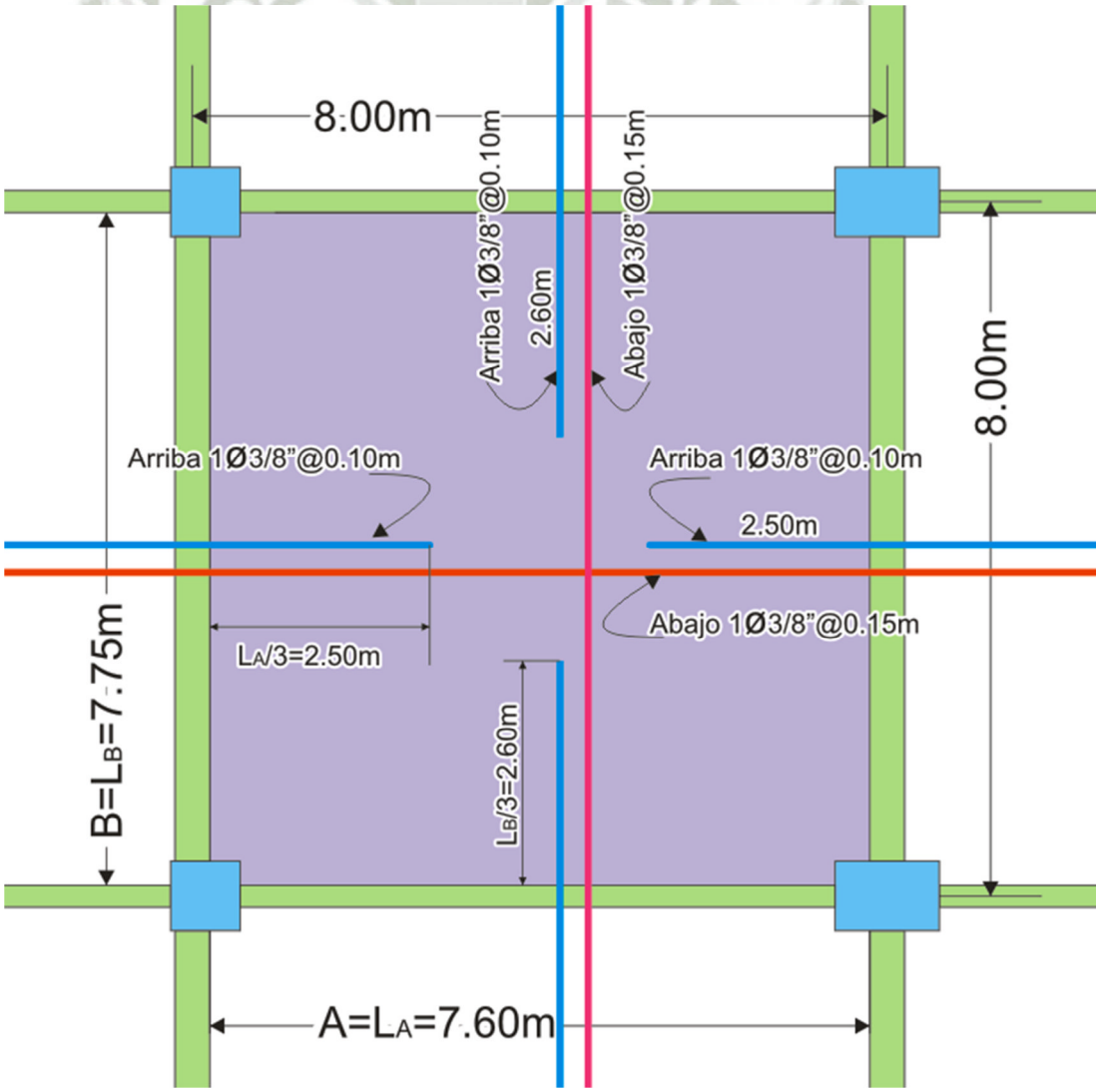


Figura Nº 70:

Publicación autorizada con fines académicos e investiga
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

6.2 DISEÑO DE VIGAS.

a. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

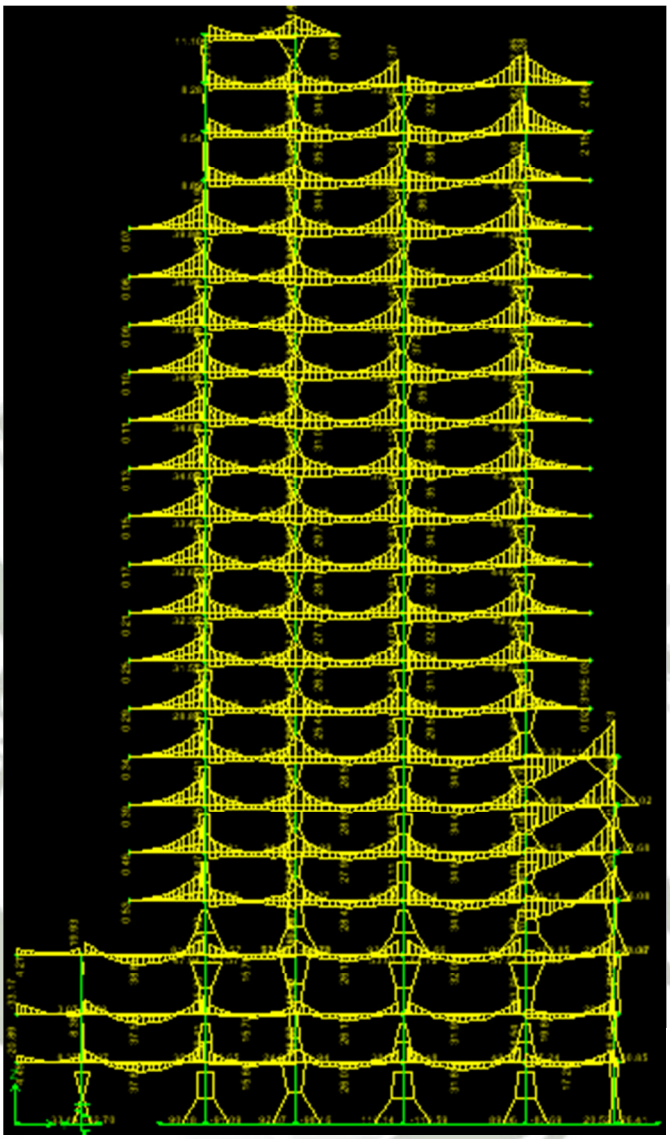
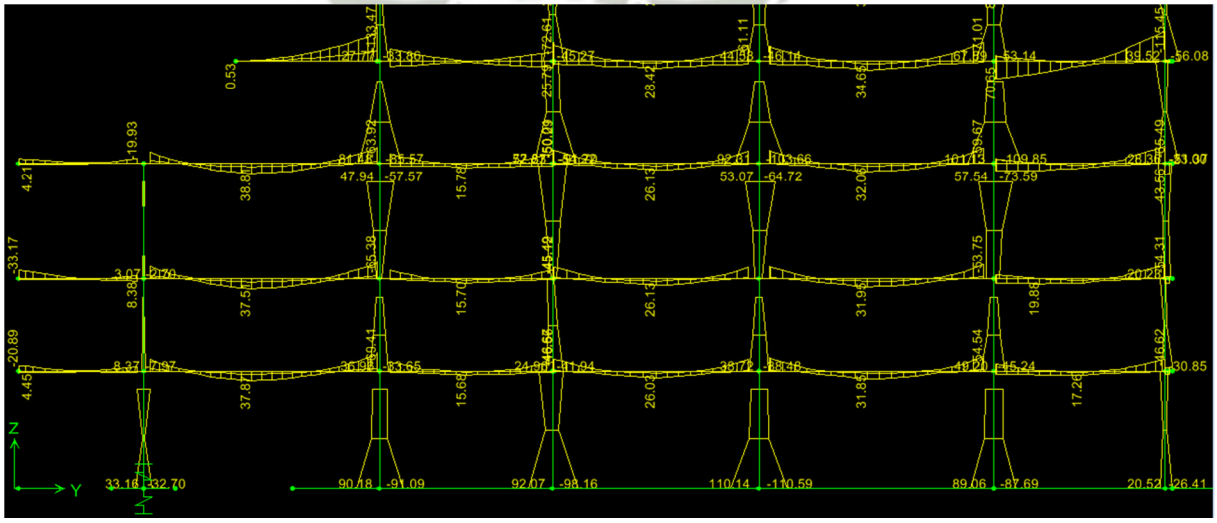
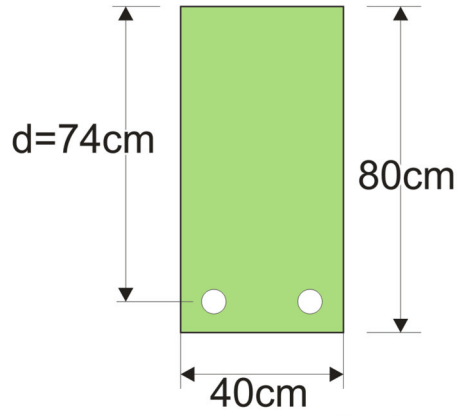


Figura Nº 71:



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

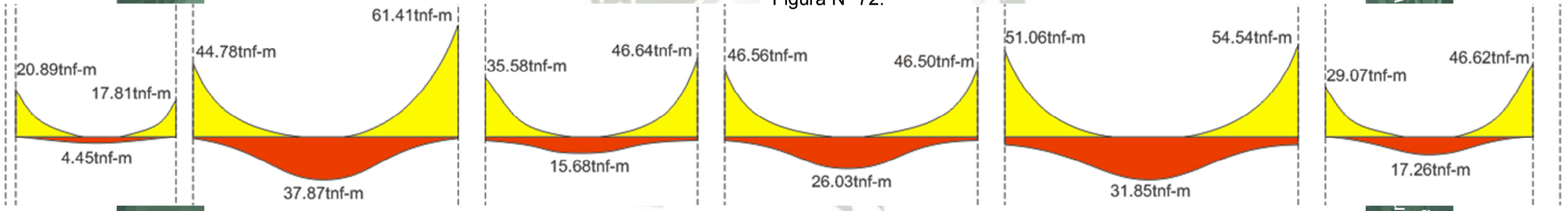
b. DISEÑO POR FLEXIÓN (VIGA EJE 6, SOTANO 3)



$$K_U = \frac{M_U}{b \cdot d^2} \left[\rho_{min} = \frac{14}{fy}\right] \leq \left[(\rho = tabla) \text{ ó } \left(\rho = \frac{0.85 \cdot f'_C}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{0.85 \cdot \emptyset \cdot f'_C \cdot b_w \cdot d^2}}\right)\right)\right] \leq \left[\rho_{max} = 0.50 \cdot \rho_{bal} = 0.50 \cdot \left(0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_C}{f_y} \cdot \left(\frac{6120}{6120 + f_y}\right)\right)\right] \rightarrow A_S = \rho \cdot b \cdot d$$

2Ø1"	4Ø1"	4Ø1"	4Ø1"	4Ø1"	4Ø1"	4Ø1"
$A_S = 7.696cm^2$	$A_S = 17.168cm^2$	$A_S = 23.68cm^2$	$A_S = 17.76cm^2$	$A_S = 19.536cm^2$	$A_S = 21.312cm^2$	$A_S = 17.76cm^2$
$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$
$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$
$\rho = 0.0026$	$\rho = 0.0058$	$\rho = 0.0080$	$\rho = 0.0060$	$\rho = 0.0066$	$\rho = 0.0072$	$\rho = 0.0060$
Mu = 20.89 tnf · m	Mu = 44.78 tnf · m	Mu = 61.41 tnf · m	Mu = 46.64 tnf · m	Mu = 51.06 tnf · m	Mu = 54.54 tnf · m	Mu = 46.62 tnf · m

Figura Nº 72:



Mu = 4.45 tnf · m	Mu = 37.87 tnf · m	Mu = 15.68 tnf · m	Mu = 26.03 tnf · m	Mu = 31.85 tnf · m	Mu = 17.26 tnf · m
$\rho = 0.0010$	$\rho = 0.0048$	$\rho = 0.0020$	$\rho = 0.0034$	$\rho = 0.0040$	$\rho = 0.0022$
$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$	$\rho_{min} = 0.0033$
$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$	$\rho_{max} = 0.01415$
$A_S = 9.768cm^2$	$A_S = 14.208cm^2$	$A_S = 5.92cm^2$	$A_S = 10.064cm^2$	$A_S = 11.840cm^2$	$A_S = 6.512cm^2$
2Ø1"	2Ø1" + 2Ø3/4"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
REPOSITORIO DE TESIS UCSM
Publicación autorizada con fi
En su investigación no olvide

c. DISEÑO POR CORTE.

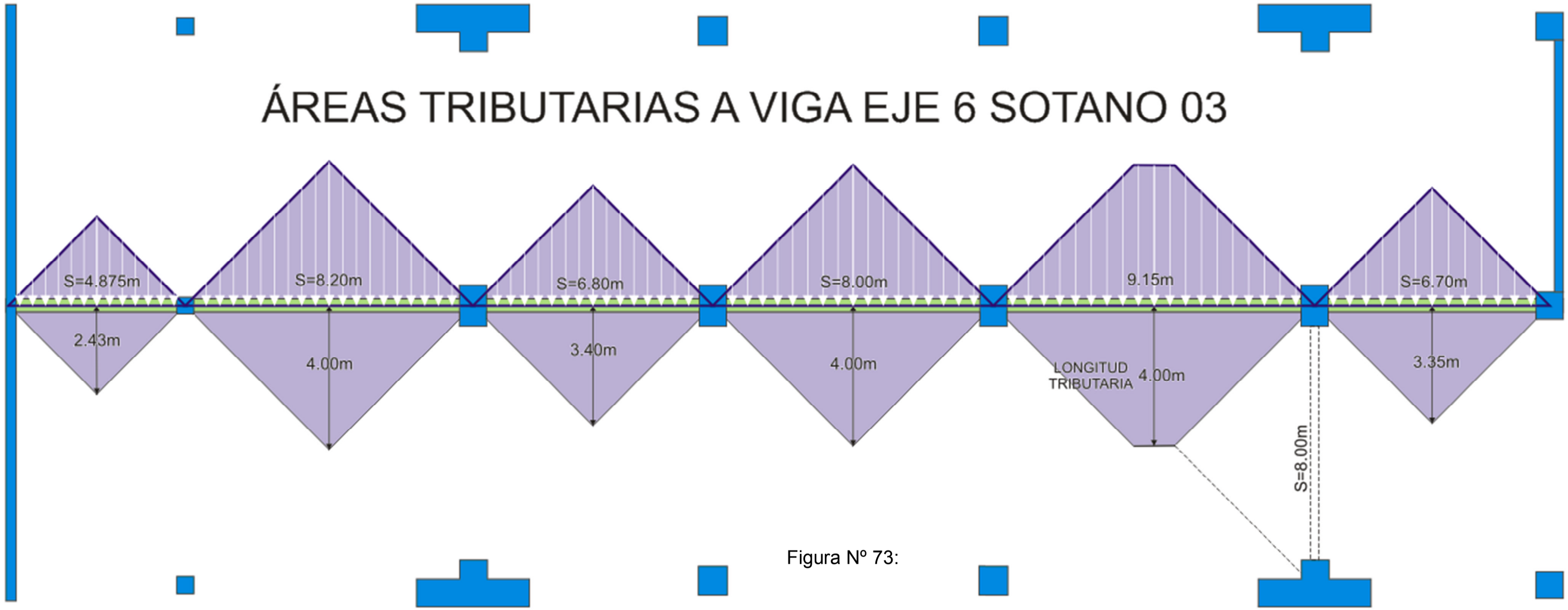


Figura Nº 73:

$$CM = 760\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 2.43\text{m} = 3693.6\frac{Kg}{m}$$
$$CV = 500\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 2.43\text{m} = 2430\frac{Kg}{m}$$
$$W_U = 1.4CM + 1.7CV = 9302.04\frac{Kg}{m}$$

$$CM = 760\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 4.00\text{m} = 6080\frac{Kg}{m}$$
$$CV = 500\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 4.00 = 4000\frac{Kg}{m}$$
$$W_U = 1.4CM + 1.7CV = 15312\frac{Kg}{m}$$

$$CM = 760\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 3.40\text{m} = 5168\frac{Kg}{m}$$
$$CV = 500\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 3.40 = 3400\frac{Kg}{m}$$
$$W_U = 1.4CM + 1.7CV = 13015.2\frac{Kg}{m}$$

$$CM = 760\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 4.00\text{m} = 6080\frac{Kg}{m}$$
$$CV = 500\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 4.00 = 4000\frac{Kg}{m}$$
$$W_U = 1.4CM + 1.7CV = 15312\frac{Kg}{m}$$

$$CM = 760\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 4.00\text{m} = 6080\frac{Kg}{m}$$
$$CV = 500\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 4.00 = 4000\frac{Kg}{m}$$
$$W_U = 1.4CM + 1.7CV = 15312\frac{Kg}{m}$$

$$CM = 760\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 3.35\text{m} = 5092\frac{Kg}{m}$$
$$CV = 500\frac{Kgf}{m^2}\cdot 2\cdot 3.35 = 3350\frac{Kg}{m}$$
$$W_U = 1.4CM + 1.7CV = 12823.8\frac{Kg}{m}$$

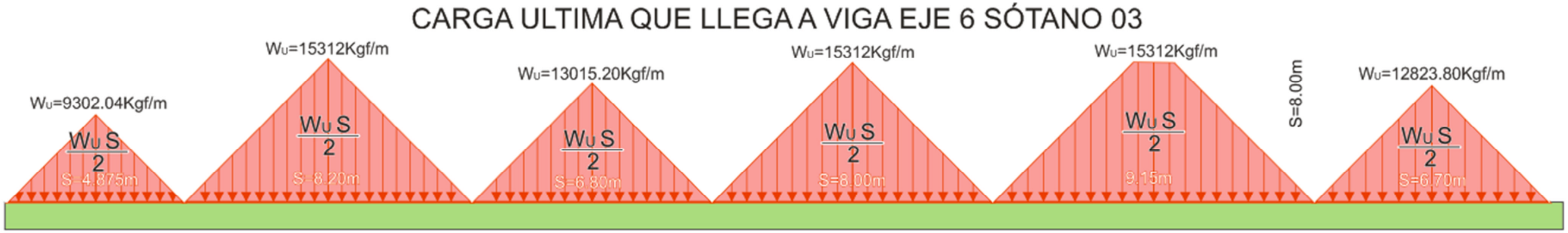


Figura Nº 74:

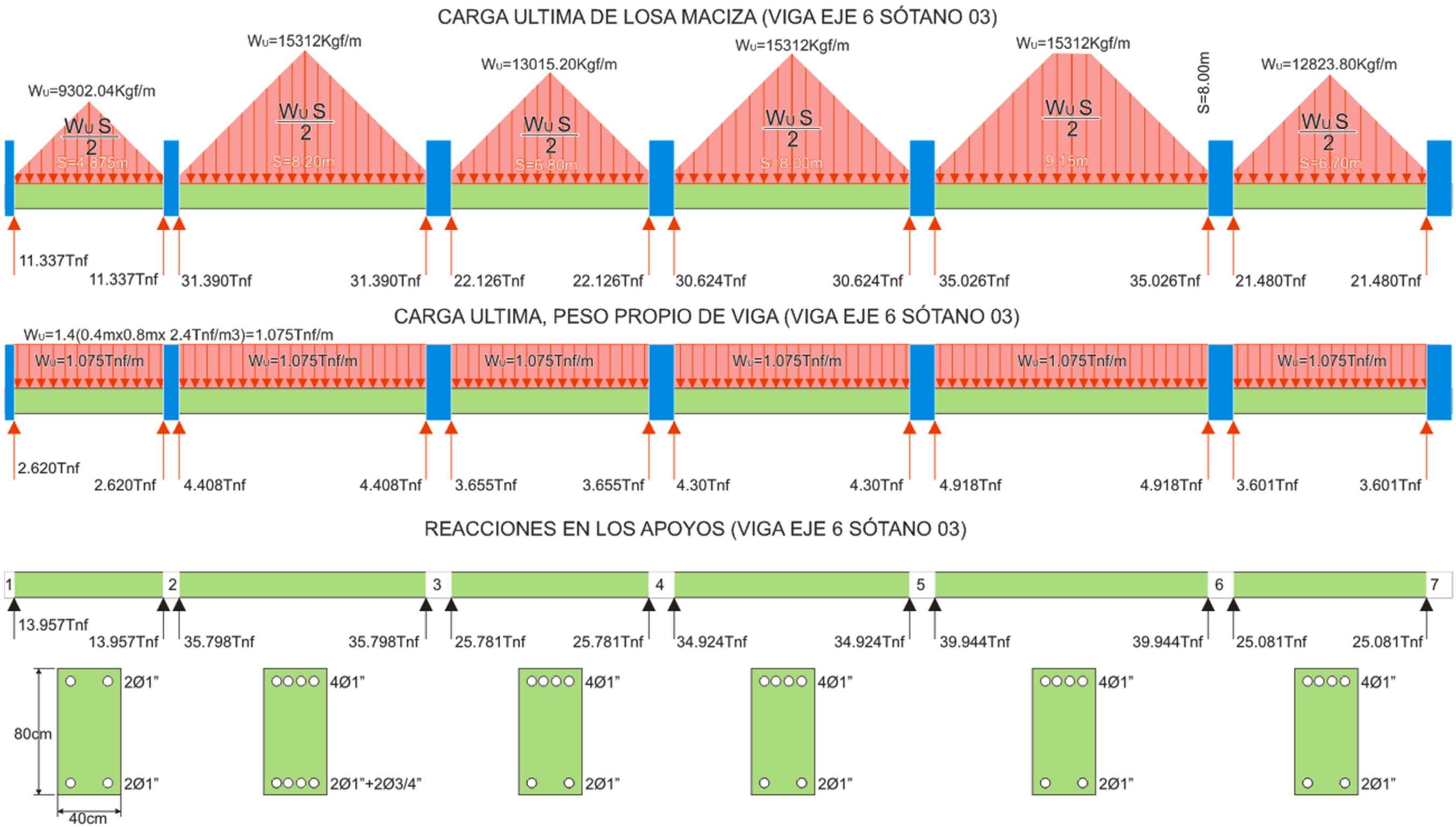
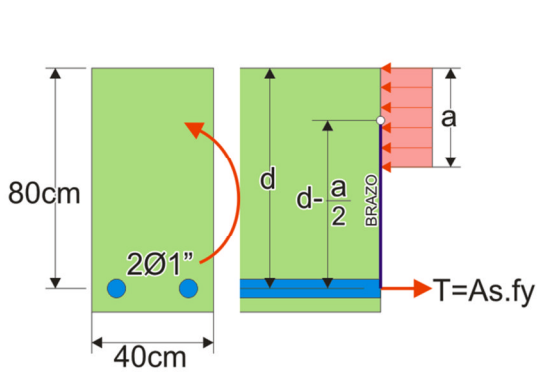
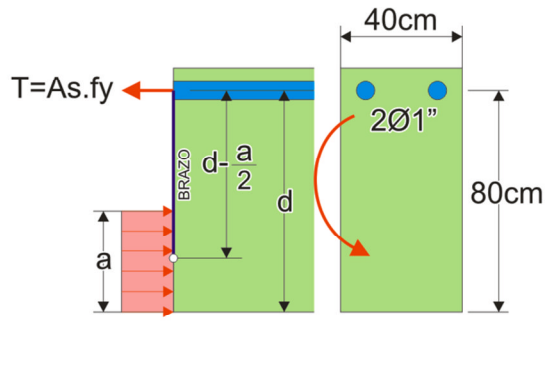

CARGA ULTIMA DE LOSA MACIZA (VIGA EJE 6 SÓTANO 03)
Wu=9302.04Kgf/m
Wu=15312Kgf/m
Wu=13015.20Kgf/m
Wu=15312Kgf/m
Wu=15312Kgf/m
Wu=12823.80Kgf/m
S=8.00m
Wu S / 2
S=4.875m
S=8.20m
S=6.80m
S=8.00m
9.15m
S=6.70m
11.337Tnf
11.337Tnf
31.390Tnf
31.390Tnf
22.126Tnf
22.126Tnf
30.624Tnf
30.624Tnf
35.026Tnf
35.026Tnf
21.480Tnf
21.480Tnf
CARGA ULTIMA, PESO PROPIO DE VIGA (VIGA EJE 6 SÓTANO 03)
Wu=1.4(0.4mx0.8mx 2.4Tnf/m3)=1.075Tnf/m
Wu=1.075Tnf/m
2.620Tnf
2.620Tnf
4.408Tnf
4.408Tnf
3.655Tnf
3.655Tnf
4.30Tnf
4.30Tnf
4.918Tnf
4.918Tnf
3.601Tnf
3.601Tnf
REACCIONES EN LOS APOYOS (VIGA EJE 6 SÓTANO 03)
1
2
3
4
5
6
7
13.957Tnf
13.957Tnf
35.798Tnf
35.798Tnf
25.781Tnf
25.781Tnf
34.924Tnf
34.924Tnf
39.944Tnf
39.944Tnf
25.081Tnf
25.081Tnf
80cm
40cm
2Ø1"
2Ø1"
4Ø1"
2Ø1"+2Ø3/4"
4Ø1"
2Ø1"
4Ø1"
2Ø1"
4Ø1"
2Ø1"
4Ø1"
2Ø1"

Figura Nº 75:





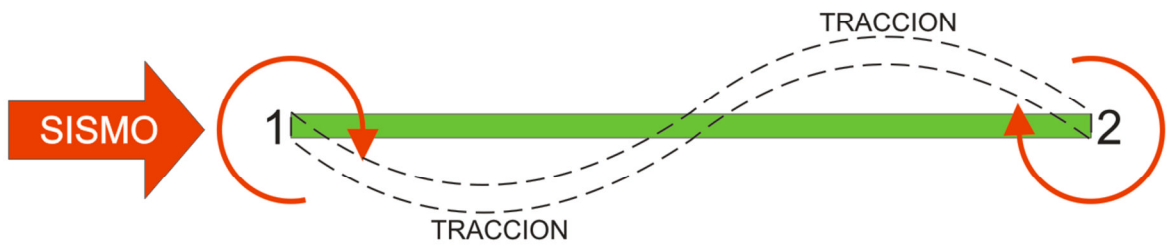
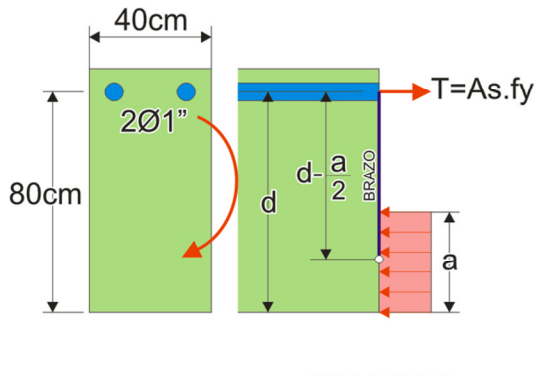
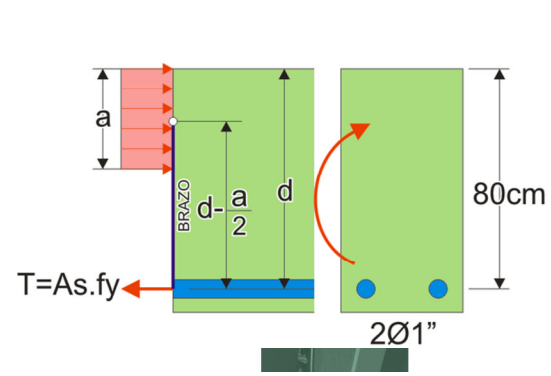
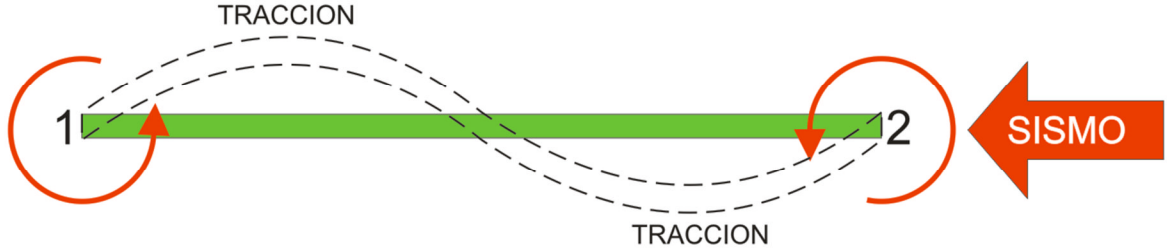


Figura Nº 76:







