

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**PROYECTO DE INVESTIGACIÓN ESTRUCTURADO DE MANERA
INDEPENDIENTE PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES POR EFECTOS DE
CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE FUNDACIÓN, SEGÚN LA
METODOLOGÍA PROPUESTA POR LA NORMA ECUATORIANA DE
LA CONSTRUCCIÓN.”**

AUTORA: GABRIELA ALEXANDRA MOYA ANDINO

AMBATO – ECUADOR

2015

APROBACIÓN DEL TUTOR

En calidad de tutor del trabajo de investigación sobre el tema: “ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES POR EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE FUNDACIÓN, SEGÚN LA METODOLOGÍA PROPUESTA POR LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN”, de la egresada Gabriela Alexandra Moya Andino, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Ambato, 11 de Marzo de 2015.

Patricio M. Vasco L., Ing. Civil
TUTOR DE TESIS

AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: “ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES POR EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE FUNDACIÓN, SEGÚN LA METODOLOGÍA PROPUESTA POR LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN”, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuestas son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autora de este trabajo de grado.

Ambato, 11 de Marzo de 2015.

Gabriela Alexandra Moya Andino

AUTORA

DEDICATORIA

Con todo mi amor y mi cariño para las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre mi corazón amados Papi y Mami.

A mi amado esposo que con su apoyo constante y amor incondicional ha sido el impulso durante mi carrera.

A mi preciosa hija Dannita para quien ningún sacrificio es suficiente, que con su llegada ha iluminado mi vida y hace mi camino cada día más claro.

Gabriela Alexandra Moya Andino.

AGRADECIMIENTO

A Dios y la Virgen Santísima por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi vida estudiantil y permitirme cumplir una meta más en mi vida.

Mi más profundo agradecimiento a mis padres por apoyarme en todo momento, por los valores que me han inculcado, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida. Sobre todo por ser un excelente ejemplo de vida a seguir.

A mis hermanos por ser parte importante de mi vida y representar la unidad familiar. A Paúl, Adriana y Jair por llenar mi vida de cariño, alegrías, y apoyarme cuando más lo he necesitado.

A mi esposo Willian y mi hija Dannita quienes son mi fortaleza y esperanza para salir adelante, me han brindado su comprensión y están a mi lado en todo momento.

A mis tías, tíos, primos, primas y todos mis familiares que siempre estuvieron listos para brindarme su ayuda incondicional.

Un agradecimiento especial al Ing. Patricio Vasco, tutor de mi tesis, por la orientación y ayuda que me brindó en la elaboración de la tesis, por su apoyo y amistad para que no abandone mi propósito; de igual manera a todos mis maestros quienes me formaron con sabiduría en esta encantadora carrera.

Gracias a todos ellos y a todas las personas que siempre estuvieron presentes para que cumpliera mi objetivo, sin su ayuda no hubiera sido posible.

Gabriela Alexandra Moya Andino.

RESUMEN EJECUTIVO

Tema: “ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES POR EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE FUNDACIÓN, SEGÚN LA METODOLOGÍA PROPUESTA POR LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.”

En la presente investigación se realizó el análisis de un edificio de cinco pisos de hormigón armado, utilizando programas computacionales especializados tanto para el análisis de la estructura como para el de la cimentación.

Basados en la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, definimos los cuatro perfiles de suelo en los que realizaremos el diseño de las cimentaciones ante las solicitaciones de éstos. La precisión del modelo de cálculo así generado va a depender del ajuste entre el comportamiento del terreno real y el representado por el modelo mediante la utilización del coeficiente de balasto. Este coeficiente permite obtener los asentamientos ante solicitaciones de una fundación deformable en un típico problema de interacción suelo estructura, los cuales deben estar dentro de los límites permisibles que especifica la norma.

Como resultado obtenemos diferentes tipos de cimentaciones acorde a los requerimientos de los suelos de fundación, con ello establecemos un prototipo de diseños característicos de cada suelo.

INTRODUCCIÓN

En el Capítulo 1 se formula el problema en el