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

$$a = \frac{2 \cdot 5.1cm^2 \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{0.85 \cdot 280\frac{Kgf}{cm^2} \cdot 40cm} = 4.5cm$$

$$M_n = A_S \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = \frac{(2 \cdot 5.1cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2} \cdot \left(74cm - \frac{4.5cm}{2}\right)}{10^5}$$

$$M_n = 30.738Tnf \cdot m$$

$$CH_{12} = \frac{M_{n_{12}} + M_{n_{21}}}{S} = \frac{30.738Tnf \cdot m + 30.738Tnf \cdot m}{4.875m} = 12.610Tnf \uparrow$$

$$V_1 = R_1 - CH_{12}$$

$$V_1 = 13.957Tnf - 12.610Tnf$$

$$V_1 = 1.347Tnf$$

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

$$a = \frac{2 \cdot 5.1cm^2 \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{0.85 \cdot 280\frac{Kgf}{cm^2} \cdot 40cm} = 4.5cm$$

$$M_n = A_S \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = \frac{(2 \cdot 5.1cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2} \cdot \left(74cm - \frac{4.5cm}{2}\right)}{10^5}$$

$$M_n = 30.738Tnf \cdot m$$

$$CH_{12} = \frac{M_{n_{12}} + M_{n_{21}}}{S} = \frac{30.738Tnf \cdot m + 30.738Tnf \cdot m}{4.875m} = 12.610Tnf \uparrow$$

$$V_2 = R_1 + CH_{12}$$

$$V_2 = 13.957Tnf + 12.610Tnf$$

$$V_2 = 26.567Tnf$$

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

$$a = \frac{2 \cdot 5.1cm^2 \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{0.85 \cdot 280\frac{Kgf}{cm^2} \cdot 40cm} = 4.5cm$$

$$M_n = A_S \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = \frac{(2 \cdot 5.1cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2} \cdot \left(74cm - \frac{4.5cm}{2}\right)}{10^5}$$

$$M_n = 30.738Tnf \cdot m$$

$$CH_{12} = \frac{M_{n_{12}} + M_{n_{21}}}{S} = \frac{30.738Tnf \cdot m + 30.738Tnf \cdot m}{4.875m} = 12.610Tnf \uparrow$$

$$V_1 = R_1 + CH_{21}$$

$$V_1 = 13.957Tnf + 12.610Tnf$$

$$V_1 = 26.567Tnf$$

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

$$a = \frac{2 \cdot 5.1cm^2 \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{0.85 \cdot 280\frac{Kgf}{cm^2} \cdot 40cm} = 4.5cm$$

$$M_n = A_S \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = \frac{(2 \cdot 5.1cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2} \cdot \left(74cm - \frac{4.5cm}{2}\right)}{10^5}$$

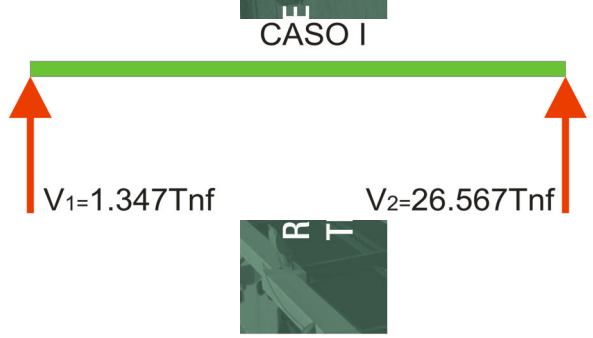
$$M_n = 30.738Tnf \cdot m$$

$$CH_{12} = \frac{M_{n_{12}} + M_{n_{21}}}{S} = \frac{30.738Tnf \cdot m + 30.738Tnf \cdot m}{4.875m} = 12.610Tnf \uparrow$$

$$V_2 = R_1 - CH_{21}$$

$$V_2 = 13.957Tnf - 12.610Tnf$$

$$V_2 = 1.347Tnf$$



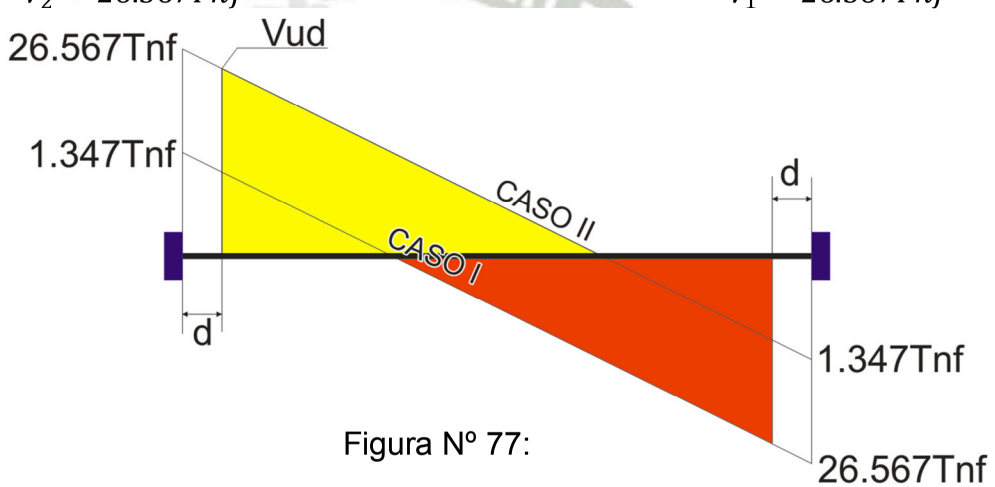
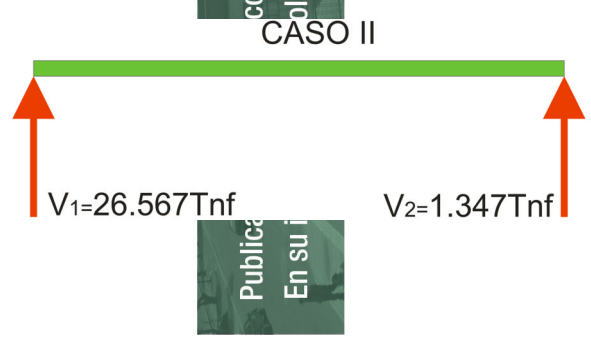


Figura Nº 77:



Publicación con fines académicos e investigativos
En su referencia olvide referenciar esta tesis

HALLANDO LA CORTANTE ÚLTIMA DE DISEÑO

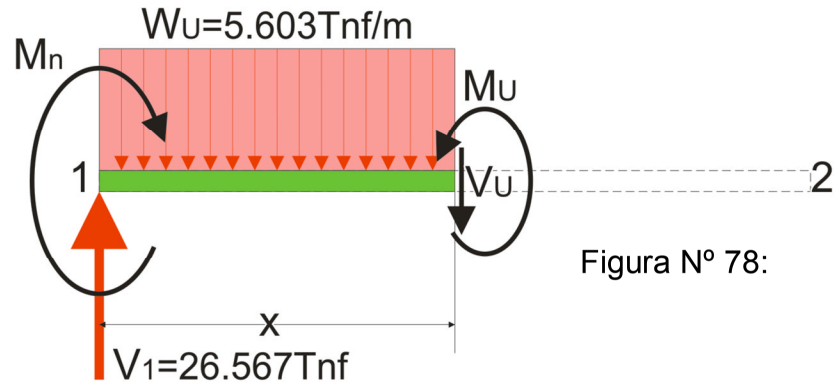


Figura Nº 78:

$$\sum F_V = 0$$

$$26.567Tnf - 5.603 \cdot X + V_{Ud} = 0$$

$$V_{Ud} = -26.567Tnf + 5.603 \cdot X \quad \rightarrow \quad X = d = 0.74m \quad \rightarrow \quad V_{Ud} = 22.421Tnf$$

CÁLCULO DE LA CORTANTE ÚLTIMA DEL CONCRETO

Contribución del concreto al cortante, es lo que puede soportar el concreto.

$$V_{UC} = \emptyset \cdot V_C = \emptyset \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{UC} = \left(0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 40cm \cdot 74cm \right) /1000$$

$$V_{UC} = 22.313Tnf$$

CÁLCULO DE LA CORTANTE ÚLTIMA DEL ACERO

Contribución del acero, es lo que puede soportar el acero del estribo.

$$V_S = \frac{V_{ud} - V_{uc}}{\emptyset}$$

$$V_S = \frac{22.421Tnf - 22.313Tnf}{0.85}$$

$$V_S = 0.127Tnf$$

CORTANTE MÁXIMO DEL ACERO

No puedo aplicar un cortante mayor a esta y si fuera el mayor, se tendría que cambiar las dimensiones.

$$V_S^{max} \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_S^{max} \leq \left(2.1 \cdot \sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 40cm \cdot 74cm \right) /1000$$

$$V_S^{max} \leq 104.013Tnf$$

REFUERZO MÍNIMO POR CORTE

$$V_S^{ref} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_S^{ref} = \left(1.1 \cdot \sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 40cm \cdot 74cm \right) /1000$$

$$V_S^{ref} = 54.483Tnf$$

$$si \;\; V_S < V_S^{ref} \;\; \rightarrow \;\; S_{max} \left\{ \begin{matrix} =0.5 \cdot d = 0.5 \cdot 74cm = 37cm \\ \leq 60cm \end{matrix} \right\}$$

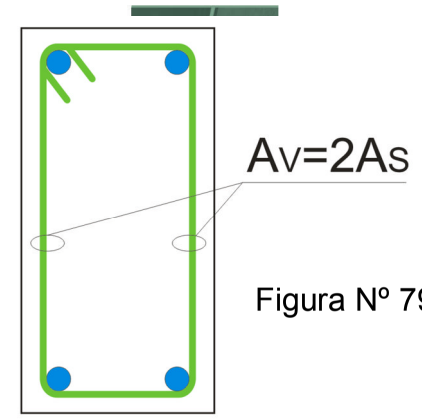


Figura Nº 79:

ESPACIAMIENTO MINIMO (usando Ø3/8")

$$S = \frac{A_V \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

$$S = \frac{2 \cdot 0.71cm^2 \cdot 4200 \frac{Kgf}{cm^2}}{3.5 \cdot 40cm} \quad \rightarrow \quad S = 42.60cm$$

ESPACIAMIENTO EN LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO.

$$L_{conf} = 2 \cdot d = 2 \cdot 80cm = 1.60cm$$

$$El \; primer \; estribo \; a \; 5cm.$$

$$S_0 = \left[\begin{matrix} \frac{d}{4} = \frac{74cm}{4} = 18.5cm \\ 8 \cdot d_b = 8 \cdot 2 \cdot 0.95 = 15.2cm \\ 30cm \end{matrix} \right]$$

Se escoge la menor:

$$S_0 = 15.2cm \;\; \rightarrow \;\; S_0 = 15.00cm$$

ESPACIAMIENTO FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.

$$S^{max} = \frac{d}{2} = \frac{74cm}{2} = 37cm \;\; \rightarrow \;\; S^{max} = 30cm$$

$$3/8"\emptyset; 1@0.005, 10@0.15, Rto\ @0.30$$

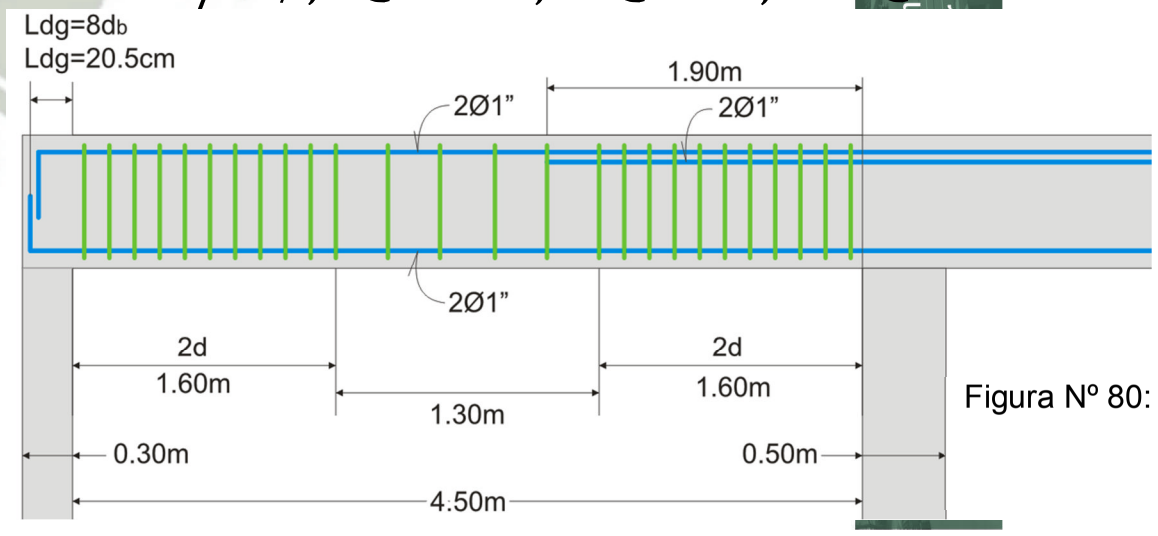


Figura Nº 80:

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
Tesis e investigativos

LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE

Verificando la adherencia, controlando la longitud de desarrollo para barras corrugadas (ACI318-11).

EN TRACCIÓN (FÓRMULA GENERAL) $(\lambda, \psi_t, \psi_e, \psi_s = 1)$

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b$$

$$l_d = \frac{4200 \frac{Kgf}{cm^2}}{3.5 \cdot 1 \cdot \sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}}} \cdot \frac{1}{(2.45)} \cdot 2.54cm$$

$$l_d = 74.35cm$$

LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCIÓN CON GANCHO

$$l_{d_g} = \frac{0.075 \cdot \psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

$$l_{d_g} = \frac{0.075 \cdot 1 \cdot 4200 \frac{Kgf}{cm^2}}{1 \cdot \sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}}} \cdot 2.54\text{cm}$$

$$l_{d_g} = 47.815cm$$

LONGITUD DE DESARROLLO EN COMPRESIÓN

$$l_{d_b} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

$$l_{d_b} = 0.0044 \cdot 4200 \frac{Kgf}{cm^2} \cdot 2.54\text{cm}$$

$$l_{d_b} = 46cm$$

LONGITUD DE DESARROLLO MÍNIMA EN COMPRESIÓN

$$l_{d_b} = 0.075 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_{d_b} = 0.075 \cdot \frac{2.54cm \cdot 4200 \frac{Kgf}{cm^2}}{\sqrt{280 \frac{Kgf}{cm^2}}}$$

$$l_{d_b} = 47.82cm$$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \qquad K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{S \cdot n} \qquad K_{tr} = 0$$

Como una simplificación del diseño aun si hay refuerzo transversal

$$\frac{6.22cm + 0}{2.54cm} = 2.45 \leq 2.5 \ \text{¡}Cumple\text{!}$$

Si no cumple tomar 2.5

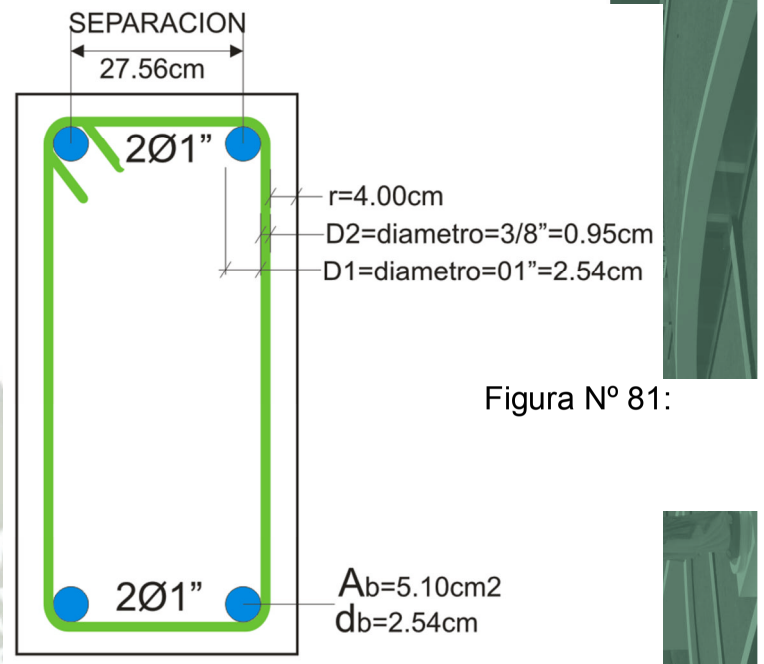


Figura Nº 81:

Parámetro Cb tomar la menor:

$$C_b = \frac{D_1}{2} + D_2 + r = \frac{2.54cm}{2} + 0.95cm + 4cm = 6.22cm$$

$$C_b = \frac{SEPARACION}{2} = \frac{27.56cm}{2} = 13.78cm$$

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARIA
REPOSITORIO DE TESIS UCSM
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

6.3 DISEÑO DE COLUMNA (C26 EN SOTANO 03, EJE 6-L, Nivel -11.7m).

a. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Tabla Nº 59.1:

Combinacion	Load-Pu (Tnf)	M2-2-Bot Mux-Bot (Tnf.m)	M3-3-Bot Muy-Bot (Tnf.m)	M2-2-Top Mux-Top (Tnf.m)	M3-3-Top Muy-Top (Tnf.m)
Comb 1: 1.4CM+1.7CV	2832.05	-0.35	-0.08	-1.61	3.94
Comb 2: 1.25(CM+CV)+CSX	2370.12	110	16.03	-33.86	13.65
Comb 3: 1.25(CM+CV)-CSX	2370.03	-110.59	-16.1	-33.82	12.98
Comb 4: 0.9CM+CSX	2388.78	-42.8	68.22	-25.48	-21.81
Comb 5: 0.9CM-CSX	2385.98	42.21	-68.29	-26.27	28.23
Comb 6: 1.25 (CM+CV)+CSY	1135.53	110.14	16.18	-33.12	11.74
Comb 7: 1.25 (CM+CV)-CSY	1135.45	-110.45	-15.95	-33.08	11.07
Comb 8: 0.9CM+CSY	1154.19	-42.66	68.37	-24.74	-23.72
Comb 9: 0.9CM-CSY	1151.39	42.35	-68.14	-25.53	26.32

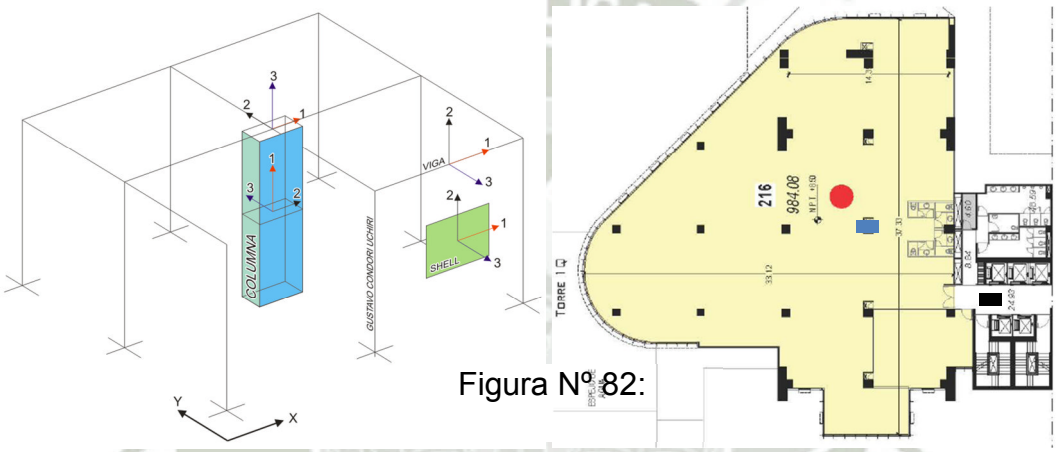


Figura Nº 82:

b. DISEÑO DE COLUMNA

Como la cuantía de acero para columnas debe estar en un rango de 1% a 6%, entonces se considera 32 varillas de diámetro de 1 3/8 pulgada y éste vendría a ser el 3.35% de cuantía (preliminar, se chequea con diagrama de interacción).

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{32 \cdot 10.06cm^2}{80cm \cdot 120cm} = 0.033533 \rightarrow \rho = 3.35\%$$

c. EFECTOS DE ESBELTEZ.

¿Se trata de un marco arriostrado o no arriostrado?

$$Q = \frac{\sum P_U \cdot \Delta_o}{V_U \cdot L_C} = \frac{28188.77Tnf \cdot 0.003}{16680Tnf \cdot 3.50m} = 0.000014 \leq 0.05$$

$$\rightarrow \text{¡}Columna\ arriostrada!$$

¿Se trata de columnas cortas o en su defecto esbeltas?

$$\frac{K \cdot L_U}{r} \leq 22 \rightarrow \frac{1 \cdot 2.80m}{0.3 \cdot 1.20m} = 7.778 \leq 22$$

$$\rightarrow \text{¡}Columna\ corta!$$

$$\rightarrow no\ se\ tomara\ en\ cuenta\ los\ efecto\ de\ esbeltes.$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

d. DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN UNIAXIAL (CON CSI-COL).

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN
Columna de 80cm x 120cm
Refuerzo 32 varillas de 1 3/8" = #11
f´c = 280 Kgf/cm^2
fy = 4200 Kgf/cm^2
Pu_{act}=2832.05Tnf

QUICK DE DISEÑO DE COLUMNAS

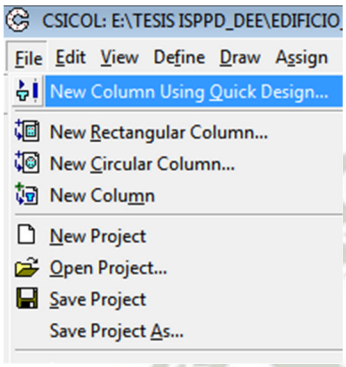


Figura Nº 83:

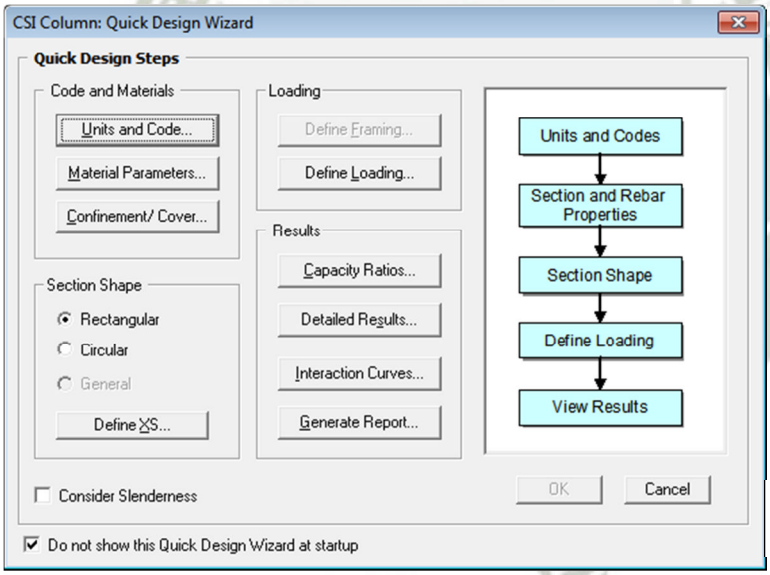


Figura Nº 83.1:

ASIGNACION DE UNIDADES Y CODIGO DE DISEÑO



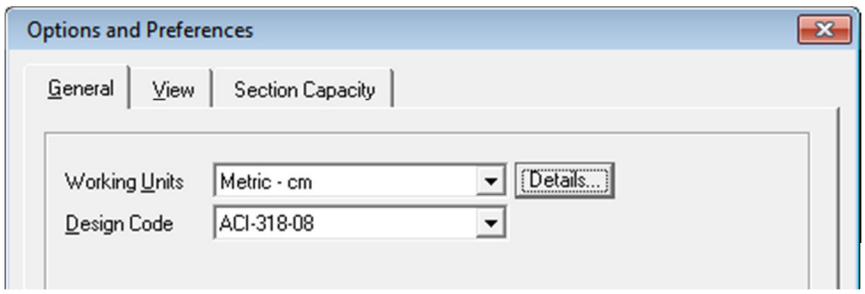


Figura Nº 83.2:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ASIGNACION DE MATERIALES



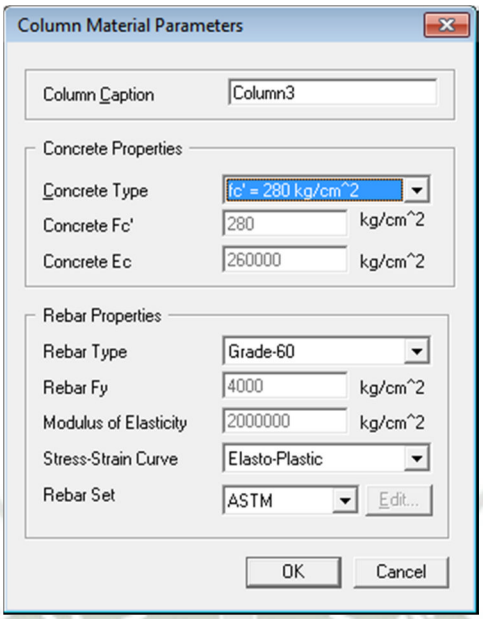


Figura Nº 83.3:

ASIGNACION DE RECUBRIMIENTO



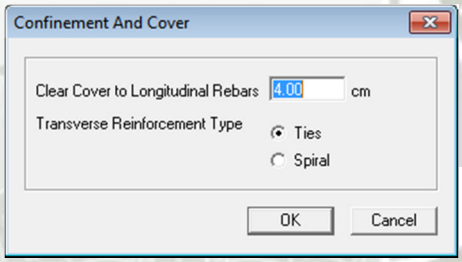
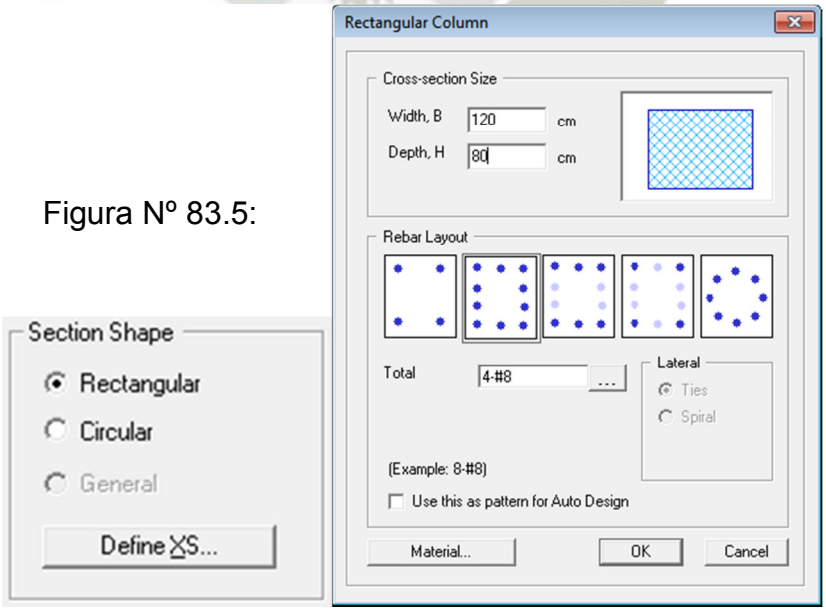


Figura Nº 83.4:

ASIGNACION DE SECCION DE COLUMNA.

Figura Nº 83.5:



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ASIGNACION DE REFORZAMIENTO DE VARILLAS (Cuantía 3.35%, 32 varillas de 1 3/8", preliminar).



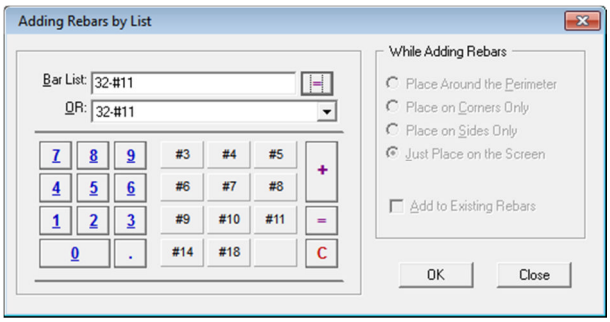
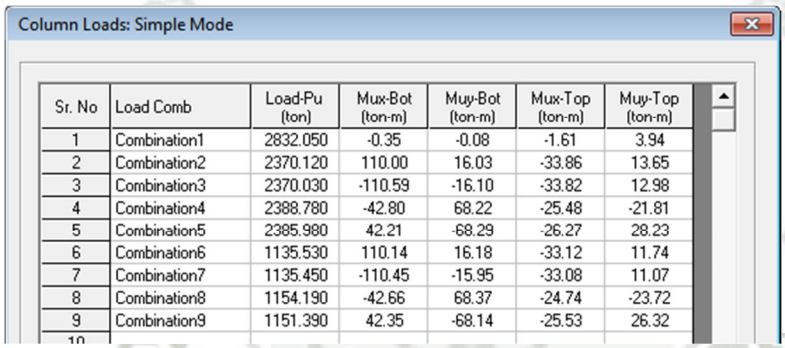


Figura Nº 83.6:

ASIGNACION DE CARGAS





Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
1	Combination1	2832.050	-0.35	-0.08	-1.61	3.94
2	Combination2	2370.120	110.00	16.03	-33.86	13.65
3	Combination3	2370.030	-110.59	-16.10	-33.82	12.98
4	Combination4	2388.780	-42.80	68.22	-25.48	-21.81
5	Combination5	2385.980	42.21	-68.29	-26.27	28.23
6	Combination6	1135.530	110.14	16.18	-33.12	11.74
7	Combination7	1135.450	-110.45	-15.95	-33.08	11.07
8	Combination8	1154.190	-42.66	68.37	-24.74	-23.72
9	Combination9	1151.390	42.35	-68.14	-25.53	26.32

Figura Nº 83.7:

VISUALIZACION DE LOS DATOS PRELIMINARES.

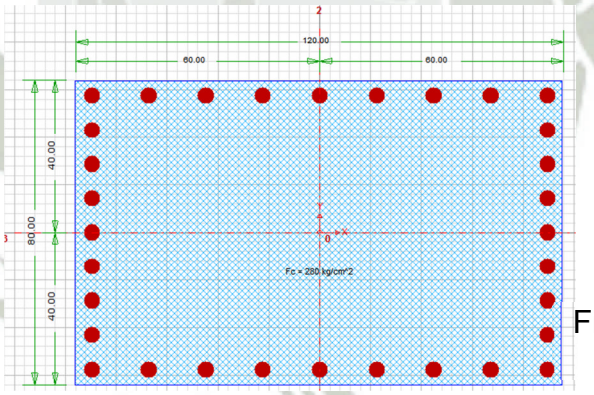


Figura Nº 83.8:

VISUALIZACION DE DIAGRAMAS DE INTERACCION.

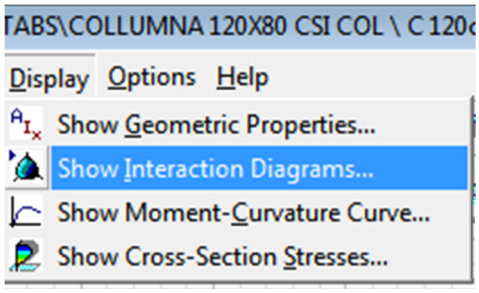


Figura Nº 83.9:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

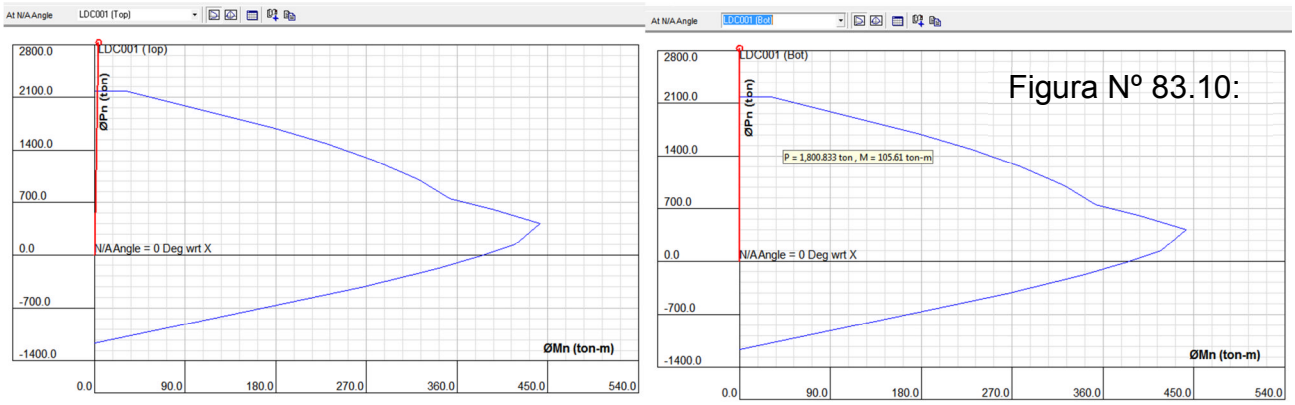


Figura Nº 83.10:

EDICION DE SECCION PARA QUE CUMPLA EL DIAGRAMA DE INTERACCION.

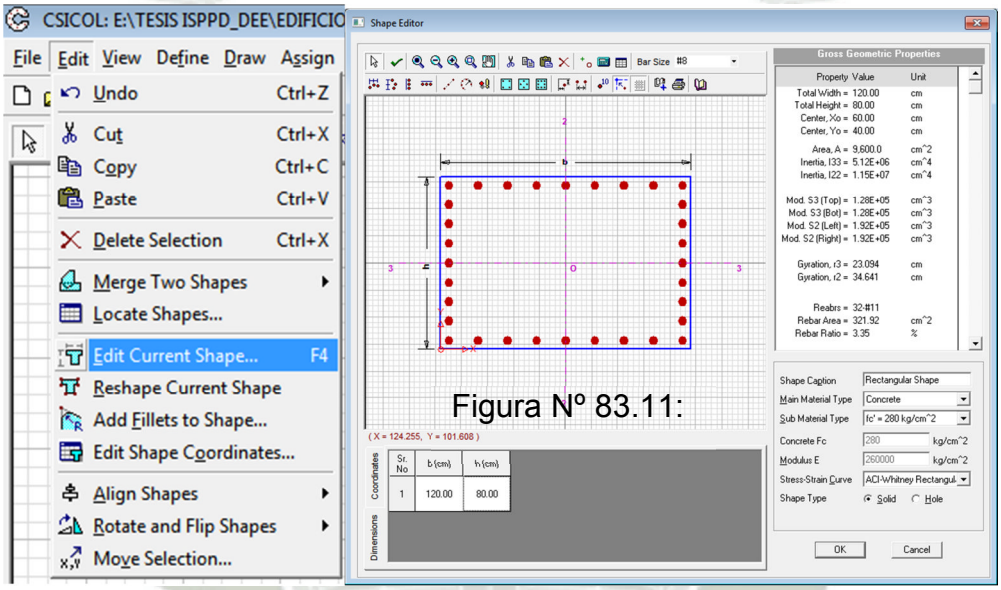


Figura Nº 83.11:

LUEGO DE ITERAR Y EDITAR LA SECCION DE ACERO.

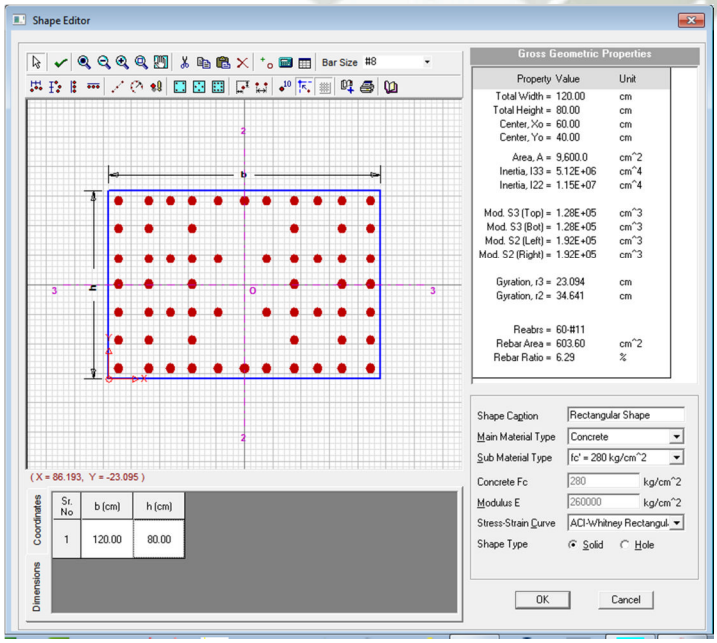


Figura Nº 84:

Cuantía = 6.29%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CAPACITY RATIO.

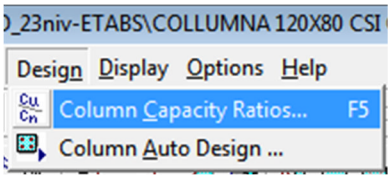


Figura Nº 84.1:

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	2832.050	-0.08	-0.35	0.36	257.1	N/A	N/A	0.98	115.9	239.63	4	OK

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	2832.050	3.94	-1.61	4.26	337.8	N/A	N/A	0.98	158.4	165.29	4	OK

DIAGRAMAS DE INTERACCION.

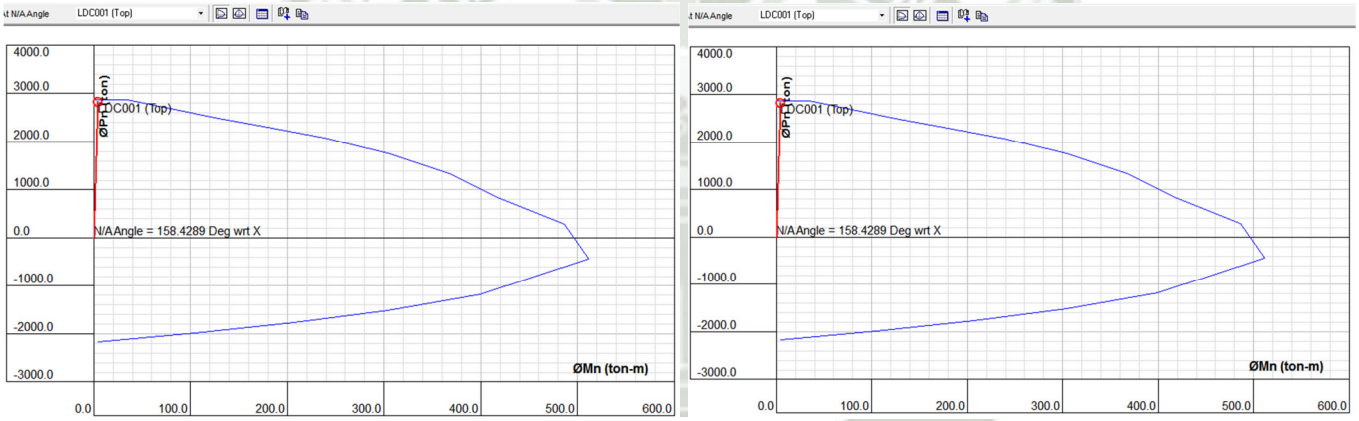
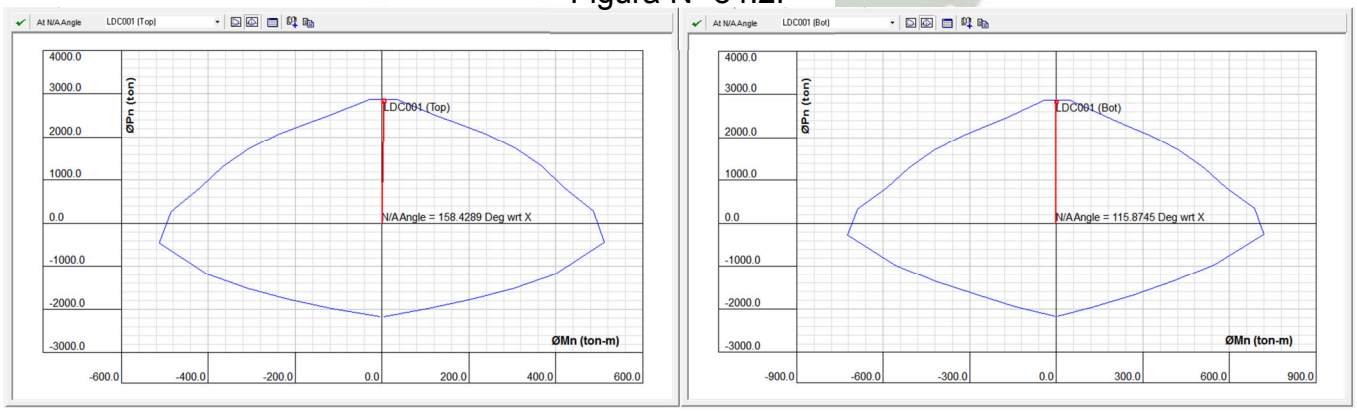


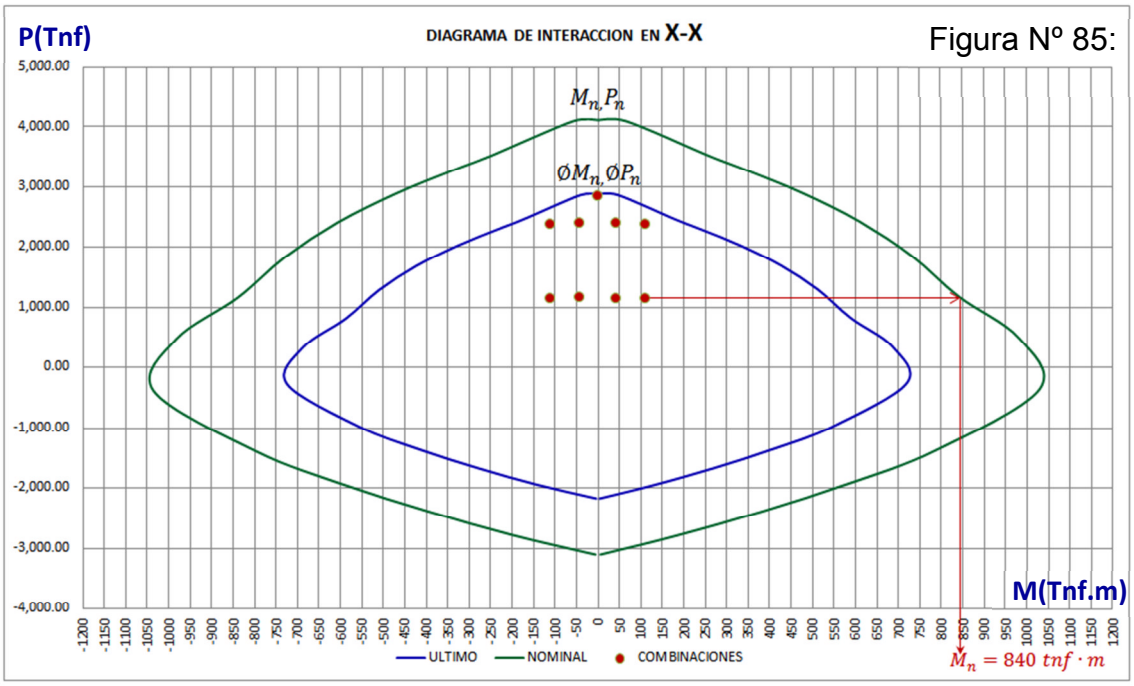
Figura Nº 84.2:



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

e. DISEÑO POR CORTE.

Figura Nº 85:



$$V_{ud} = \frac{M_{ni}+M_{ns}}{h_n} = \frac{840tnf.m+840tnf.m}{3.6m} = 466.667tn$$

$$A_g = 80cm\ x\ 120cm = 9600\ cm^2$$

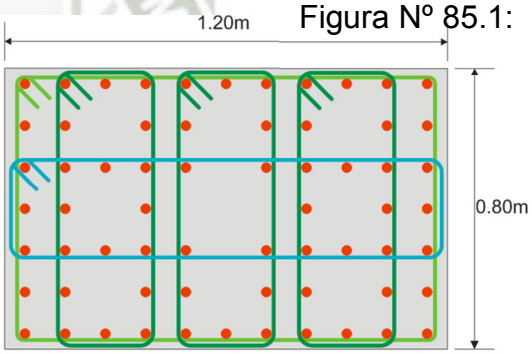
$$\emptyset = 0.70 \quad Diag.de\ Inter, Col\ Rectangular$$

$$\emptyset = 0.85 \quad Diseño\ por\ cortante$$

$$f'_c = 210\ \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$f_y = 4200\ \frac{Kgf}{cm^2}$$

Figura Nº 85.1:



$$A_V = 10(1.29cm^2) = 12.9cm^2 \quad Ramas\ de\ estribo * Area\ de\ Var\ de\ 1/2"$$

$$d_b = \#11 = 1\ 3/8" = 3.58cm \quad Diametro\ de\ varilla$$

$$d = 92.4cm \quad Peralte\ efectivo\ en\ X$$

$$l_n = 2.80m = 280cm \quad Altura\ libre\ de\ NPT\ a\ Fondo\ de\ viga\ .$$

$$h_n = 3.60m \quad Altura\ de\ cada\ nivel$$

CÁLCULO DE LA CORTANTE ÚLTIMA DEL CONCRETO.

Contribución del concreto a cortante, es lo que puede soportar el concreto.

$$V_{uc} = \emptyset \cdot 0.53 \left[1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g}\right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{uc} = 0.85 \cdot 0.53 \left[1 + \frac{2832.05tnf}{140 \cdot 9600cm^2}\right] \cdot \sqrt{280\ \frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 120cm \cdot 69.5cm$$

$$V_{uc} = 195347kgf = 195.347tnf$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CÁLCULO DE LA CORTANTE ÚLTIMA DEL ACERO.

Contribución del acero a cortante, es lo que puede soportar el acero del estribo.

$$V_s = \frac{V_{ud} - V_{uc}}{\emptyset}$$

$$V_s = \frac{466.667tnf - 195.347tnf}{0.85}$$

$$V_s = 319.200tnf \quad ¡necesita\ acero\ de\ estribos!$$

ESPACIAMIENTO CON ESTRIBOS DE ACERO DE ½"

$$S = \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{(10 * 1.29cm^2) \cdot 4200\frac{kgf}{cm^2} \cdot 92.4}{319200kgf} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{S = 15.70cm}$$

REFUERZO MÍNIMO POR CORTE

$$V_s^{ref} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s^{ref} = 1.1 \cdot \sqrt{280\frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 120cm \cdot 92.4cm$$

$$V_s^{ref} = 204092kgf = 204.092tnf$$

$si\ V_s < V_s^{ref}\ entonces\ el\ espaciamiento\ sera:$

$Espaciamiento \quad S = 0.5 \cdot d = 0.5 \cdot 92.4 = 46.2cm$
$Espaciamiento \quad S \leq 60cm$

ESPACIAMIENTO MÍNIMO (USANDO CINCO ESTRIBOS DE ½").

$$S = \frac{A_V \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w} = \frac{(10\ ramas * 1.29cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{3.5 \cdot 120cm} = 129cm$$

ESPACIAMIENTO EN LA LONGITUD DE CONFINAMIENTO

- El primer estribo siempre estará ubicado a 5cm.

- $l_{conf} = 2 \cdot d = 2 \cdot 92.4 = 185cm = 185cm$
- Se tomara el mayor de los siguientes datos.
- $l_{conf} = \frac{l_n}{6} = \frac{2.8m}{6} = \frac{280cm}{6} = 28.64cm$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

- $\boldsymbol{l_{conf}} = la\ mayor\ seccion\ de\ la\ columna = \boldsymbol{120cm}$

EL ESPACIAMIENTO DENTRO DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO NO SERÁ MAYOR QUE: (tomar la menor).

- $S = 8 \cdot d_b = 8 \cdot 3.58cm = 28.64cm$
- $S = la\ mitad\ de\ la\ menor\ dimension = \frac{80cm}{2} = 40cm$
- $\boldsymbol{S = 10\ cm.}$

ESPACIAMIENTO FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO NO SERÁ MAYOR QUE:

- $\boldsymbol{S} = el\ requerido\ por\ V_{ud}\colon\ S = 15.70cm\ \approx \boldsymbol{15cm}$
- $S = \frac{d}{2} = \frac{92.4cm}{2} = 46.20cm.$
- $S = 16 \cdot d_b = 16 \cdot 3.58cm = 57.28cm.$
- $S = 48 \cdot d_b = 48 \cdot 1.27 = 60.96cm.$
- $S = la\ menor\ dimension = 80cm.$
- $S = 30cm.$

EN EL NUDO, EL ESPACIAMIENTO NO SERA MAYOR QUE

$$S_{max} = \frac{A_V \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w} = \frac{(10\ ramas * 1.29cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{0.2 \cdot \sqrt{280\frac{Kgf}{cm^2}} \cdot 120cm} = 134.9cm$$

$$S_{max} = \frac{A_V \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w} = \frac{(10\ ramas * 1.29cm^2) \cdot 4200\frac{Kgf}{cm^2}}{3.5 \cdot 120cm} = 129cm$$

$\boldsymbol{S_{max} = 15cm}$

f. DISEÑO FINAL

$$\boldsymbol{Estribos\ \varnothing\ 1/2";\ 1\ @5cm;14\ @10cm;rto\ @20cm}$$

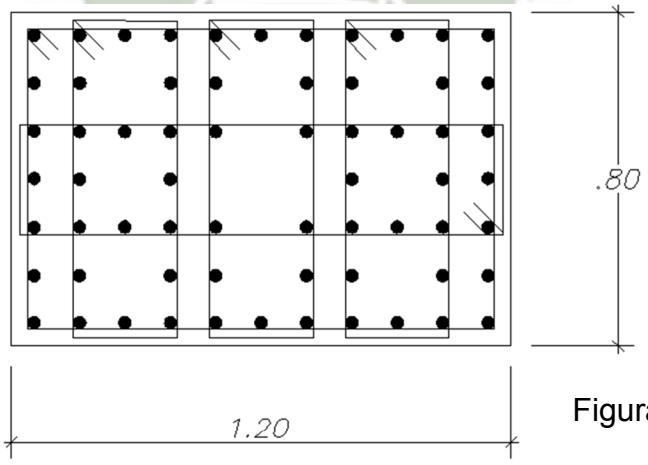


Figura Nº 86:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

6.4 DISEÑO DE CIMENTACIONES

6.4.1 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

a. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES.

$f'c = 280\frac{Kgf}{cm^2}$, $Esfuerzo\ de\ compresión\ del\ concreto.$

$fy = 4200\frac{Kgf}{cm^2}$, $Esfuerzo\ de\ fluencia\ del\ acero.$

$q_{adm} = 3\frac{Kgf}{cm^2}$, $Capacidad\ portante\ admisible.$

$D_f = 1.30m$, $Profundidad\ de\ cimentación.$

$H = 0.60m$, $peralte\ de\ zapata\ propuesta.$

b. ANÁLISIS ESTRUCTURAL CARGAS DE SERVICIO.

Carga axial	Momentos en "X"	Momentos en "Y"
CM=131.951 tn	M_{XD}=0.447 tn-m	M_{YD}=-3.962 tn-m
CV=80.957 tn	M_{XL}=0.088 tn-m	M_{YL}=-2.706 tn-m
P=CM+CV	M_X= M_{XD}+M_{XL}	M_Y= M_{YD}+M_{YL}
P=212.909 tn	M_X=0.535 tn-m	M_Y=6.669 tn-m
P=212909 kg	M_X=53511.1 kg-cm	M_Y=666901 kg-cm

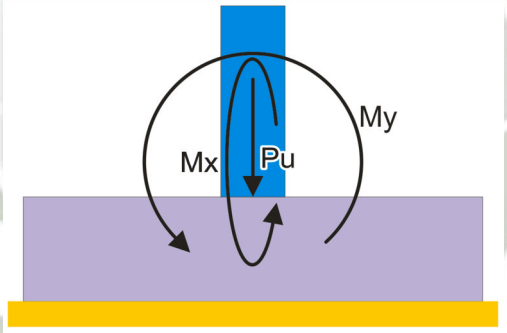


Figura Nº 87:

c. AMPLIFICACIÓN O MAYORACIÓN DE CARGAS

$U = 1.4CM + 1.7CV$

$P_U = 1.4(131.951) + 1.7(80.957) \rightarrow P_U = 322.360tn$

$M_{Ux} = 1.4(0.447) + 1.7(0.088) \rightarrow M_{Ux} = 0.775tn$

$M_{Uy} = 1.4(3.962) + 1.7(2.706) \rightarrow M_{Uy} = -10.148tn$

d. DETERMINAR EL VALOR DE LA PRESIÓN NETA DEL SUELO "q_n"
Debido a que se desconoce el peralte de la zapata, se considera un peso volumétrico promedio de falso piso, suelo y peralte de zapata de: ($\gamma_{prom} = 2.00\frac{tn}{m^3}$).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

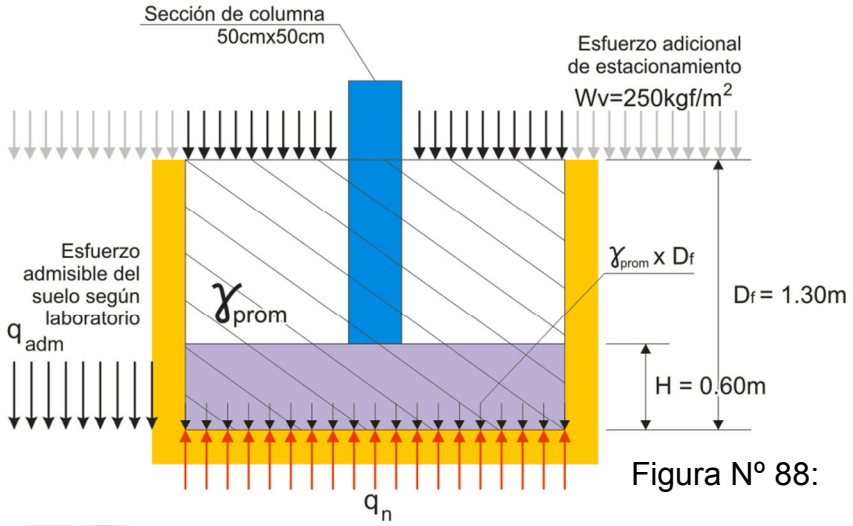


Figura Nº 88:

$$q_n = q_{adm} - (\gamma_{prom} \cdot D_f) - w_v$$

$$q_n = 30\frac{tn}{m^2} - \left(2\frac{tn}{m^3} \cdot 1.30m\right) - 0.25\frac{tn}{m^2}$$

$$q_n = 27.15\frac{tn}{m^2}$$

e. ESTIMAR EL TAMAÑO O LA DIMENSIÓN DE LA SUPERFICIE DE CONTACTO DE LA ZAPATA CON EL SUELO DE SOPORTE.

Se usa los estados de carga en servicio, pero como no se sabe el peso de la zapata se aumentará en un 8% la carga muerta que llega a la zapata.

$$P = 1.08 \cdot CM + CV$$

$$P = 1.08 \cdot 131.951tn + 80.958tn \qquad P = 223.466tn$$

Dimensión de la superficie de contacto.

$$A = \frac{1.08 \cdot CM + CV}{q_n}$$

$$A = \frac{223.466tn}{27.15\frac{tn}{m^2}} \qquad A = 8.231m^2 = 8230.8cm^2$$

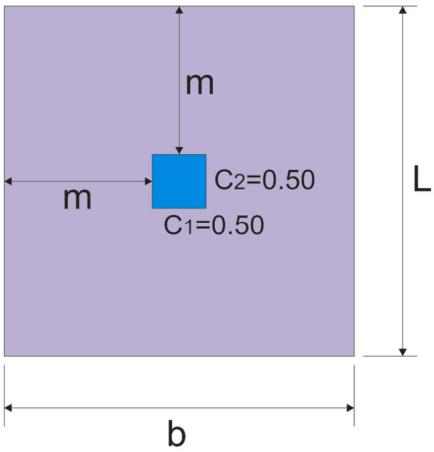


Figura Nº 89:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Area

$A = b \cdot L$

$A = (0.50 + 2 \cdot m) \cdot (0.50 + 2 \cdot m) = 8.231m^2$

$m = 1.185 \rightarrow m = 1.10m$

$b = 0.50 + 2(1.10) = 2.70m$

$L = 0.50 + 2(1.10) = 2.70m$

$A = b \cdot L = 2.70m \cdot 2.70m \rightarrow A = 7.29m^2$

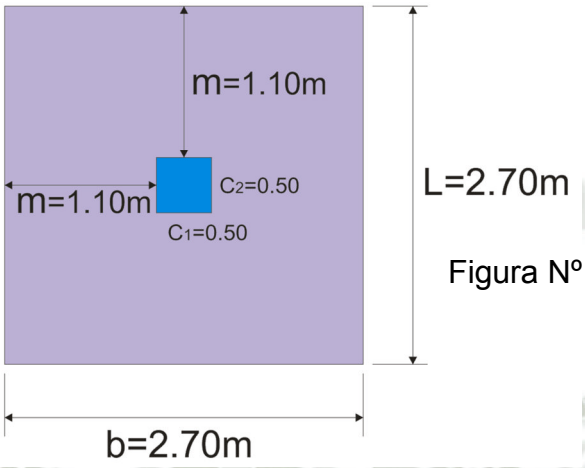


Figura Nº 90:

f. CHEQUEO DE LAS EXCENTRICIDADES

$$e_X = \frac{M_Y}{P} < \frac{b}{6}$$

$$e_X = \frac{666901kg - cm}{212909kg} < \frac{270cm}{6}$$

$$e_X = 3.132cm < 45cm \quad ¡Cumple!$$

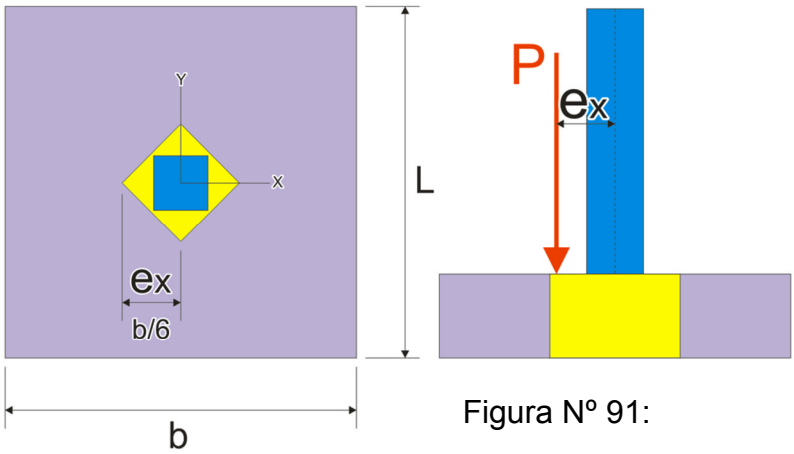


Figura Nº 91:

$$e_Y = \frac{M_X}{P} < \frac{L}{6}$$

$$e_Y = \frac{53511.1kg - cm}{212909kg} < \frac{270cm}{6}$$

$$e_Y = 0.251cm < 45cm \quad ¡Cumple!$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

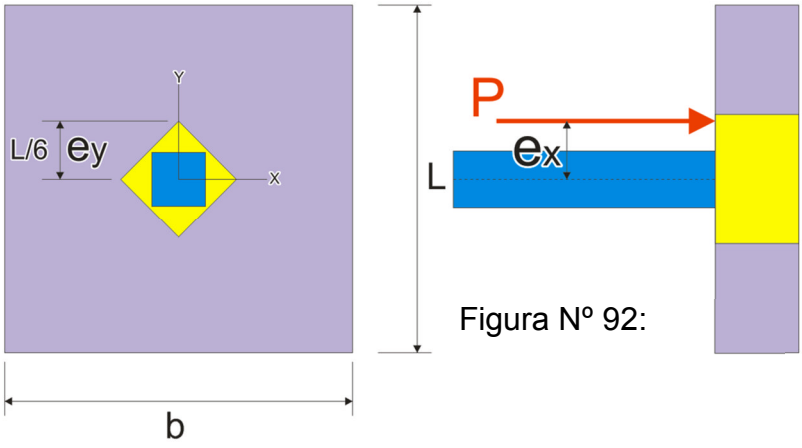


Figura Nº 92:

g. CHEQUEO DE LA PRESIÓN DE CONTACTO, PARA MODIFICAR EL ÁREA DE CONTACTO

$$q_{max} = \frac{P}{A}\left[1 + \frac{6 \cdot e_X}{b} + \frac{6 \cdot e_Y}{L}\right]$$

$$q_{max} = \frac{1.08(131952kg)}{270cm \cdot 270cm}\left[1 + \frac{6 \cdot 3.132cm}{270} + \frac{6 \cdot 0.251cm}{270}\right]$$

$$q_{max} = 2.102\frac{kgf}{cm^2} < q_n = 2.715\frac{kgf}{cm^2} \qquad ¡Cumple!\ el\ area\ es\ suficiente.$$

h. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA (PRESIONES EN 3D).

$P_U = 322.360tn.$

$M_{UX} = 0.776\ tn - m$

$M_{UY} = -10.149\ tn - m$

$$e_X = \frac{M_{UY}}{P_U} = \frac{-1014860.00kg - cm}{322360.00kg} = -3.148cm$$

$$e_X = \frac{M_{UY}}{P_U} = \frac{77556.60kg - cm}{322360.00kg} = 0.241cm$$

$$q_1 = \frac{P_U}{A}\left[1 + \frac{6 \cdot e_X}{b} + \frac{6 \cdot e_Y}{L}\right]$$

$$q_1 = \frac{322360kg}{270^2cm^2}\left[1 + \frac{6(-3.148cm)}{270cm} + \frac{6(0.241cm)}{270cm}\right] = 4.755\frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_2 = \frac{P_U}{A}\left[1 - \frac{6 \cdot e_X}{b} + \frac{6 \cdot e_Y}{L}\right]$$

$$q_2 = \frac{322360kg}{270^2cm^2}\left[1 - \frac{6(-3.148cm)}{270cm} + \frac{6(0.241cm)}{270cm}\right] = 4.136\frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_3 = \frac{P_U}{A}\left[1 + \frac{6 \cdot e_X}{b} - \frac{6 \cdot e_Y}{L}\right]$$

$$q_3 = \frac{322360kg}{270^2cm^2}\left[1 + \frac{6(-3.148cm)}{270cm} - \frac{6(0.241cm)}{270cm}\right] = 4.708\frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_4 = \frac{P_U}{A}\left[1 - \frac{6 \cdot e_X}{b} - \frac{6 \cdot e_Y}{L}\right]$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$q_4 = \frac{322360kg}{270^2 cm^2}\left[1 - \frac{6(-3.148cm)}{270cm} - \frac{6(0.241cm)}{270cm}\right] = 4.089\frac{kgf}{cm^2}$$

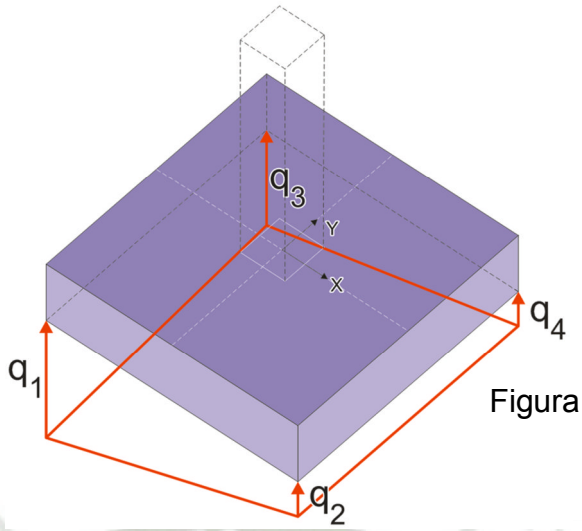


Figura Nº 93:

i. CHEQUEO A CORTANTE DEL PERALTE EFECTIVO POR FLEXIÓN (ACCIÓN VIGA).

Predimencionamiento del peralte efectivo de la zapata.

$30cm < H < 1.5 \cdot C_1$

$30cm < H < 1.5 \cdot 50cm$

$30cm < H < 75cm \quad tomaré \rightarrow H = 60cm$

Peralte efectivo

$d = H - r - 2 \cdot d_b \quad usaré\ una\ varilla\ preliminar\ d_b = 1"$

$d = 60 - 7 - 2 \cdot 2.54 = 47.92cm \rightarrow d = 48cm$

Diseño en la dirección "X"

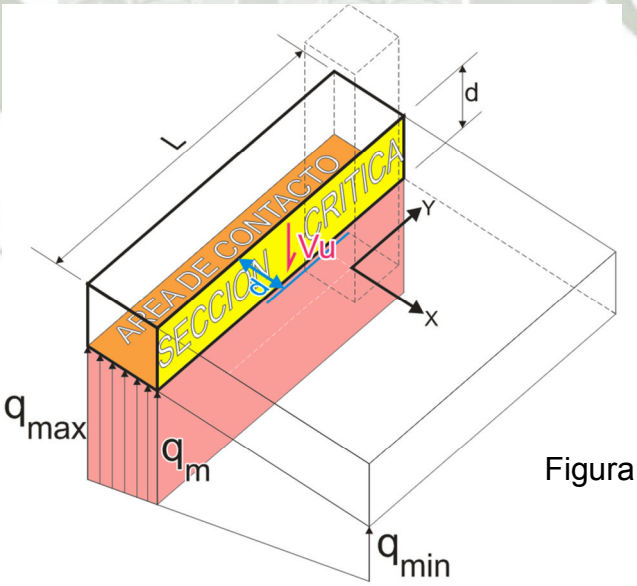


Figura Nº 94:

$$q_{max} = \frac{P_U}{A}\left[1 + \frac{6 \cdot e_X}{b}\right] = \frac{322360kgf}{270^2 cm^2}\left[1 + \frac{6 \cdot 3.148cm}{270cm}\right]$$

$$q_{max} = 1.731\frac{kgf}{cm^2}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$q_{min} = \frac{P_U}{A}\left[1 - \frac{6 \cdot e_X}{b}\right] = \frac{322360kgf}{270^2 cm^2}\left[1 - \frac{6 \cdot 3.148cm}{270cm}\right]$$

$$q_{min} = 4.113\frac{kgf}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

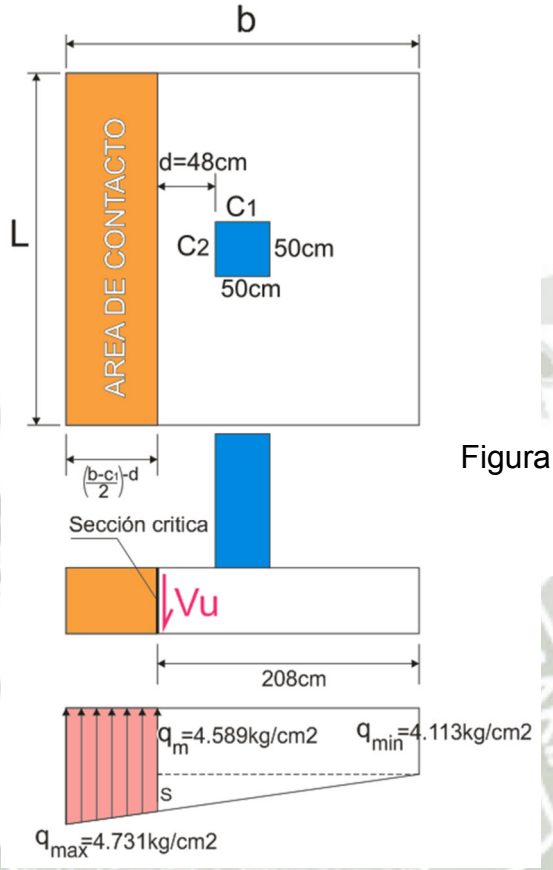


Figura Nº 95:

$$\frac{s}{208} = \frac{0.618}{270} \rightarrow s = 0.476$$

$$q_m = 4.113 + 0.476 \rightarrow q_m = 4.589\frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sum F_V = 0$$

$$-V_U \downarrow + (q \cdot Area) \uparrow = 0$$

$$V_U = q \cdot Area$$

$$V_U = \left[\frac{q_{max} + q_m}{2}\right] \cdot \left[\frac{b - C_1}{2}\right] \cdot L$$

$$V_U = \left[\frac{4.731 + 4.589}{2}\right] \cdot \left[\frac{270 - 50}{2}\right] \cdot 270$$

$$V_U = 78008.4kgf = 78.008tnf$$

Esfuerzo cortante propio del concreto es:

$$\emptyset V_C = \emptyset \cdot 0.53\sqrt{f'c} \cdot L \cdot d$$

$$\emptyset V_C = 0.85 \cdot 0.53\sqrt{280} \cdot 270 \cdot 48$$

$$\emptyset V_C = 97696.5kgf = 97.696tnf$$

Chequeo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$\emptyset V_C > V_U$$
$$97696.5kgf > 78008.4kgf \quad ¡Cumple!$$

j. CHEQUEO A CORTANTE DEL PERALTE EFECTIVO POR PUNZONAMIENTO (ACCIÓN LOSA).

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$q_{sc} = \frac{P_U}{A} = \frac{322360kg}{270cm^2} \rightarrow q_{sc} = 4.422\frac{kgf}{cm^2}$$

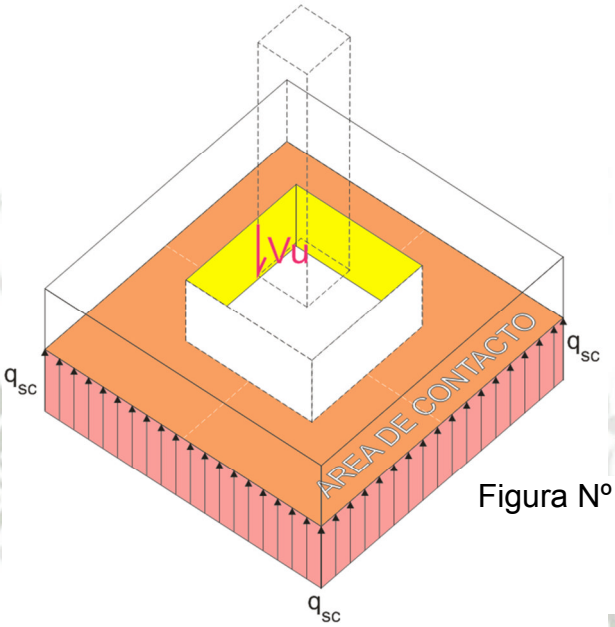


Figura Nº 96:

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es (lo que se requiere):

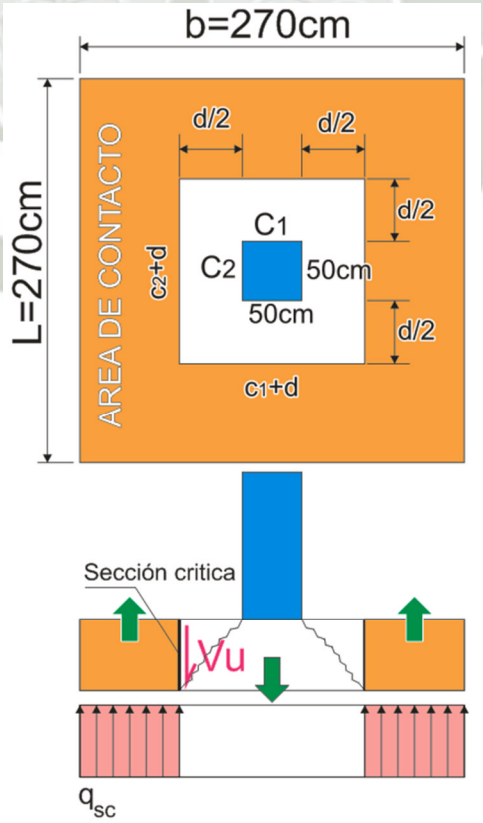


Figura Nº 97:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$\sum F_V = 0$$

$$-V_U \downarrow + q_{sc} \cdot Area \uparrow = 0$$

$$V_U = q_{sc} \cdot Area$$

$$V_U = q_{sc}\left[(b \cdot L) - [(C_1 + d)(C_2 + d)]\right]$$

$$V_U = 4.422 \frac{kgf}{cm^2}\left[(270cm \cdot 270cm) - [(50cm + 48cm)(50cm + 48cm)]\right]$$

$$V_U = 279895kgf$$

Fuerza cortante propio del concreto (es lo que puede soportar el concreto), se tomará la menor de las tres.

$$\emptyset V_C = \emptyset \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\emptyset V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot \sqrt{280} \cdot 392 \cdot 48$$

$$\emptyset V_C = 425522kgf$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\emptyset V_C = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{40 \cdot 48}{392} + 2\right) \cdot \sqrt{280} \cdot 392 \cdot 48$$

$$\emptyset V_C = 498436kgf$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\emptyset V_C = 0.85 \cdot \sqrt{280} \cdot 392 \cdot 48$$

$$\emptyset V_C = 267624kgf \qquad (menor)$$

Chequeo

$\emptyset V_C > V_U$

$267624kgf > 279895kgf$ ¡$No\ Cumple$!

Aumentaremos el peralte de la zapata H=65cm, entonces el peralte efectivo será d=53cm.

$$\emptyset V_C = \emptyset \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\emptyset V_C = 0.85 \cdot \sqrt{280} \cdot 392 \cdot 53$$

$$\emptyset V_C = 295502kgf \qquad (menor)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Chequeo

$\emptyset V_C > V_U$

$295502kgf > 279895kgf$ ¡$Cumple$!

k. DISEÑO PARA LA TRANSMISIÓN DE LA FUERZA EN LA BASE DE LA COLUMNA.

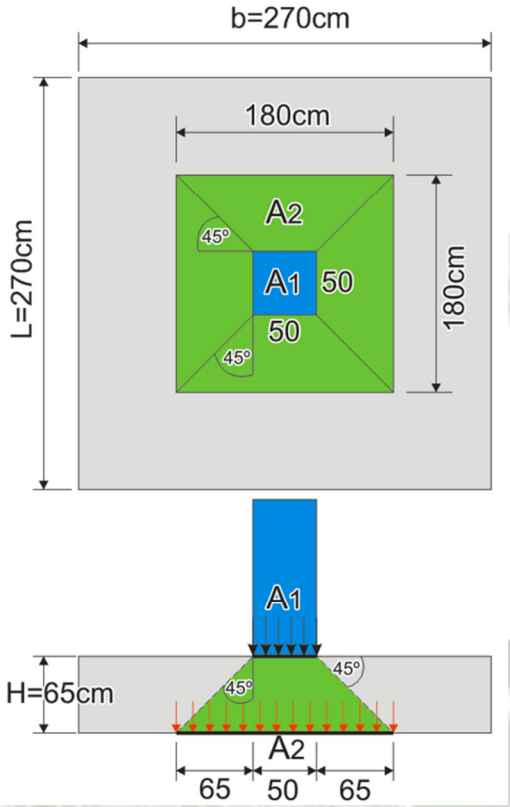


Figura Nº 98:

$\emptyset P_n = \emptyset(0.85 \cdot f'c \cdot A_1)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $pero$ $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \rightarrow \sqrt{\frac{180^2}{50^2}} = 3.6 \leq 2 \rightarrow 2$

$\emptyset P_n = 0.70(0.85 \cdot 280 \cdot 50^2) \cdot 2$

$\emptyset P_n = 833000kgf$

Chequeo

$\emptyset P_n > P_U$

$833000kgf > 322360kgf$ ¡$Cumple$!

l. DISEÑO A FLEXIÓN DEL REFUERZO DE LA ZAPATA.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo. $(q_1 \leftrightarrow q_2 = q_{max})$.

$\frac{s}{160} = \frac{0.639}{270} \rightarrow s = 0.379\frac{kgf}{cm^2}$

$q_m = q_1 + s \rightarrow q_m = 4.515\frac{kgf}{cm^2}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

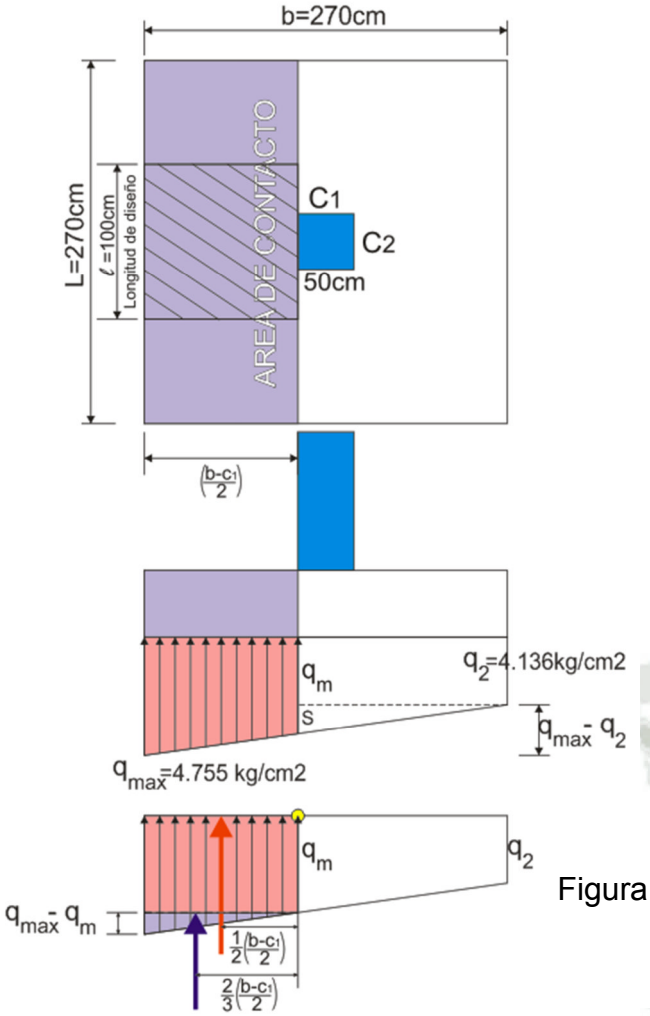


Figura Nº 99:

Para un ancho de diseño l=1.00m

$$M_U = q_m \left[\frac{b - C_1}{2} \cdot l\right] \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{b - C_1}{2}\right] + \left[\frac{q_{max} - q_m}{2}\right] \cdot \left[\frac{b - C_1}{2} \cdot l\right] \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{b - C_1}{2}\right]$$

$$M_U = \left[\frac{q_m \cdot \left(\frac{b - C_1}{2}\right)^2}{2} + \frac{(q_{max} - q_m) \cdot \left(\frac{b - C_1}{2}\right)^2}{3}\right] \cdot l$$

$$M_U = \left[\frac{4.515 \cdot \left(\frac{270 - 50}{2}\right)^2}{2} + \frac{(4.755 - 4.515) \cdot \left(\frac{270 - 50}{2}\right)^2}{3}\right] \cdot 100$$

$$M_U = 2828375\ kg - cm$$

Acero requerido:

$$A_S = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_w \cdot d}{fy}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{0.85 \cdot \emptyset \cdot f'c \cdot b_w \cdot d^2}}\right]$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

$$A_S = \frac{0.85 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 53}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2828375}{0.85 \cdot 0.90 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 53^2}}\right]$$

$$A_S = 14.46cm^2$$

$$K_U = \frac{M_U}{\emptyset \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{2828375}{0.90 \cdot 100 \cdot 53^2} = 11.188 \rightarrow \rho = 0.31\%$$

$$A_S = \rho_b \cdot b_w \cdot d = 0.0031 \cdot 100 \cdot 53$$

$$A_S = 16.43cm^2$$

Acero minimo

$$A_{Smin} = \left(\frac{14}{fy}\right) \cdot b_w \cdot d = \left(\frac{14}{4200}\right) \cdot 100 \cdot 53$$

$$A_S = 17.667cm^2$$

Dado que el área de sección mínimo de acero es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el área de acero requerida, será el área mínima de acero.

$$A_{S_{requerida}} = 17.667cm^2$$

Espaciamiento de varillas

$$e_{espaciamiento} = \frac{A_{SV}}{A_S} b_w = \frac{2.84}{17.667} \cdot 100 = 16.075cm \approx e_{espaciamiento} = 15cm$$

Número de varillas

$$\#_{varillas} = \frac{L}{e_{espaciamiento}} + 1 = \frac{270}{15} + 1 \approx \#_{varillas} = 19\ varillas$$

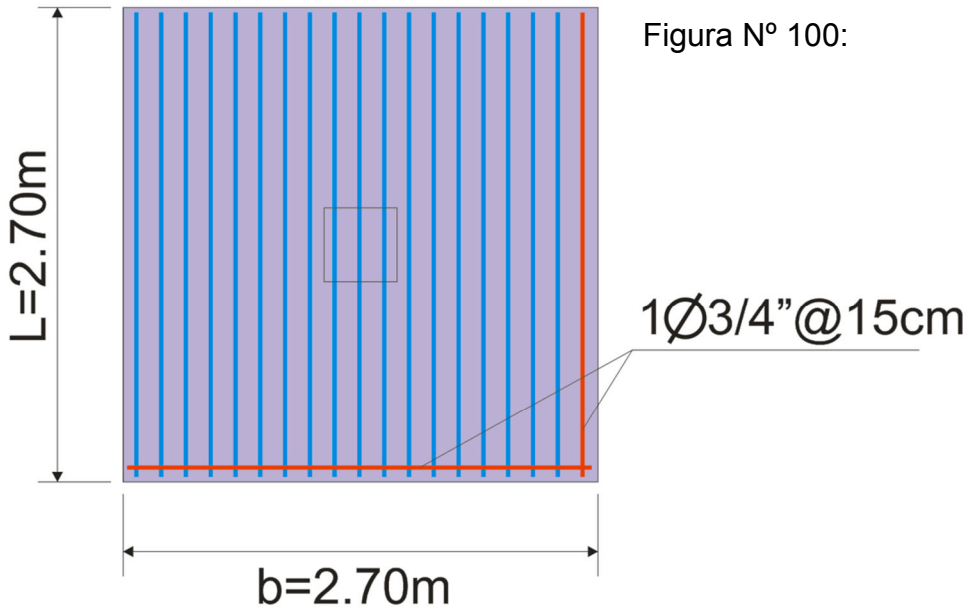


Figura Nº 100:

Como la zapata es simétrica, el acero requerido, su distribución y su número de varillas será el mismo en el sentido "Y".

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

m. VERIFICACIÓN DE ADHERENCIA, CONTROLANDO LA LONGITUD DE DESARROLLO PARA BARRAS CORRUGADAS (ACI318-11).

Longitud de desarrollo en tracción sin gancho (formula general) $(\lambda, \psi_t, \psi_e, \psi_s = 1)$.

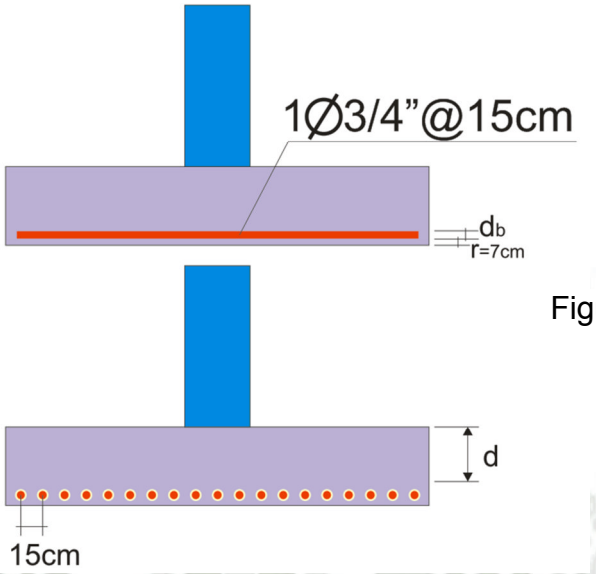


Figura Nº 101:

$$l_d = \frac{fy}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b \quad pero \quad \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5$$

$$C_b = \frac{d_b}{2} + r = \frac{1.91}{2} + 7 = 7.96cm$$

$$C_b = \frac{espaciamiento}{2} = \frac{15}{2} = 7.50cm \quad (tomaremos\ la\ menor\ C_b = 7.50)$$

$$Como\ una\ simplificación\ aun\ si\ hay\ refuerzo\ transversal\ presente: K_{tr} = 0$$

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5 \rightarrow \left(\frac{7.50 + 0}{1.91}\right) = 3.927 \leq 2.5 \quad (tomaremos\ 2.50)$$

$$l_d = \frac{4200}{3.5 \cdot 1 \cdot \sqrt{280}} \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 1}{(2.5)} \cdot 1.91$$

$$l_d = 54.79cm$$

Longitud de desarrollo en tracción con gancho.

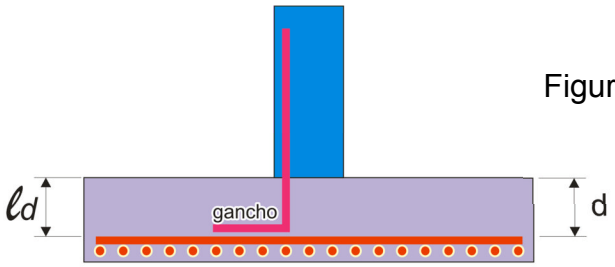


Figura Nº 102:

$$l_d = \left(\frac{0.075 \cdot \psi_e \cdot fy}{\lambda \cdot \sqrt{f'c}}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{0.075 \cdot 1 \cdot 4200}{1 \cdot \sqrt{280}}\right) \cdot 1.91$$

$$l_d = 35.956cm$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Longitud de desarrollo en compresión.

$l_d = 0.0044 \cdot fy \cdot d_b$

$l_d = 0.0044 \cdot 4200 \cdot 1.91$

$l_d = 35.297$

Longitud de desarrollo mínima.

$l_d \geq 15cm$

Chequeo

Rige la mayor longitud de desarrollo y tiene que ser menor que el peralte efectivo, se tomará la longitud en desarrollo a tracción con gancho.

$l_d \leq d \rightarrow 35.596cm \leq 53cm \rightarrow ¡Cumple!$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

6.4.2 DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN EN CONCRETO ARMADO CON CSI SAFE.

a. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES.

$f'c = 280\frac{Kgf}{cm^2}$, $Esfuerzo\ de\ compresion\ del\ concreto.$

$fy = 4200\frac{Kgf}{cm^2}$, $Esfuerzo\ de\ fluencia\ del\ acero.$

$E = 250998\frac{Kgf}{cm^2}$

$\mu = 0.2$

$\gamma = 2400\frac{Kgf}{cm^3}$

$r = 7.5cm$

b. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

$\phi = 23.50° : Ángulo\ de\ fricción\ interna\ del\ suelo\ (laboratorio).$

$c = 0.10\frac{kg}{cm^2} : Cohesión\ (laboratorio).$

$D_f = 1.30m: En\ zapatas\ aisladas.$

$D_f = 1.90m: En\ platea\ de\ cimentación.$

$FS = 3 : factor\ de\ seguridad.$

CÁLCULO DEL MÓDULO DE CORTE EFECTIVO

El módulo de corte inicial se calcula de la siguiente fórmula:

$$G_0 = \frac{\gamma \cdot v_s^2}{g}$$

Donde:

$\gamma = 17.65\ KN/m^3$: es el peso específico del suelo en libras por pie cúbico.

v_s: es la velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos.

g: es la aceleración de la gravedad en pies sobre segundos al cuadrado. Las unidades del módulo de corte se expresan en libras sobre pie cuadrado.

La velocidad de onda, la elegimos del apartado 1.6.1.4.1., del reporte FEMA 356.

Clase A: Roca dura con promedio de velocidad de onda de corte, v_s > 5000 ft/s (152400 cm/s)

Clase B: Roca con velocidad de onda de corte, 2500 ft/s (76200 cm/s)< v_s ≤5000 ft/s (152400 cm/s)

***Clase C: Suelos muy densos y rocas sueltas**, 1200 ft/s (36576 cm/s) < v_s ≤2500 ft/s (76200 cm/s)*

Clase D: Suelos Rígidos, 600 ft/s (18288 cm/s) < v_s ≤2500 ft/s (76200 cm/s)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Clase E: Cualquier perfil con más de 10 pies (3 metros) de arcilla definido como un suelo con un índice plástico IP>20, o contenido de agua w>40%, $v_s \leq 600$ ft/s (18288 cm/s)
Clase F: Suelos que requieren especial evaluación (ver el documento FEMA 356)

Si no se tiene información sobre parámetros del suelo, se deberá trabajar con el tipo D.
La clasificación del suelo estará en el tipo "C", con una velocidad de onda de corte igual a 1768 ft/s (53888.64 cm/s).

$$G_0 = \frac{0.0018 \cdot 53888.64^2}{981} = 5328.41 \frac{Kg}{cm^2} = 75.79 \frac{Klb}{pulg^2}$$

El módulo de corte efectivo del suelo se calculará con la relación existente entre el módulo de corte efectivo y el módulo de corte inicial, que se especifica en la tabla 4-7 del FEMA 357.

El valor de S_{XS}, es el valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico;

SUELO INTERMEDIO Tp=0.6seg			
	T	C	Sa
T1	0.0	2.50	1.962
T2	0.1	2.50	1.962
T3	0.3	2.50	1.962
T4	0.4	2.50	1.962
T5	0.5	2.50	1.962
T6	0.6	2.50	1.962
T7	0.7	2.14	1.682
T8	0.8	1.88	1.472
T9	0.9	1.67	1.308
T10	1	1.50	1.177
T11	2	0.75	0.589
T12	**2.166**	**0.69**	**0.543**
T13	**2.413**	**0.62**	**0.488**
T14	3	0.50	0.392
T15	4	0.38	0.294
T16	5	0.30	0.235
T17	6	0.25	0.196
T18	7	0.21	0.168
T19	8	0.19	0.147
T20	9	0.17	0.131
T21	10	0.15	0.118
ETABS			ETABS

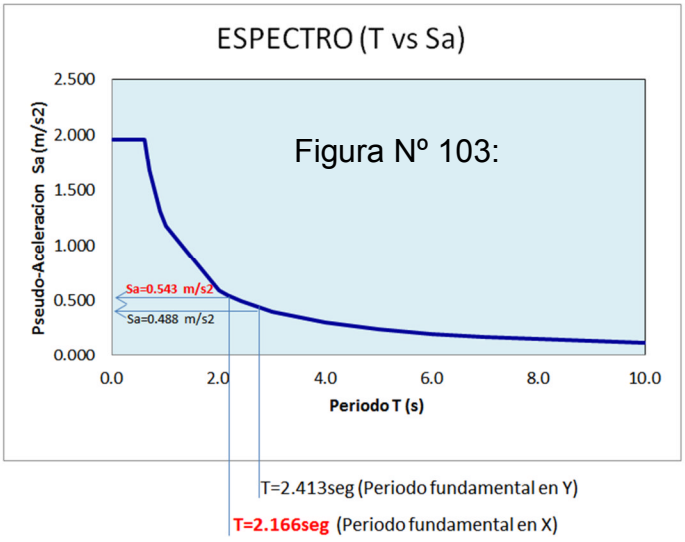


Figura Nº 103:

Según el cálculo para las fuerzas equivalentes estáticas el valor de la aceleración es de 0.543g, pero trabajando con el espectro elástico debemos de multiplicarlos por el valor del factor de reducción sísmica R=6.

$$S_{XS.} = 0.5435 \cdot 6 = 3.261$$

El valor de G/Go se interpolará para un valor de S_{XS}/2.5 de 1.304, G/Go = 0.404. El valor del módulo de corte efectivo "G" será igual a $2154.88 \frac{Kg}{cm^2}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Table 4-7 *Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)*

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Tabla Nº 60:

$$\frac{S_{XS}}{2.5} = \frac{3.261}{2.5} = 1.304$$

Interpolando:

$$\frac{G}{G_0} = 0.404 \quad \rightarrow G = 0.404 \cdot 75.79 \ \frac{Klb}{pulg^2} = 30.6192 \frac{Klb}{pulg^2} = 2154.88 \frac{Kg}{cm^2}$$

c. MÓDULO DE BALASTO

El módulo de subrasante del suelo se calculará con las recomendaciones que da el FEMA 356 o el ATC 40 (unidades inglesas).

$$k_{sv} = \frac{1.3 \cdot G}{B \cdot (1 - v)}$$

Donde:

G: *Es el módulo de corte efectivo del suelo.*

B: *Es el ancho de cimentación.*

v: *Es el coeficiente de poisson.*

Se tiene 8 tipos de cimentación que soportan las columnas y muros, para cada una de ellas calcularemos los valores del módulo de balasto y la capacidad portante.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA (Z1,Z2,Z3,Z4,Z5,Z6,Z8,Z17,Z22,Z33) tipo (Z-1)(Z-2)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	2.50	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	2.50	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.49		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.43		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.60		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.16		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.21		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	266	kPa
q adm =	3	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ pro=	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	2.41	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\ G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	16.01	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	16007.65	Tn/m3

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)

	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
Site Class	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.
* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA (Z18,Z19,Z23,Z24,Z35) (tipo Z-3)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	3.70	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	3.70	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.49		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.43		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.60		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.11		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.14		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	273	kPa
q adm =	3	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ_{pro} =	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	2.48	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\, G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	10.82	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	10815.98	Tn/m3

Table 4-7 *Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)*

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA (Z9,Z10,Z34) (tipo Z-4)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	2.90	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	2.90	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.49		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.43		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.60		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.14		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.18		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	267	kPa
q adm =	3	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ pro=	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	2.43	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\, G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s	
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85		
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2	
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2	
Suelo tipo =	D		
Interpolando. G/Go =	0.404		
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2	
Módulo de Poisson. v =	0.30		
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	13.80	Kg/cm3	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	13799.70	Tn/m3	

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$ ≤0	≤0.1	≤0.4	≤0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA (Z43,Z44)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	3.00	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	3.00	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.49		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.43		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.60		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.14		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.17		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	268	kPa
q adm =	3	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ_{pro} =	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	2.43	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	13.34	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	13339.71	Tn/m3

Table 4-7 — *Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)*

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$ ≤0	≤0.1	≤0.4	≤0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA (Z7)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	1.90	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	2.50	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.37		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.33		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.70		
Df ≤ B =	sí		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.22		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.27		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	254	kPa
q adm =	3	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ pro=	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	2.30	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\ G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	21.06	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	21062.70	Tn/m3

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.
* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA (Z42)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	2.50	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	3.00	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.41		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.36		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.67		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.16		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.21		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	258	kPa
q adm =	3	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ_{pro} =	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	2.33	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	16.01	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	16007.65	Tn/m3

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CON UNA PROFUNDIDAD SUPUESTA DE 1.90 metros, DEBAJO DEL NIVEL +-0.00.

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

PLATEA DE CIMENTACION (LOSA DE FUNDACION)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.90	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	31.25	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	37.30	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.41		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.36		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.66		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.02		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.02		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	770	kPa
q adm =	8	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ pro=	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	1.80	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	7.42	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\ G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	1.28	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	1280.61	Tn/m3

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$ ≤0	≤0.1	≤0.4	≤0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.
* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

CON UNA PROFUNDIDAD REAL DE 13.60m 03sotanos, DEBAJO DEL NIVEL +-0.00.

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

PLATEA DE CIMENTACION (LOSA DE FUNDACION)

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	13.60	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	31.25	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	37.30	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.41		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.36		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.66		
Df ≤ B =	si		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.14		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.17		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	1807	kPa
q adm =	18	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ_{pro} =	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	1.80	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	15.55	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\, G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s	
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85		
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2	
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2	
Suelo tipo =	D		
Interpolando. G/Go =	0.404		
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2	
Módulo de Poisson. v =	0.30		
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	1.28	Kg/cm3	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	1280.61	Tn/m3	

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_o)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Meyerhof 1963

ZAPATA MURO DE ZOTANO

Factor de Seguridad FS =	3.00		
γ =	1.80	g/cm3	Lab. Mec.Suelos
γ =	0.0018	k/cm3	
Peso Volumétrico (Densidad Natural) γ =	17.65	KN/m3	
Profundidad de Cimentación Df =	1.30	m	
Ángulo de Fricción Interna Ø =	23.50	°	Lab. Mec.Suelos
c =	0.10	Kg/cm2	Lab. Mec.Suelos
Cohesión c =	9.81	kPa	
Ancho de la Cimentación B =	0.70	m	Secc. Propuesta
Largo de la Cimentación L =	54.38	m	Secc. Propuesta
Factor de Capacidad de Carga Nc =	18.69		
Factor de Capacidad de Carga Nq =	9.13		
Factor de Capacidad de Carga Nγ =	8.82		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fcs =	1.01		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fqs =	1.01		
(DeBeer 1970) Factor de forma Fγs =	0.99		
Df ≤ B =	no		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fcd =	1.00		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fqd =	1.00		
(Hansen 1970) Factor de Profundidad Fγd =	1.00		

1.- Cálculo de Capacidad Portante Admisible en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(CN_cF_{cs}F_{cd} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}\right)$$

q adm =	150	kPa
q adm =	2	Kg/cm2

2.- Capacidad Neta Portante Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación. γ_{pro} =	2.10	Tn/m3	
Sobrecarga CV =	0.25	Tn/m2	
Peralte de Zapata (cimentacion). H =	0.60	m	Peralte propuesto

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{pro} D_f - CV$$

q neta =	1.23	Kg/cm2

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE (FEMA 356,357)

Según Modelo Desacoplado de Winkler

$$G_o = \frac{\gamma\, v_s^2}{g} \qquad k_{sv} = \frac{1.3\, G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones en pies sobre segundos. Vs =	53888.64	cm/s
Modulo de Corte Inicial. Go =	5333.85	
Valor de la aceleración que corresponde al primer modo de vibración para un espectro elástico. Sa = Sxs =	3.261	m/s2
Para entra a la (tabla 4-7). Sxs/2.5 =	1.304	m/s2
Suelo tipo =	D	
Interpolando. G/Go =	0.404	
Módulo de Corte Efectivo. G =	2154.88	Kg/cm2
Módulo de Poisson. v =	0.30	
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	57.17	Kg/cm3
Modulo de Balasto Vertical. Ksv =	57170.17	Tn/m3

Table 4-7 *Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)*

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5$ =0	$S_{XS}/2.5$ =0.1	$S_{XS}/2.5$ =0.4	$S_{XS}/2.5$ =0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

d. MODELAMIENTO EN CSI-SAFE, IMPORTANDO PLATEA DE CSI-ETABS.

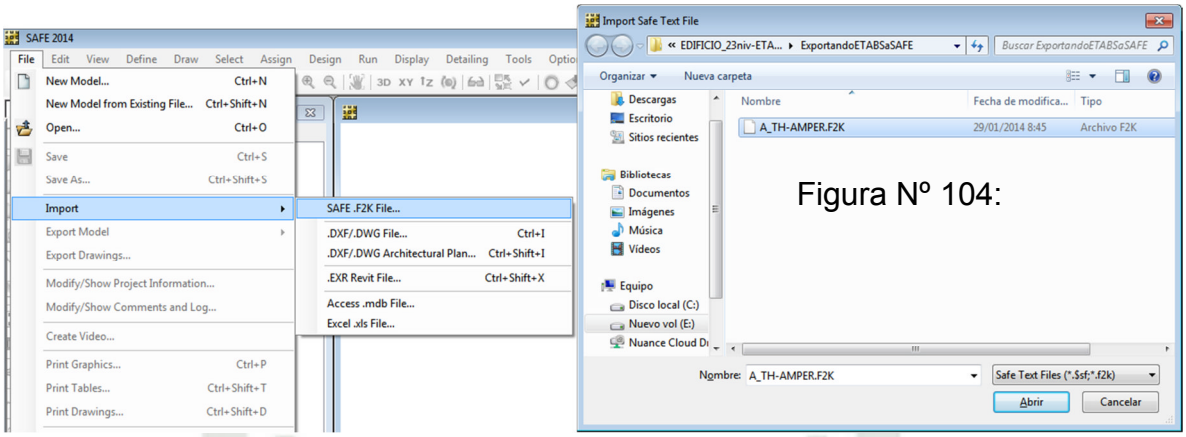


Figura Nº 104:

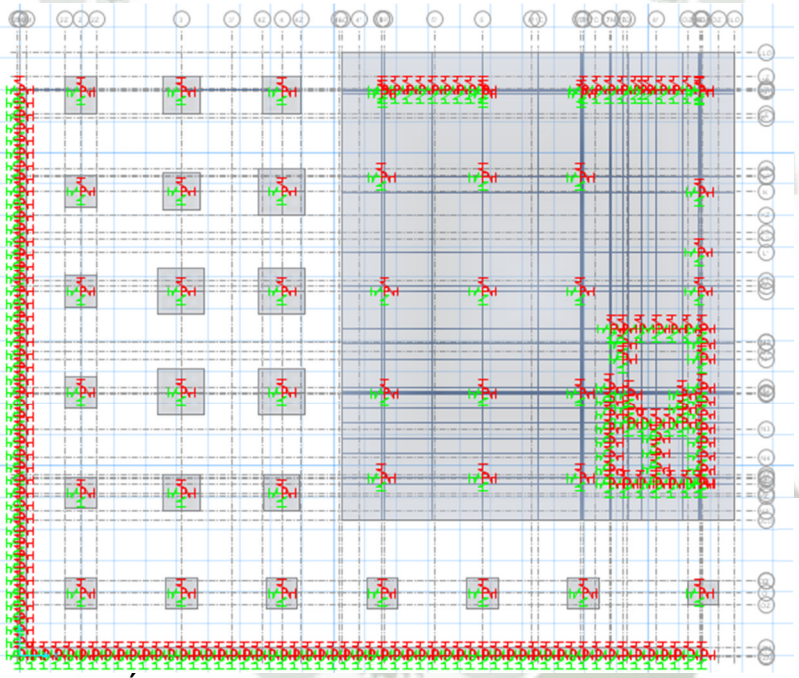


Figura Nº 105:

VISUALIZACIÓN DEL MODELO EN 3D.

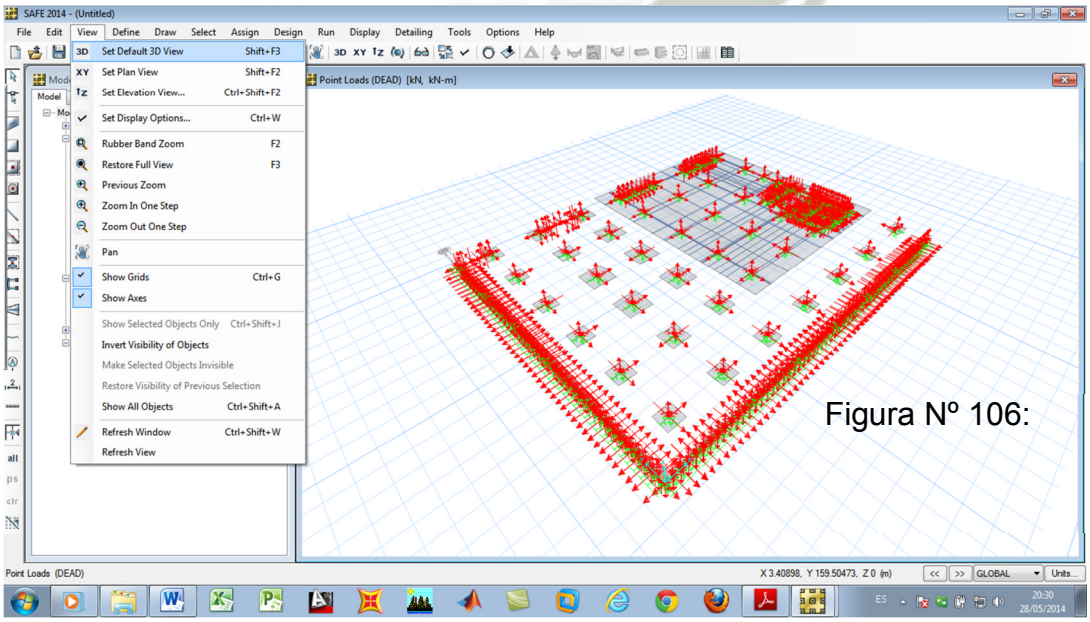


Figura Nº 106:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

ASIGNAR PROPIEDADES DE ZAPATA

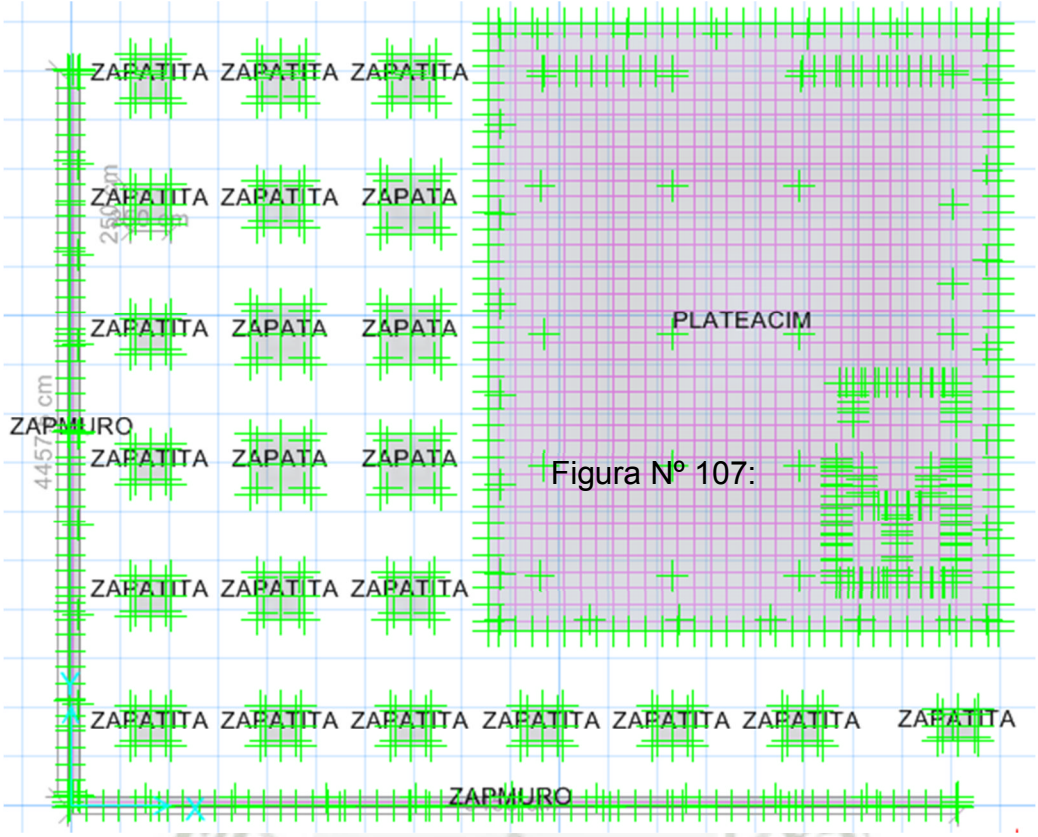


Figura Nº 107:

ASIGNAR TIPO DE SUELO (MÓDULO DE BALASTO)

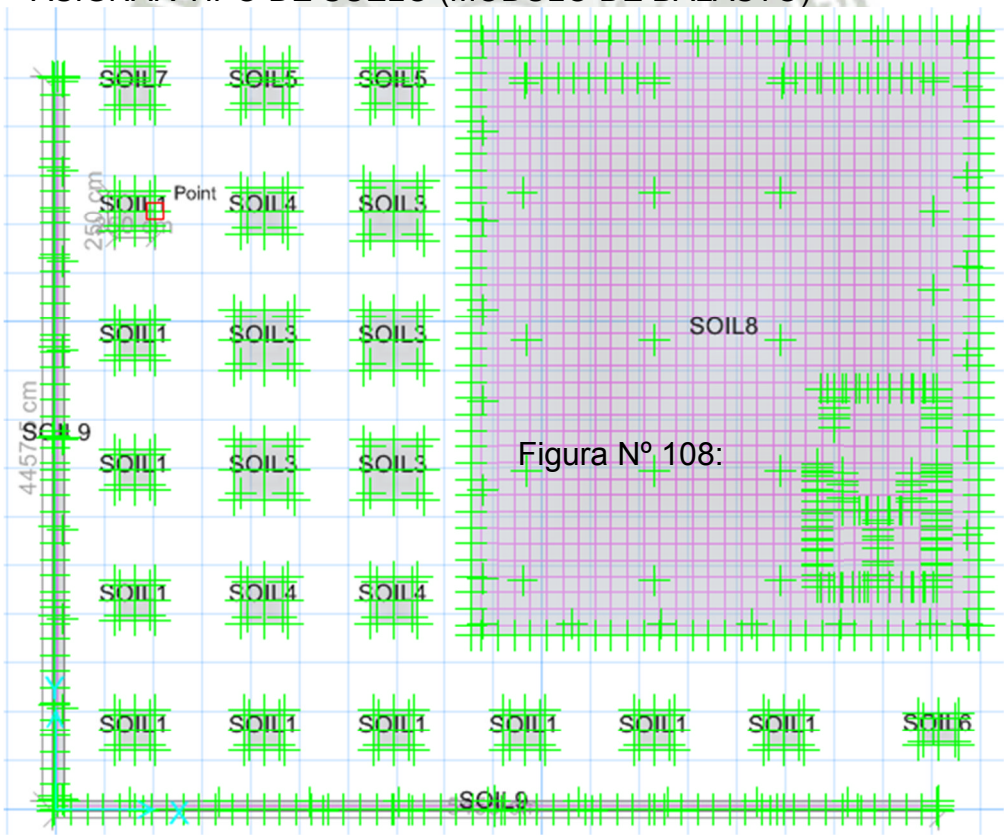


Figura Nº 108:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

DEFINIR FRANJAS PARA DISEÑO EN CONCRETO ARMADO (1.00 m de ancho).

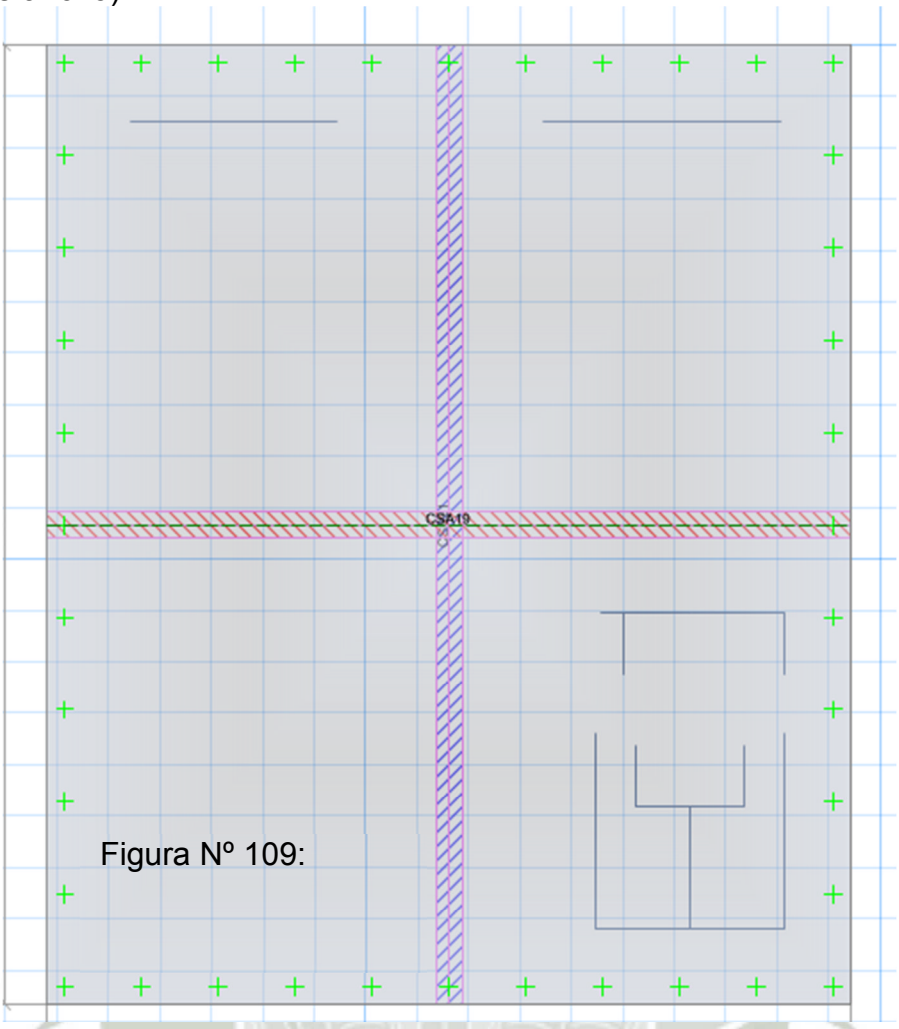


Figura Nº 109:

DEFINIR COMBINACIONES

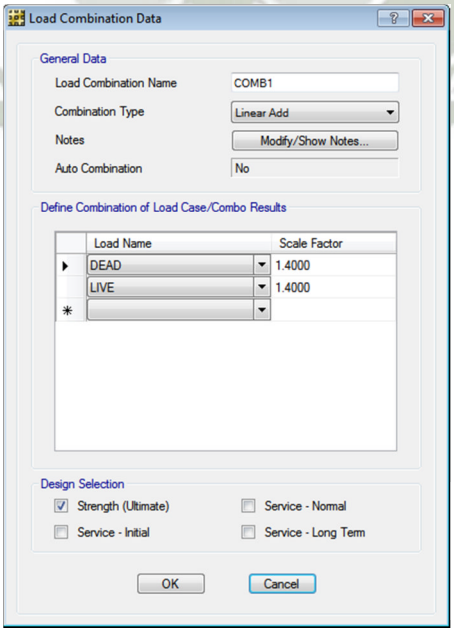


Figura Nº 110:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

e. CHEQUEO DE PRESIÓN DEL SUELO (COMPARAR CON LA CAPACIDAD PORTANTE NETA DEL SUELO).

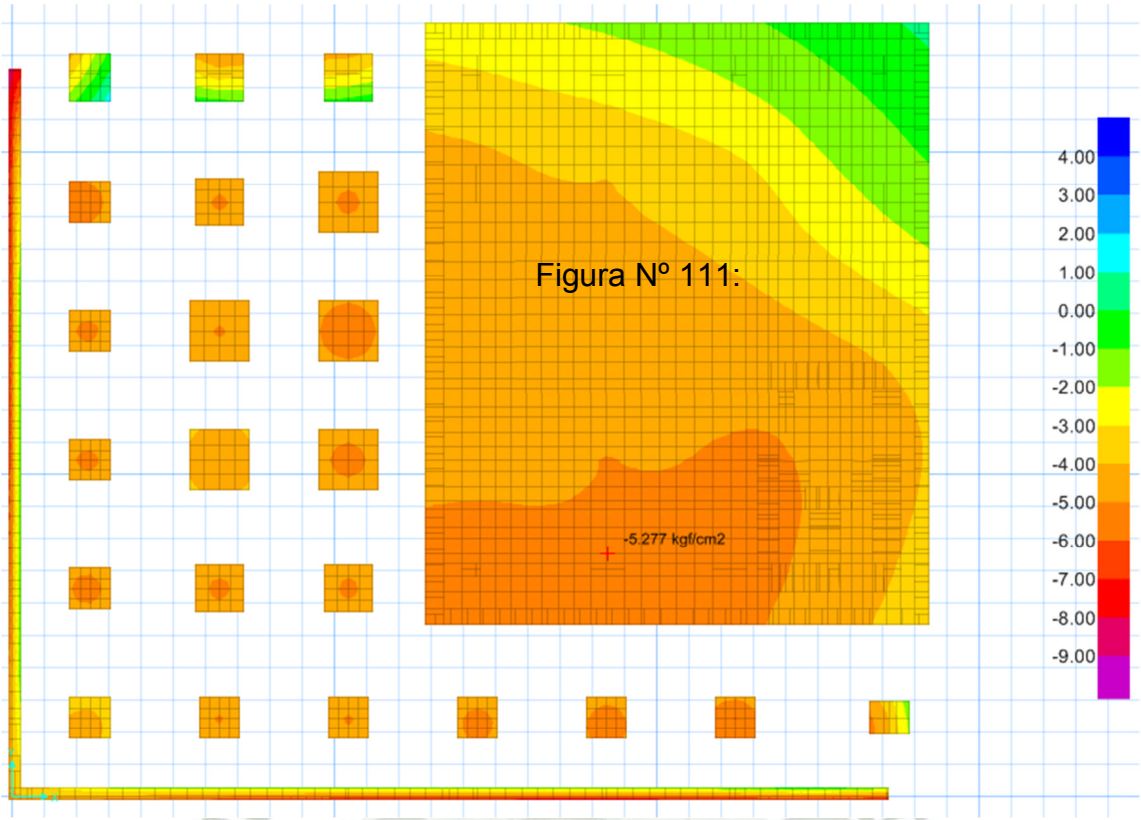


Figura Nº 111:

f. CHEQUEO POR PUNZAMIENTO

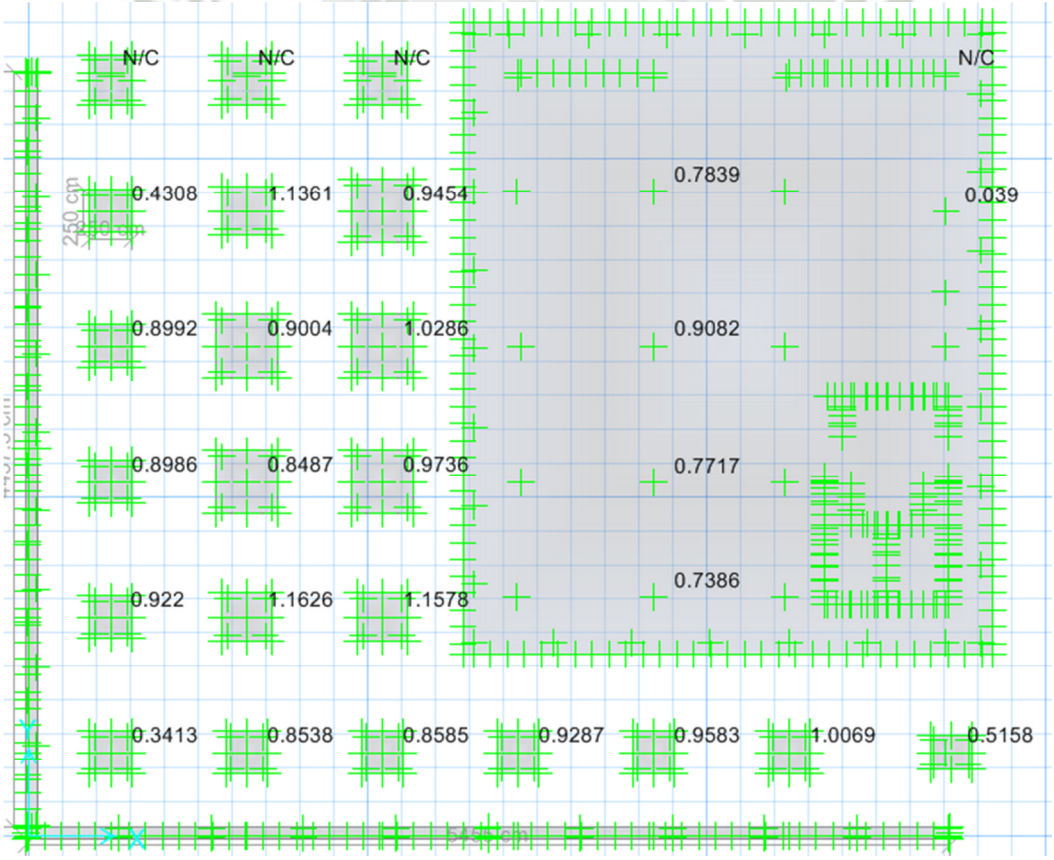


Figura Nº 112:

Publicación autorizada con fines académicos e i
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

g. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.

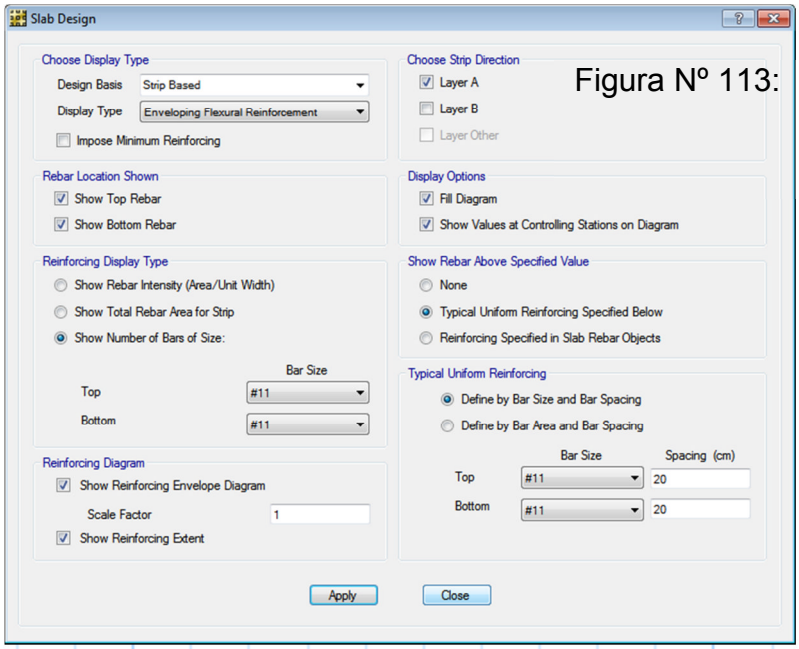


Figura Nº 113:

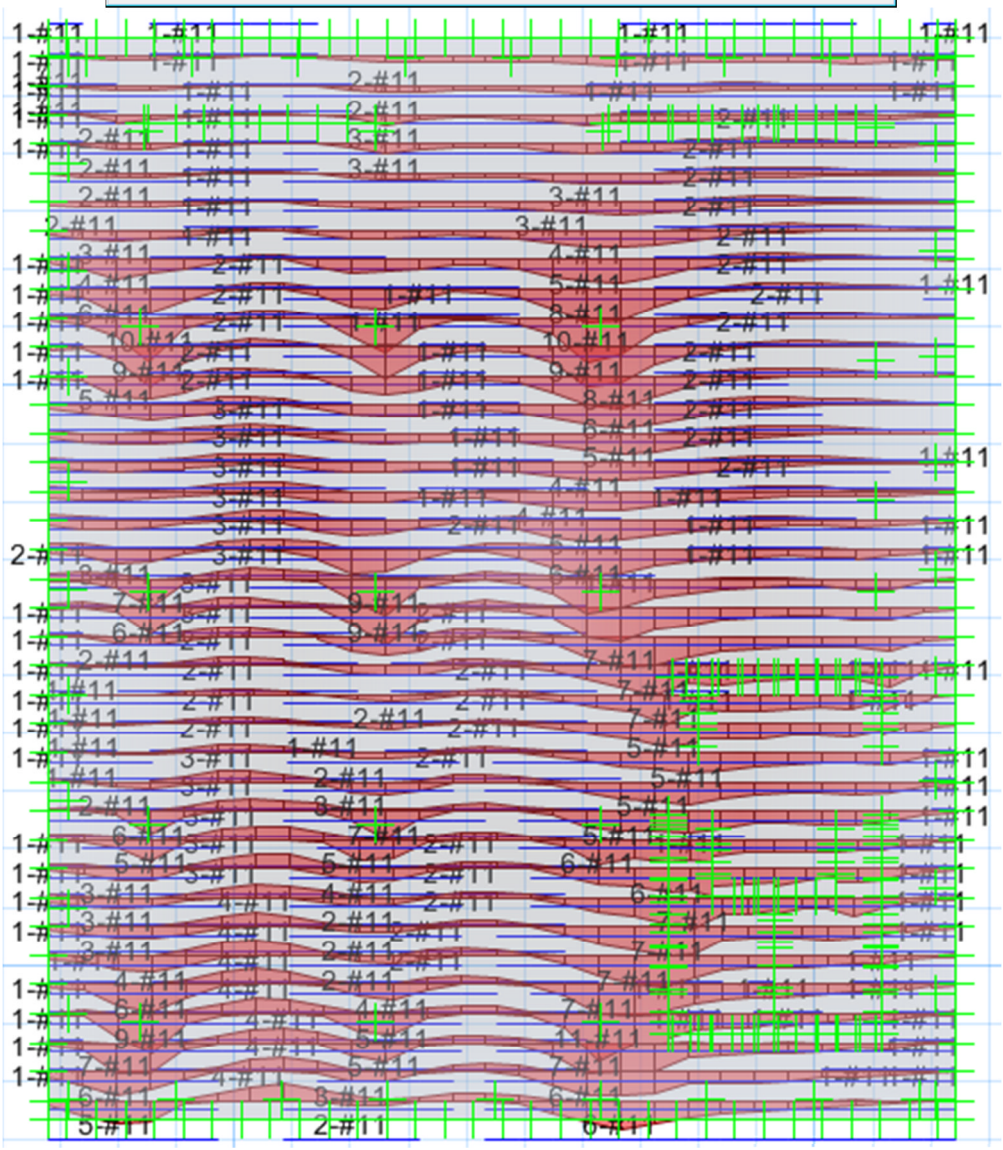


Figura Nº 114:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Vista en 3d de los diagramas de momentos, en franjas de 1.00m en dirección “X”.

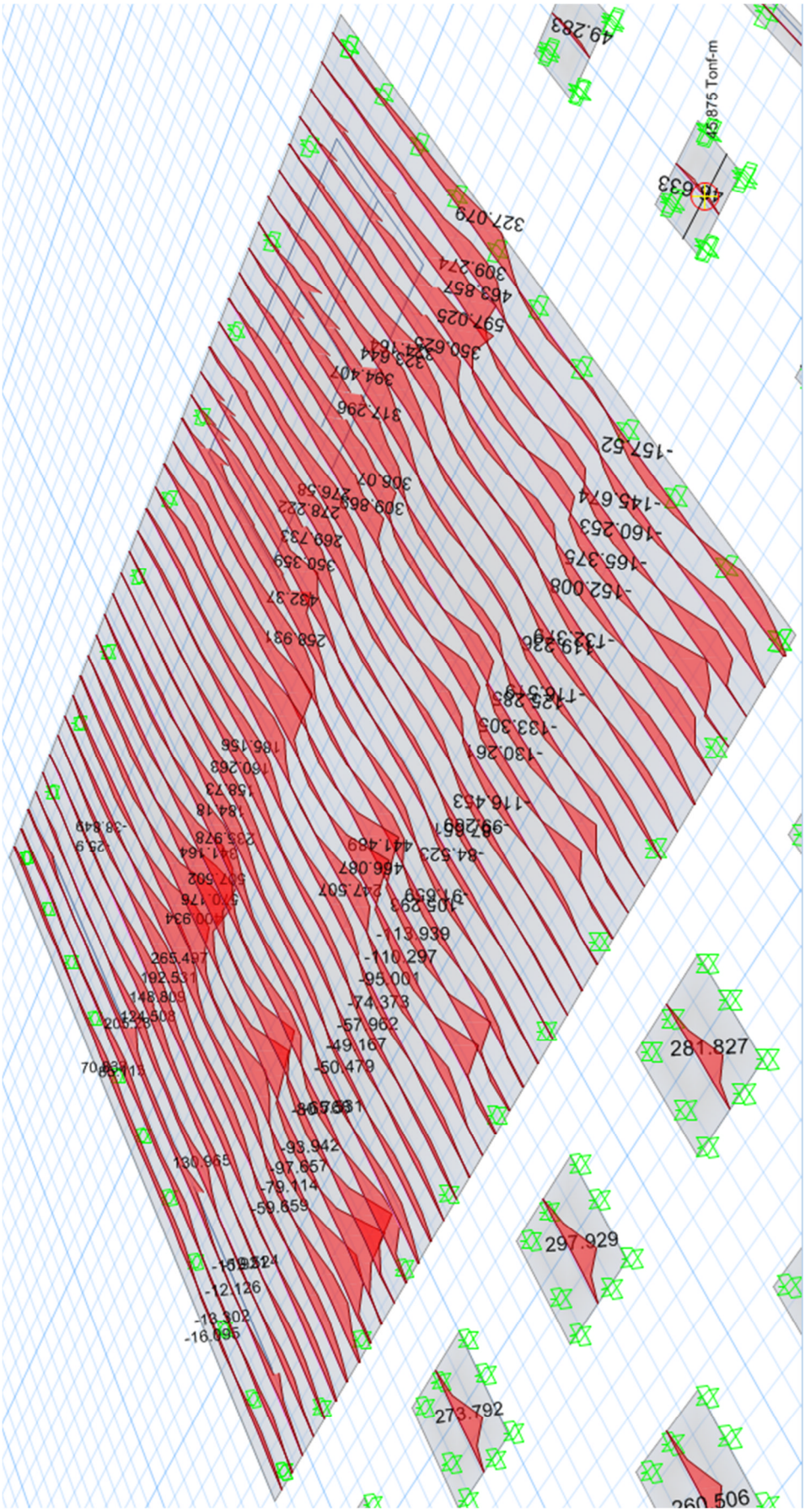


Figura Nº 115:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
INGENIERÍA CIVIL - UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Vista en 3d de los diagramas de momentos, en franjas de 1.00m en dirección “Y”.

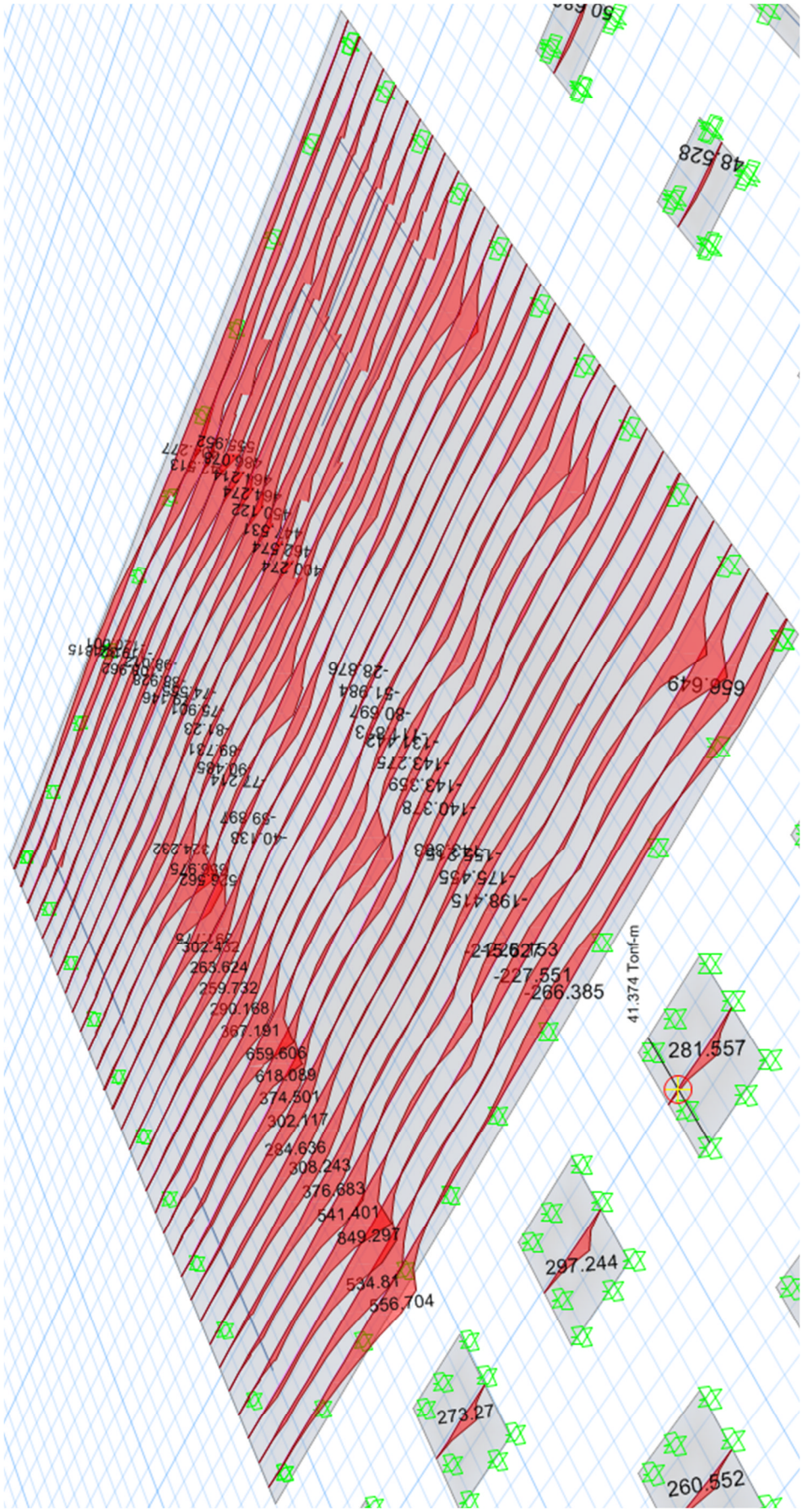


Figura Nº 116:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

h. DETALLE DE ARMADO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN.

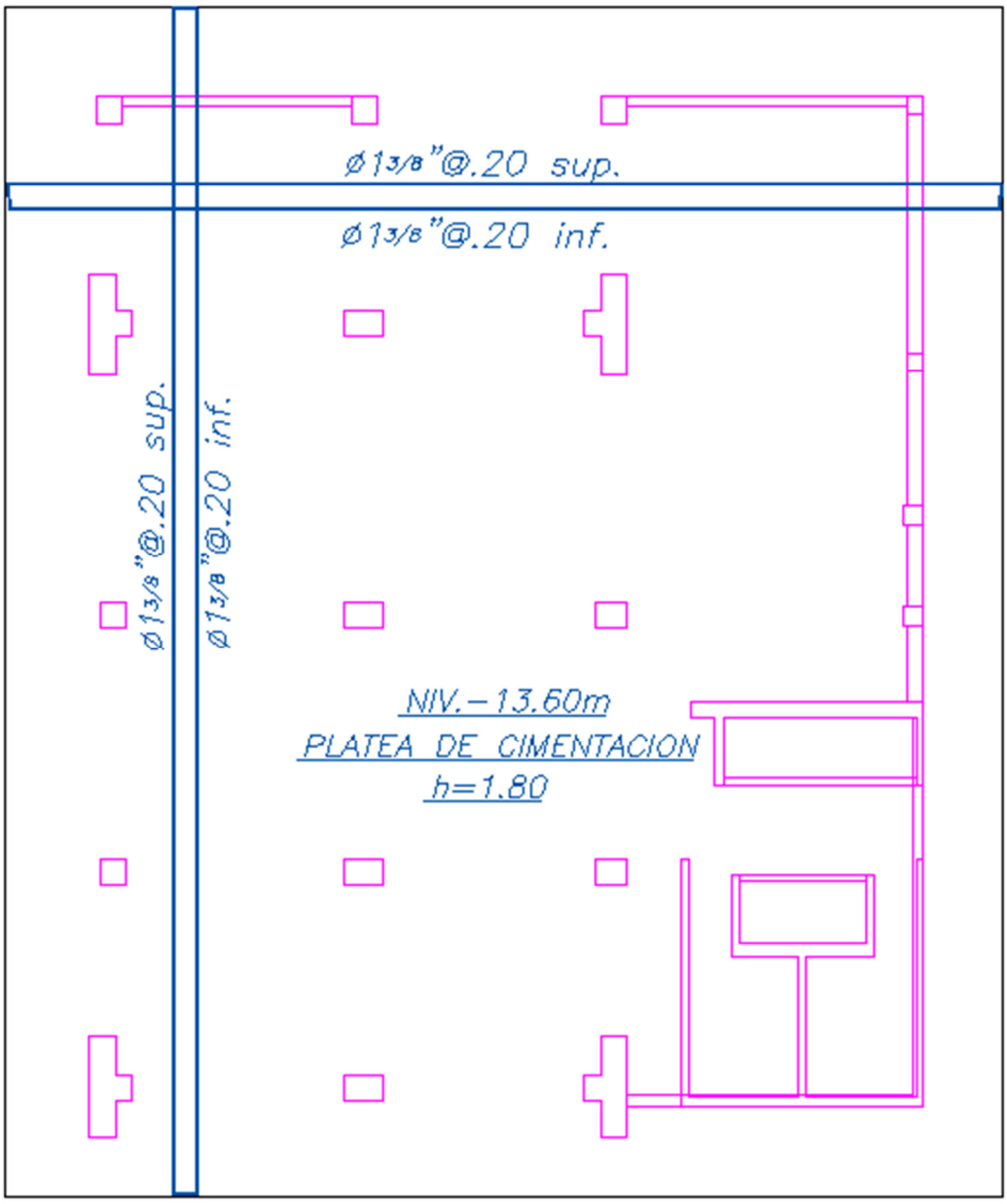


Figura Nº 117:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CONCLUSIONES.

- Los desplazamientos obtenidos por el análisis sísmico dinámico modal espectral empotrado cumplen con la norma, pero éstos se ven incrementados al aplicarle interacción suelo estructura.

- Por lo cual, un modelo adecuado al estudio y análisis de edificios altos sería, el análisis sísmico dinámico modal tiempo-historia con interacción suelo estructura.

- Si bien, se presentan vientos muy representativos los meses de agosto en Arequipa (velocidad de viento regional 85Km/h a 10m sobre el suelo), éstos no son suficientes para hacer sentir sus empujes dinámicos en la estructura (aún usando la norma ASCE7-05 que es conservadora se llega a dos milímetros de distorsión). Sin embargo es de destacar que la velocidad del viento aumenta a medida que ganamos altura con los edificios (rascacielos), por lo cual el análisis por viento se debe realizar.

- Al adicionar a la estructura disipadores de energía fluido-viscosos (amortiguadores tipo dámper), el desplazamiento se ve disminuido notablemente en más de un 40% aproximadamente.

RECOMENDACIONES.

- Para obtener desplazamientos adecuados, usar el análisis sísmico dinámico modal espectral con interacción suelo estructura, como referencia inicial para modelar edificios altos. Más no el análisis símico estático como indica la norma RNE.

- Para modelos con cercanía a un comportamiento real, el análisis símico dinámico modal tiempo-historia con interacción suelo-estructura, es uno de los modelos recomendables para evaluar el comportamiento sísmico de edificios altos.

- Se recomienda hacer el análisis dinámico por viento, cuando se esté evaluando el comportamiento de edificios altos “rascacielos”.

- Los sistemas innovadores para el control de respuesta sísmica (sistemas de disipación de energía “disipadores fluido-viscosos”), son una alternativa a las acciones sísmicas y de viento. Disminución representativa que se observa en los cálculos, resguardando a la estructura y cumpliendo con la norma RNE 2009.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

BIBLIOGRAFIA.

- Ángel San Bartolomé, “Análisis de Edificios”, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú 1998.
- Mario Ramírez Centeno “Notas de Diseño Estructural”, Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, México 2006.
- Genner Villarreal “Apuntes de Diseño Sísmico” Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú 2009.
- Genner Villarreal “Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas”, Lima, Perú 2009.
- Genner Villarreal “Edificaciones con Disipadores de Energía”, Lima, Perú 2009.
- Jenn-Shin Hwang “Seismic Design of Structures with Viscous Damper”.
- Diego Guevara “Diseño de un Edificio Aporticado con Amortiguadores de Fluido-Viscoso en Disposición Diagonal” Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú 2012.
- Makar Nageh “How to Model And Design High Rise Building Using ETABS Program”, Editorial Scientific Book House, Cairo, Egypt 2007.
- Bungale s. Taranat “Wind and Earthquake Resistant Buildings”, Ed. Marcel Dekker, New York, USA 2005.
- Jose Canciani “Apuntes Edificios Altos – Acción Viento”, Universidad De Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina 2009.
- Horacio Delaloye “Apuntes Acción del Viento Sobre las Estructuras”, Universidad De La Plata, Buenos Aires, Argentina 2008.
- Luis zapata, “Apuntes Acción del Viento Sobre las Construcciones”, Universidad Nacional De Ingeniería, Lima, Perú 2009.
- NTC “Normas Técnicas Complementarias 2008”, Gobierno del Estado de Quintana Roo, México 2008.
- RNE “Reglamento Nacional de Edificaciones”, Lima, Perú 2010.
- ASCE/SEI 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (Chapter 26-27 Wind Loads), EEUU 2010.
- Indian Code for Wind Loads Is: 875, National Information Centre of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, India1987.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

- Marcelo Romo Proaño “Hormigón Armado”, Escuela politécnica del Ejercito, Quito, Ecuador 2008.

- Carlos Ricardo Llopiz “Notas de Hormigón Armado I y II”, Universidad Nacional del Cuyo, Facultad de Ingeniería, Mendoza, Argentina 2008.

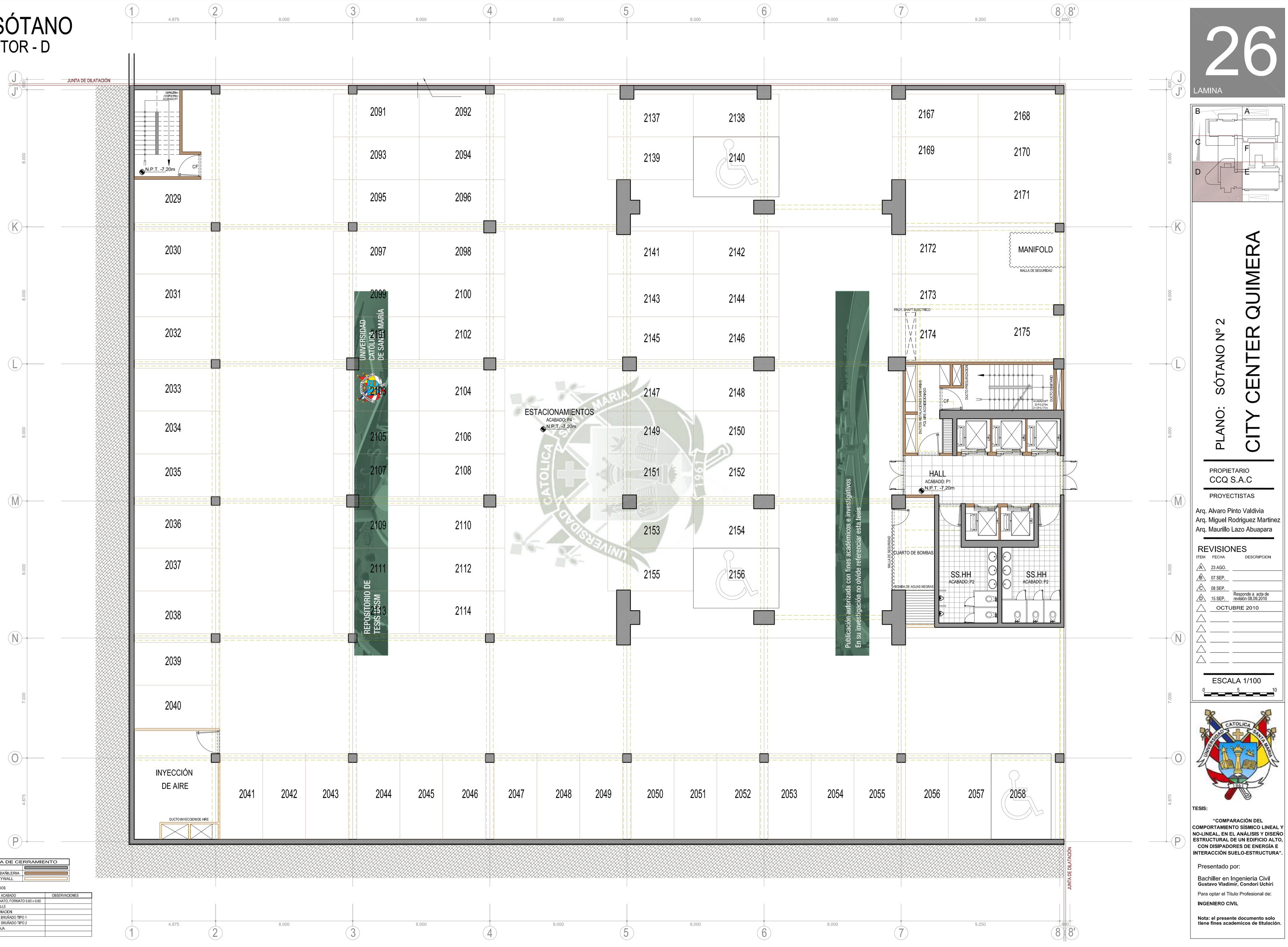
- Jorge Segura Franco “Estructuras de Concreto I”, Universidad Nacional del Colombia, Facultad de Ingeniería, Bogotá, Colombia 2011.

- P.C. Varghese “Design of Reinforced Concrete Foundations”, Indian Institute of Technology Mandras, Editorial PHI Learning, New Delhi, India 2010.

ANEXOS.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

2º SÓTANO
SECTOR - D



LEYENDA DE CERRAMIENTO	
ESTRUCTURA	
TABIQUE DE ALBAÑILERIA	
TABIQUE DE DRYWALL	

CUADRO DE ACABADOS

TIPO	ACABADO	OBSERVACIONES
P1	PORCELANATO, FORMATO 0.60 x 0.60	
P2	VER DETALLE	
P3	SIN TERMINACION	
P4	CEMENTO BRUÑADO TIPO 1	
P5	CEMENTO BRUÑADO TIPO 2	
P6	PIEDRA LAJA	
P7	TERRAZO	

26
LAMINA

PLANO: SÓTANO Nº 2

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO
CCQ S.A.C

PROYECTISTAS

Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodriguez Martinez
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
A	23 AGO..	
B	07 SEP..	
C	08 SEP..	Responde a acta de revisión 08.09.2010
D	15 SEP..	
	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/100

0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

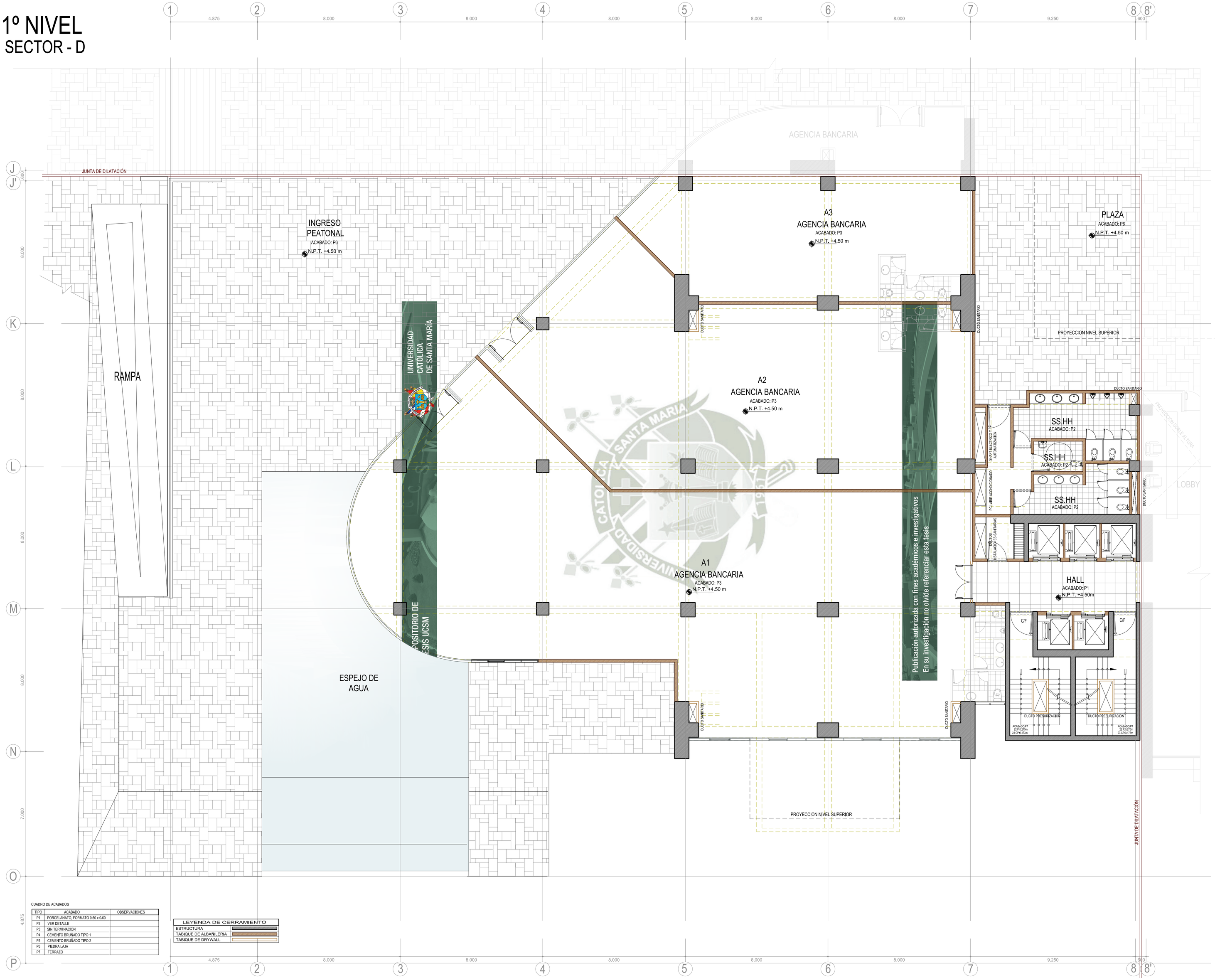
Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

1º NIVEL
SECTOR - D



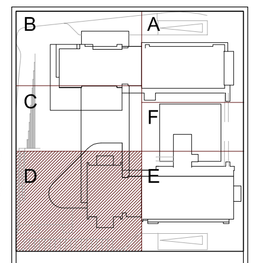
CUADRO DE ACABADOS

TIPO	ACABADO	OBSERVACIONES
P1	PORCELANATO, FORMATO 0.60 x 0.60	
P2	VER DETALLE	
P3	SIN TERMINACION	
P4	CEMENTO BRUÑADO TIPO 1	
P5	CEMENTO BRUÑADO TIPO 2	
P6	PIEDRA LAJA	
P7	TERRAZO	

LEYENDA DE CERRAMIENTO

ESTRUCTURA	
TABIQUE DE ALBAÑILERIA	
TABIQUE DE DRYWALL	

45
LAMINA



PLANO: 1º NIVEL

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO
CCQ S.A.C

PROYECTISTAS

Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodriguez Martinez
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
A	23 AGO.	
B	07 SEP.	
C	08 SEP.	
D	15 SEP.	Responde a acta de revisión 08.09.2010
	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/100
0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

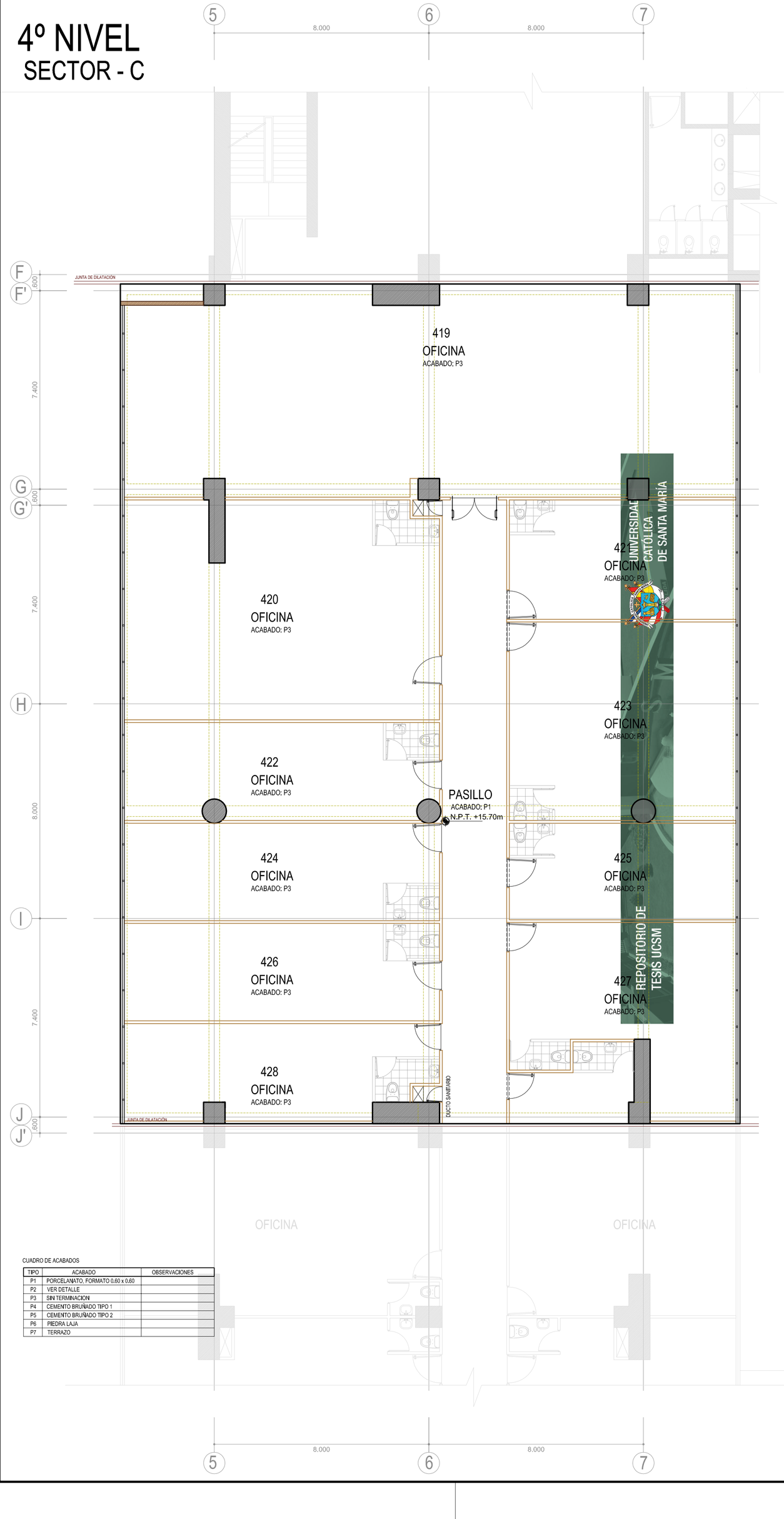
Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Titulo Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

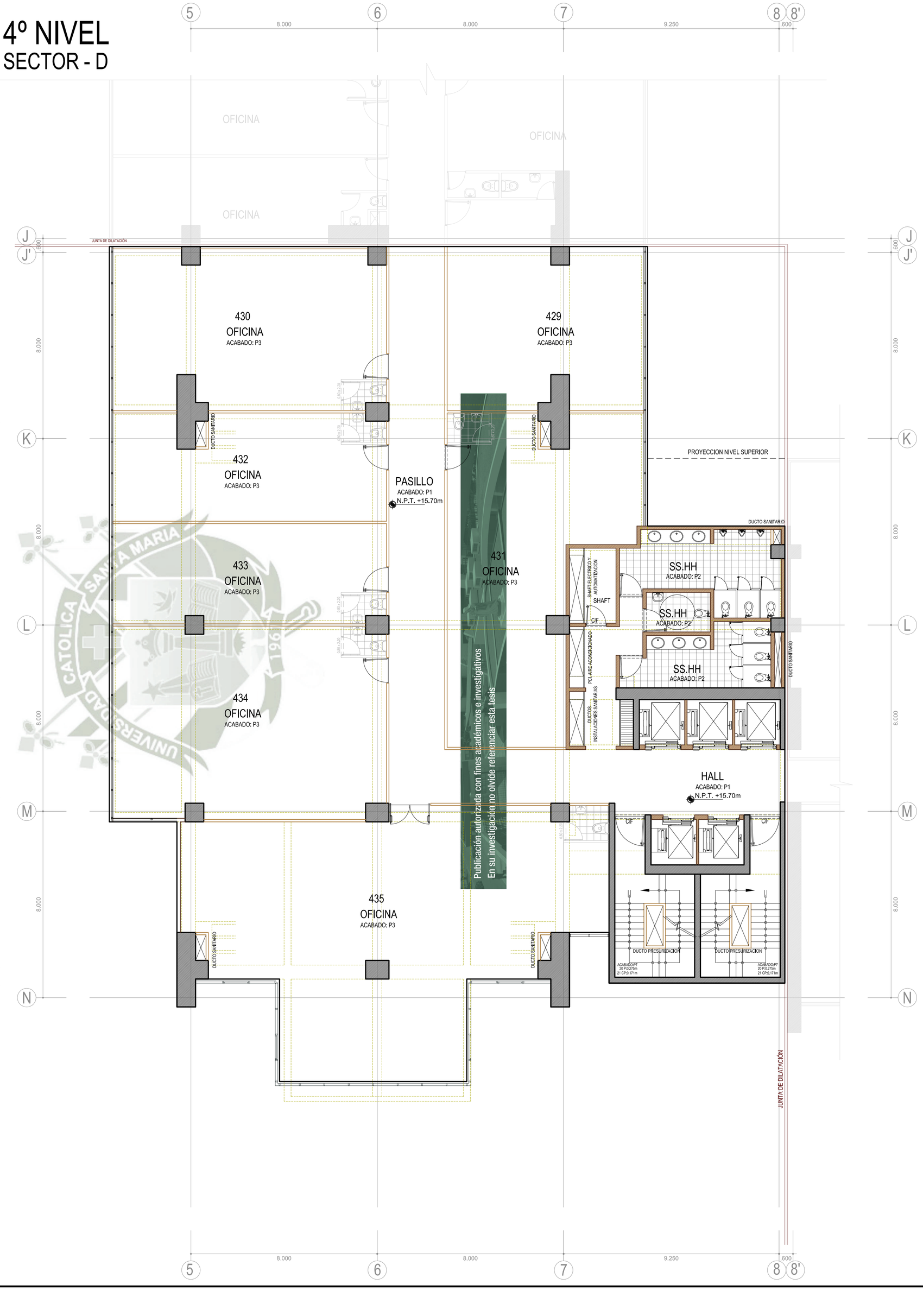
4º NIVEL
SECTOR - C



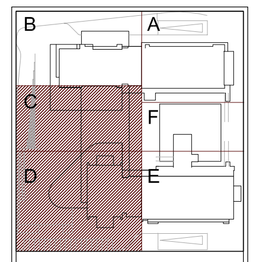
CUADRO DE ACABADOS

TIPO	ACABADO	OBSERVACIONES
P1	PORCELANATO, FORMATO 0.60 x 0.60	
P2	VER DETALLE	
P3	SIN TERMINACION	
P4	CEMENTO BRUÑADO TIPO 1	
P5	CEMENTO BRUÑADO TIPO 2	
P6	PIEDRA LAJA	
P7	TERRAZO	

4º NIVEL
SECTOR - D



58
LAMINA



PLANO: 4º NIVEL

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO
CCQ S.A.C

PROYECTISTAS

Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodriguez Martinez
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
A	23 AGO.	
B	07 SEP.	
C	08 SEP.	Responde a acta de revisión 08.09.2010
D	15 SEP.	
	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/100
0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

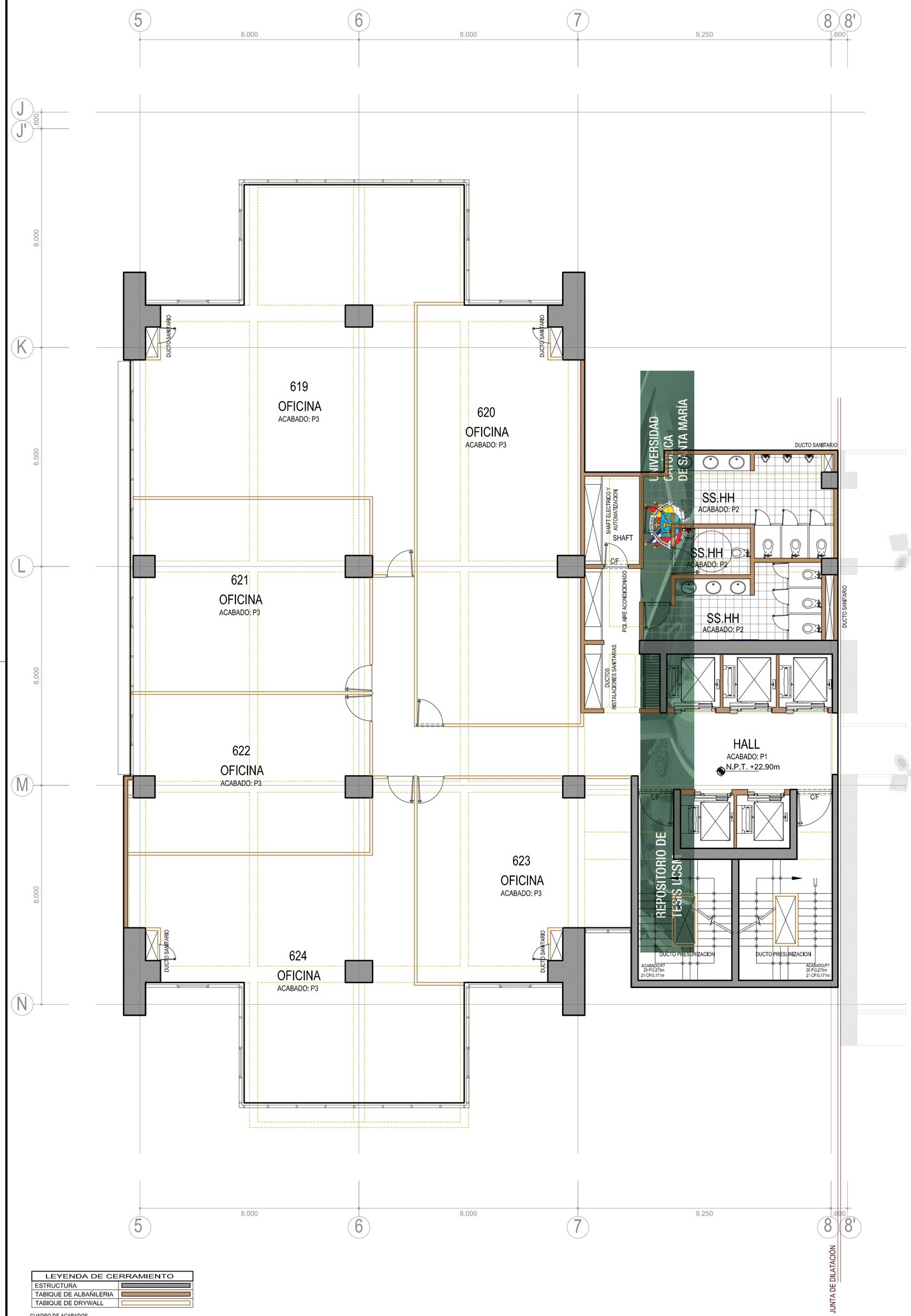
Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

6º NIVEL
SECTOR - D

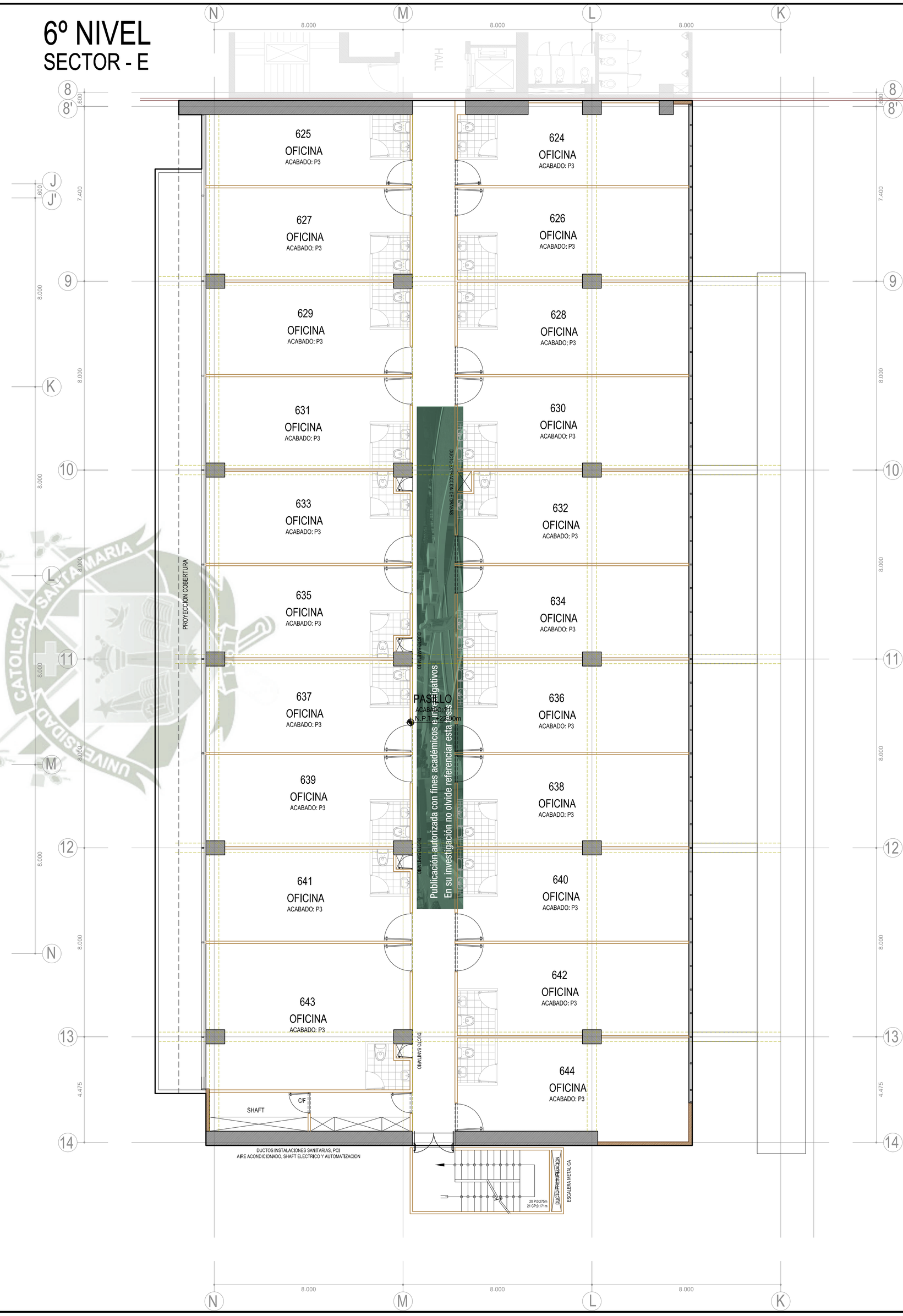


LEYENDA DE CERRAMIENTO	
ESTRUCTURA	
TABIQUE DE ALBAÑILERIA	
TABIQUE DE DRYWALL	

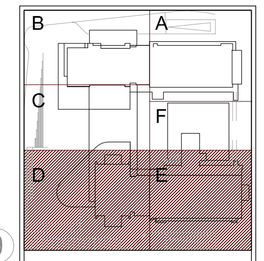
CUADRO DE ACABADOS

TIPO	ACABADO	OBSERVACIONES
P1	PORCELANATO, FORMATO 0.60 x 0.60	
P2	VER DETALLE	
P3	SIN TERMINACION	
P4	CEMENTO BRUÑADO TIPO 1	
P5	CEMENTO BRUÑADO TIPO 2	
P6	PIEDRA LAJA	
P7	TERRAZO	

6º NIVEL
SECTOR - E



64
LAMINA



PLANO: 6º NIVEL

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO
CCQ S.A.C

PROYECTISTAS

Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodriguez Martinez
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
A	23 AGO.	
B	07 SEP.	
C	08 SEP.	
D	15 SEP.	Responde a acta de revisión 08.09.2010
	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/100

0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

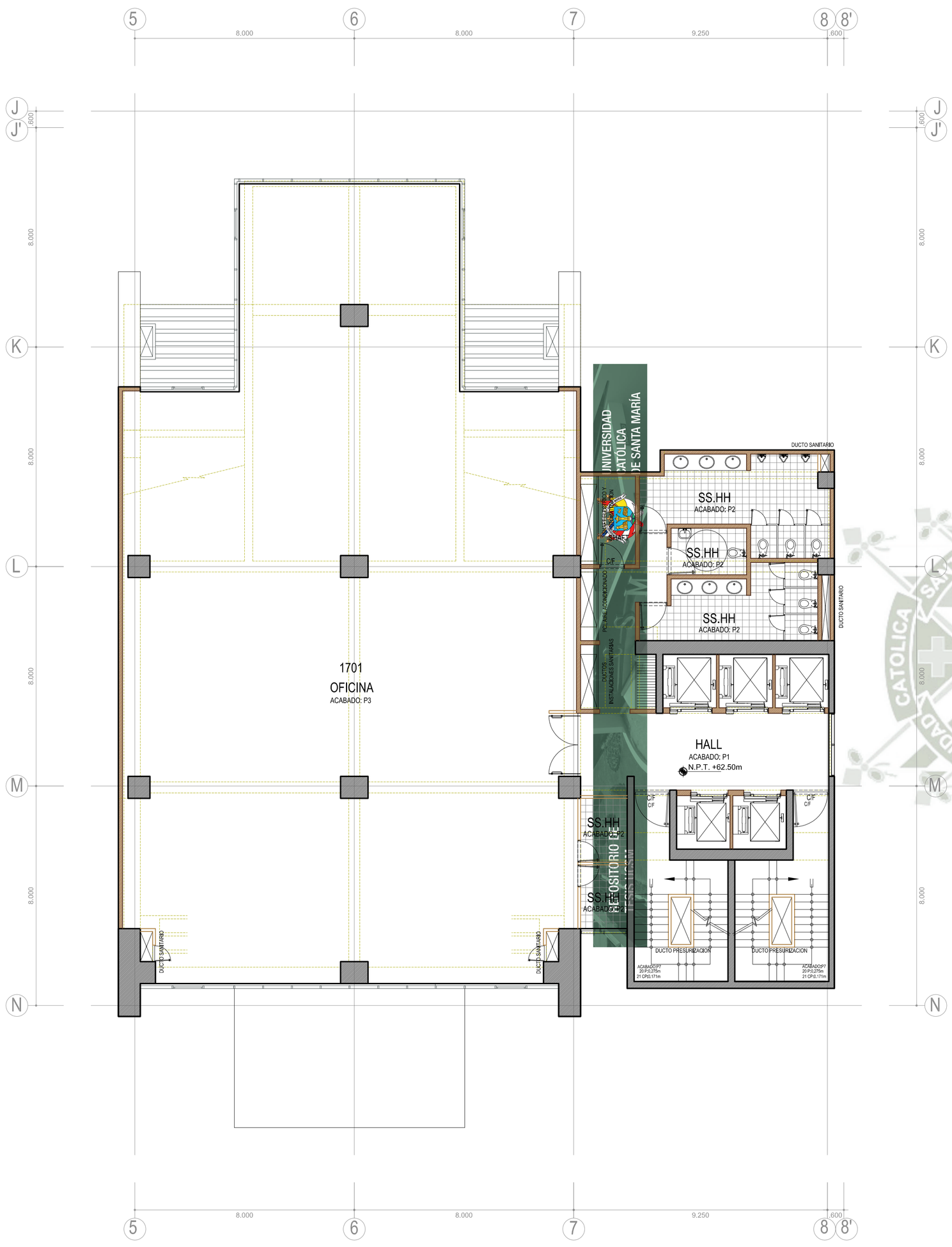
Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Título Profesional de:

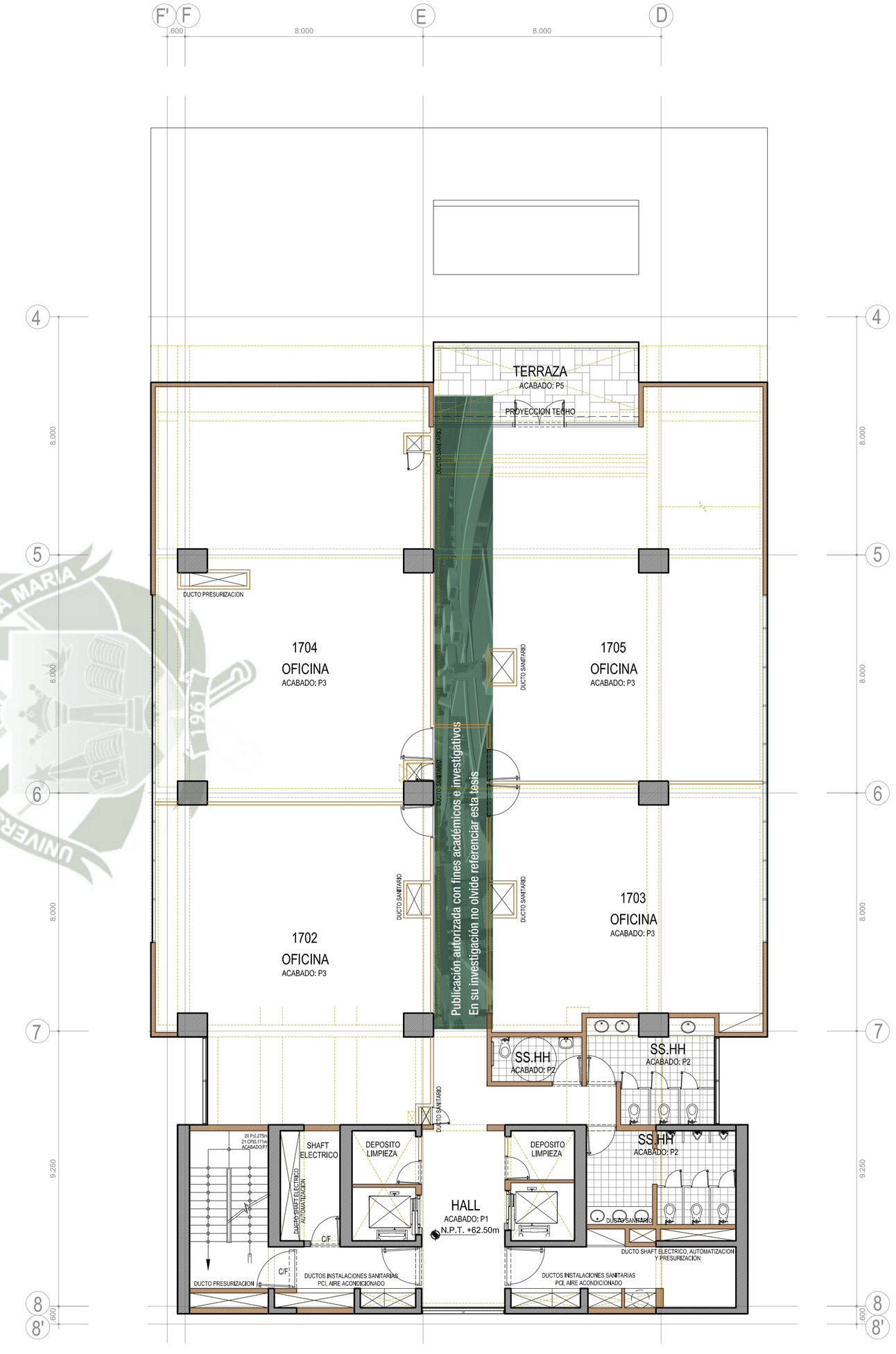
INGENIERO CIVIL

Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

17º NIVEL
SECTOR - D



17º NIVEL
SECTOR - B

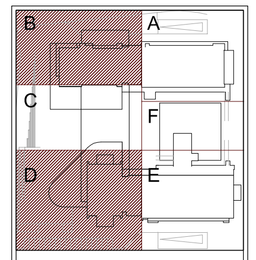


LEYENDA DE CERRAMIENTO	
ESTRUCTURA	
TABIQUE DE ALBAÑILERIA	
TABIQUE DE DRYWALL	

CUADRO DE ACABADOS

TIPO	ACABADO	OBSERVACIONES
P1	PORCELANATO, FORMATO 0.60 x 0.60	
P2	VER DETALLE	
P3	SIN TERMINACION	
P4	CEMENTO BRUÑADO TIPO 1	
P5	CEMENTO BRUÑADO TIPO 2	
P6	PIEDRA LAJA	
P7	TERRAZO	

76
LAMINA



PLANO: 17º NIVEL

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO
CCQ S.A.C

PROYECTISTAS

Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodriguez Martinez
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
A	23 AGO.	
B	07 SEP.	
C	08 SEP.	Responde a acta de revisión 08.09.2010
D	15 SEP.	
	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/100
0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Titulo Profesional de:

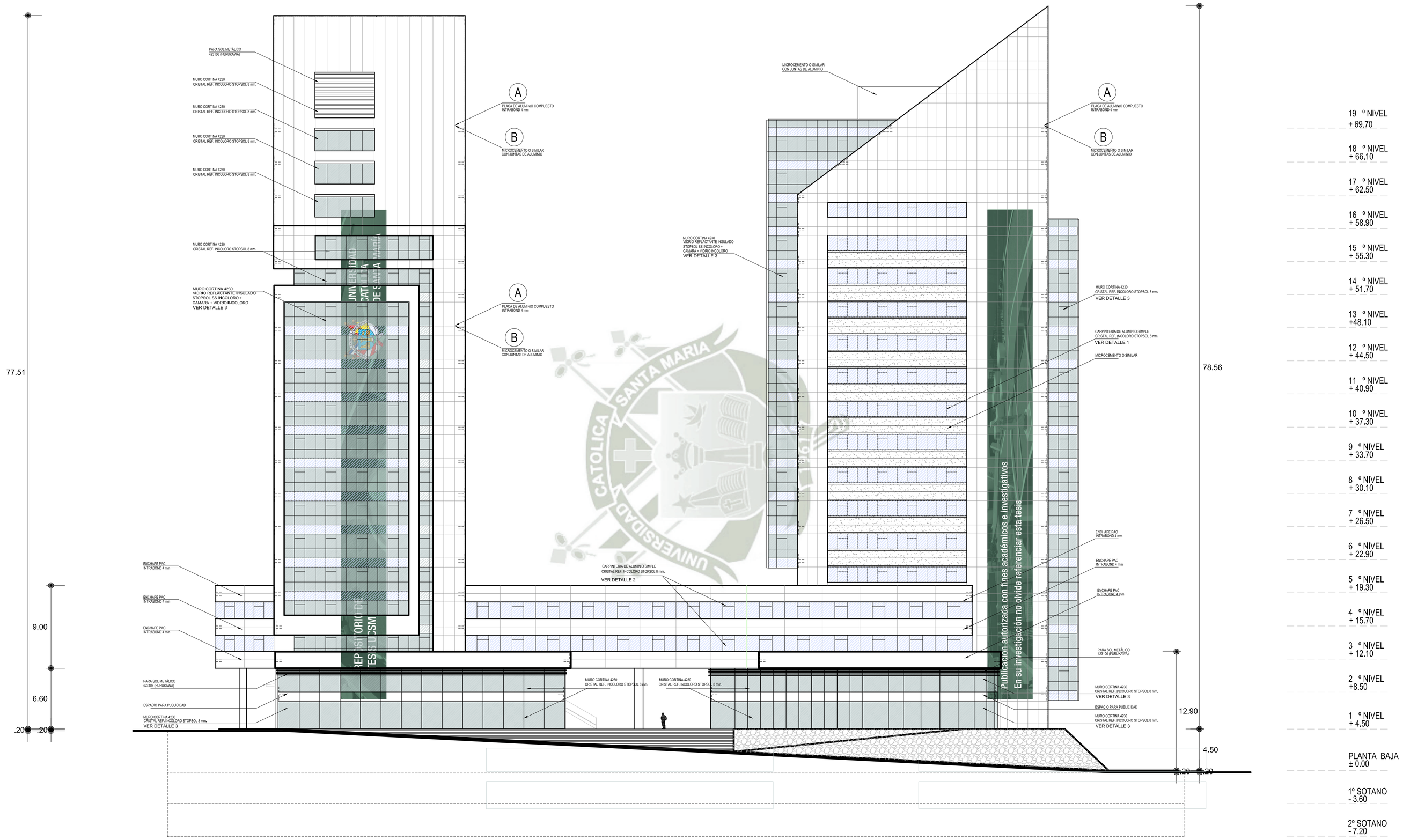
INGENIERO CIVIL

Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

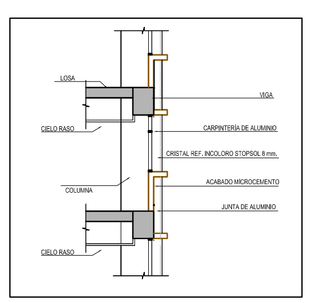
ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA 1/250

0 5 10

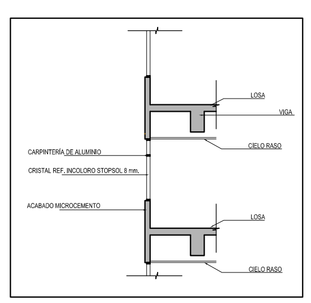


19 ° NIVEL + 69.70
18 ° NIVEL + 66.10
17 ° NIVEL + 62.50
16 ° NIVEL + 58.90
15 ° NIVEL + 55.30
14 ° NIVEL + 51.70
13 ° NIVEL +48.10
12 ° NIVEL + 44.50
11 ° NIVEL + 40.90
10 ° NIVEL + 37.30
9 ° NIVEL + 33.70
8 ° NIVEL + 30.10
7 ° NIVEL + 26.50
6 ° NIVEL + 22.90
5 ° NIVEL + 19.30
4 ° NIVEL + 15.70
3 ° NIVEL + 12.10
2 ° NIVEL +8.50
1 ° NIVEL + 4.50
PLANTA BAJA ± 0.00
1º SOTANO - 3.60
2º SOTANO - 7.20
3º SOTANO



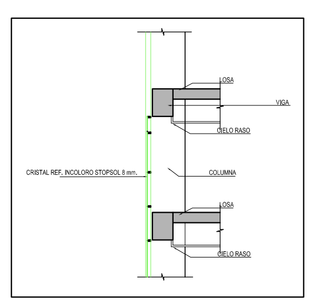
CARPINTERIA DE ALUMINIO SIMPLE
CRISTAL REF. INCOLORO STOPSOL 8 mm.

DETALLE 1
ESCALA 1/125



CARPINTERIA DE ALUMINIO SIMPLE
CRISTAL REF. INCOLORO STOPSOL 8 mm.

DETALLE 2
ESCALA 1/125



MURO CORTINA 4230
CRISTAL REF. INCOLORO STOPSOL 8 mm.

DETALLE 3
ESCALA 1/125

79
LAMINA

PLANO: ELEVACIÓN FRONTAL

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO
CCQ S.A.C

PROYECTISTAS
Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodríguez Martines
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
A	07 SET.	
B	09 SET.	
C	15 SET.	
	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/250

0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Título Profesional de:

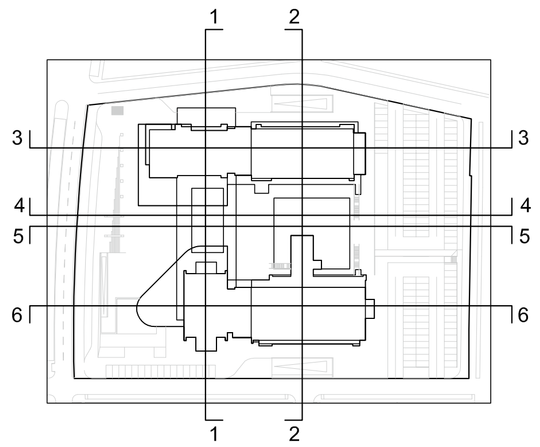
INGENIERO CIVIL

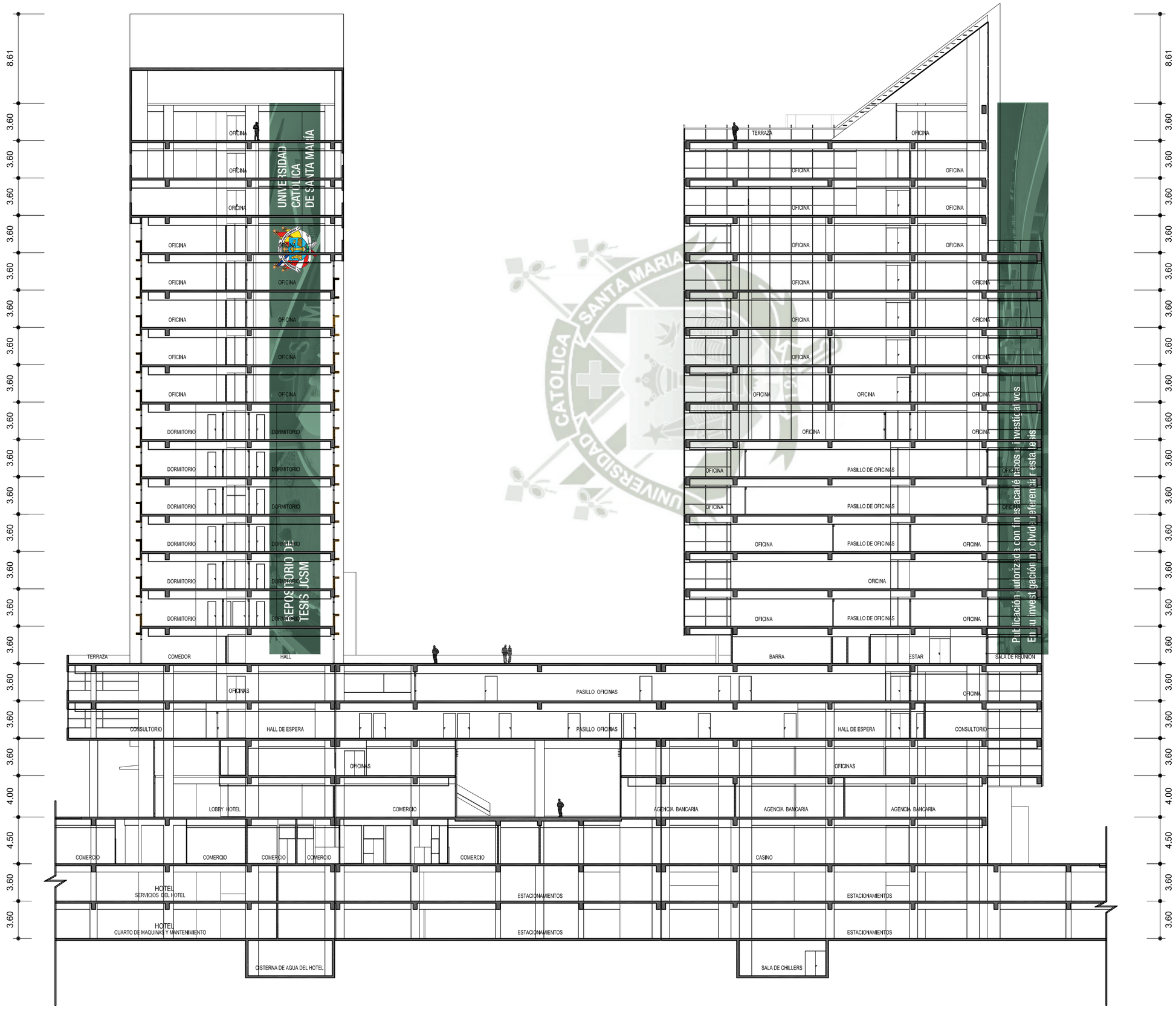
Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

SECCIÓN 01

ESCALA 1/250

0 5 10





19 ° NIVEL + 69.70

18 ° NIVEL + 66.10

17 ° NIVEL + 62.50

16 ° NIVEL + 58.90

15 ° NIVEL + 55.30

14 ° NIVEL + 51.70

13 ° NIVEL +48.10

12 ° NIVEL + 44.50

11 ° NIVEL + 40.90

10 ° NIVEL + 37.30

9 ° NIVEL + 33.70

8 ° NIVEL + 30.10

7 ° NIVEL + 26.50

6 ° NIVEL + 22.90

5 ° NIVEL + 19.30

4 ° NIVEL + 15.70

3 ° NIVEL + 12.10

2 ° NIVEL +8.50

1 ° NIVEL + 4.50

PLANTA BAJA ± 0.00

1º SOTANO - 3.60

2º SOTANO - 7.20

3º SOTANO

82

LAMINA

PLANO: SECCIÓN 01

CITY CENTER QUIMERA

PROPIETARIO

CCQ S.A.C

PROYECTISTAS

Arq. Alvaro Pinto Valdivia
Arq. Miguel Rodríguez Martines
Arq. Maurillo Lazo Abuapara

REVISIONES

ITEM	FECHA	DESCRIPCION
1	07 SET.	
2	09 SET.	
3	15 SET.	
4	OCTUBRE 2010	

ESCALA 1/250

0 5 10

TESIS:

"COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA".

Presentado por:

Bachiller en Ingeniería Civil
Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Nota: el presente documento solo tiene fines academicos de titulación.

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

TESIS : COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

ESCALA : 1/100

PLANO : ESTRUCTURAS.DISEÑO EN CONCRETO ARMADO
CIMENTACION TORRE 01

LAMINA : E1

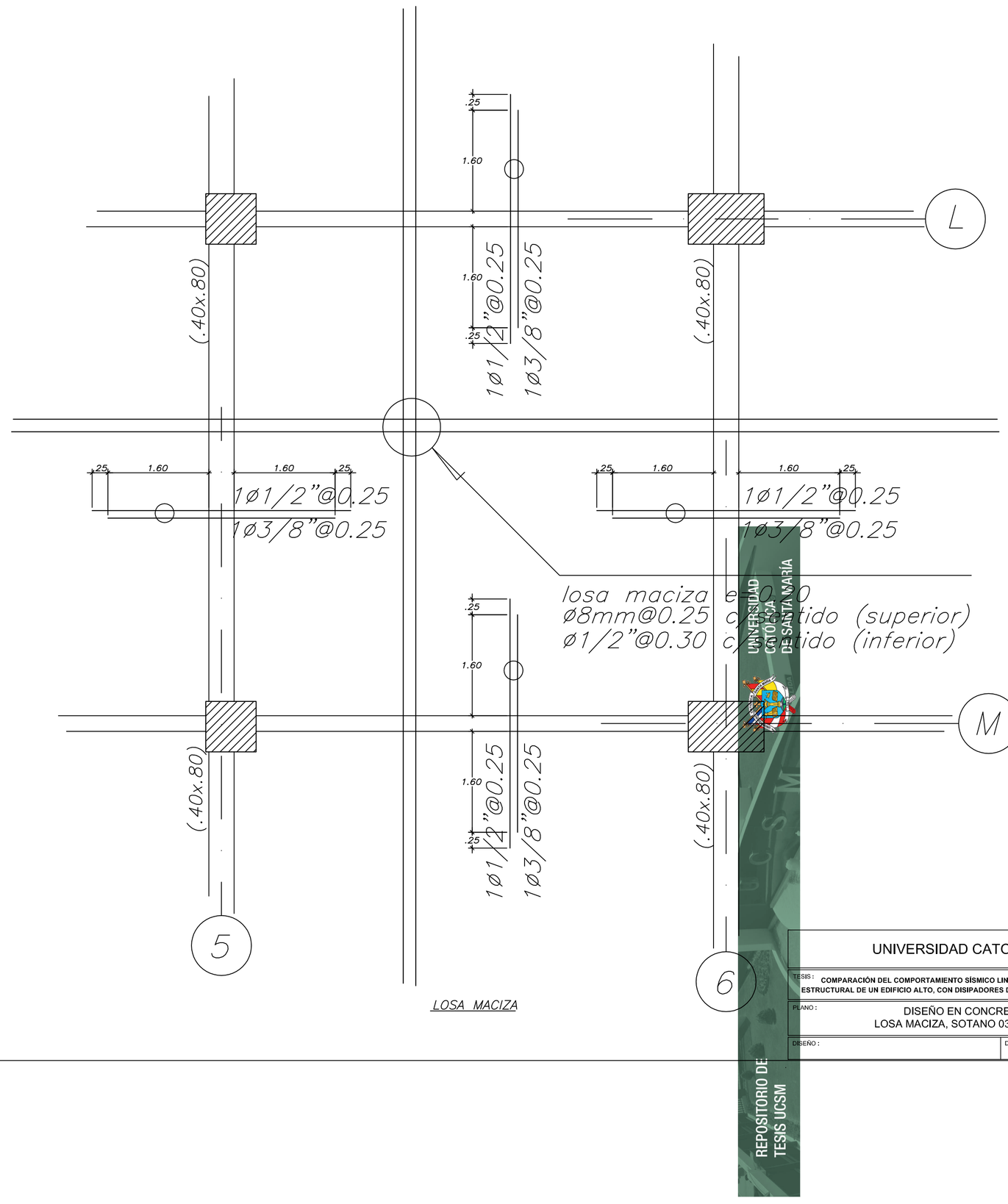
DISEÑO : | DIBUJO : GUSTAVO C.U. | FECHA : OCTUBRE 2014

CIMENTACIONES SOTANO 03

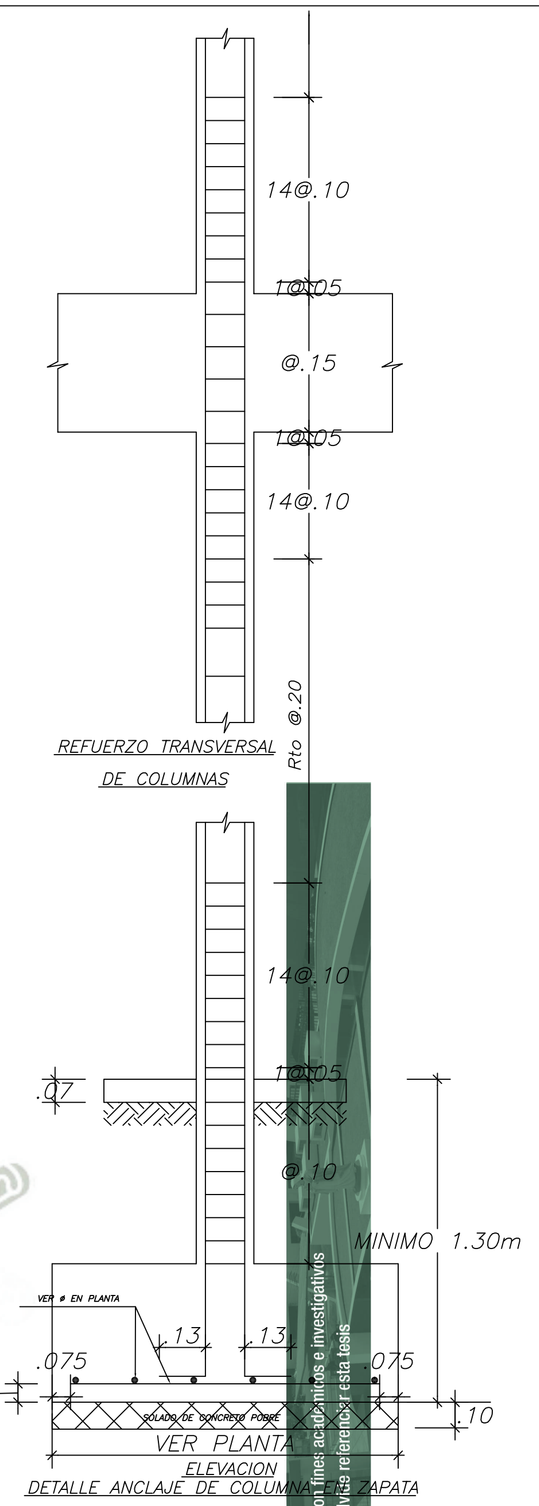
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

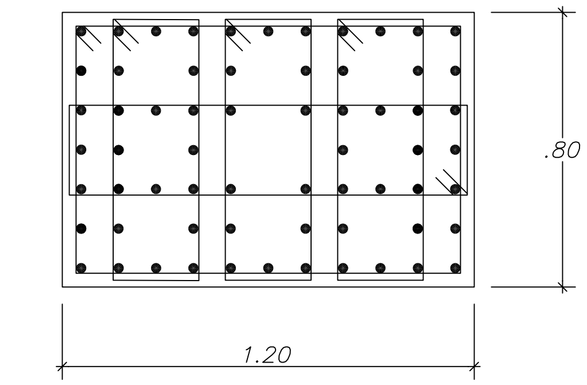


LOSA MACIZA



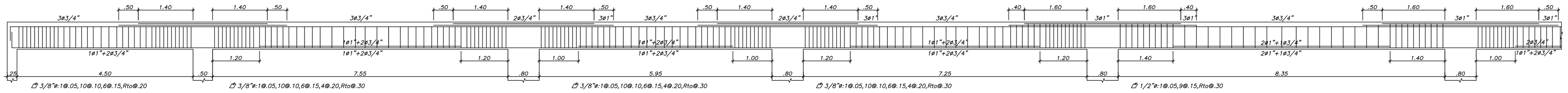
REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

DETALLE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA

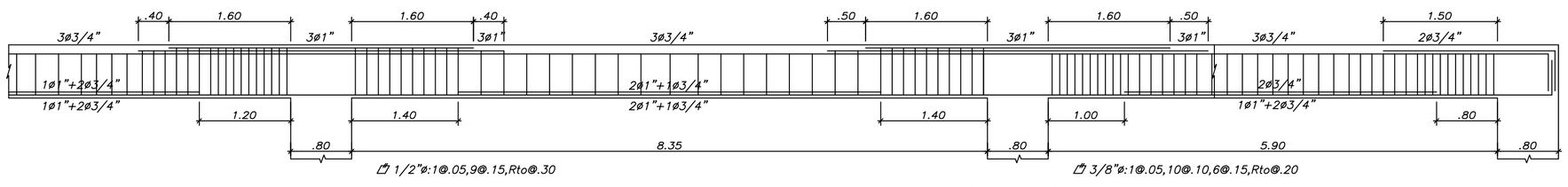


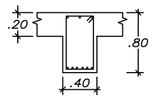
.80x1.20
60 varillas ø13/8"
5 Estribos ø1/2":14@.10m:Resto@.20m

COLUMNA C26 EJES 6-L
SOTANO 03, NIVEL NPT -8.1m



VIGA EJE 6 SOTANO 03 (.40x.80)





VIGA EJE 6 SOTANO 03 (.40x.80)

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA
REPOSITORIO DE TESIS UCSM
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

TESIS : COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		ESCALA : 1/50
PLANO : DISEÑO EN CONCRETO ARMADO LOSA MACIZA, SOTANO 03, NPT -8.10m (Tipica)		LAMINA : **E3**
DISEÑO :	DIBUJO : GUSTAVO C.U.	FECHA : OCTUBRE 2014

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

TESIS : COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		ESCALA : 1/25
PLANO : DISEÑO EN CONCRETO ARMADO COLUMNA, SOTANO 03, EJES 6-L, NPT -11.70m		LAMINA : **E2**
DISEÑO :	DIBUJO : GUSTAVO C.U.	FECHA : OCTUBRE 2014

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

TESIS : COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO-LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		ESCALA : 1/50
PLANO : VIGA, EJE 6, SOTANO 03		LAMINA : **E4**
DISEÑO :	DIBUJO : GUSTAVO C.U.	FECHA : OCTUBRE 2014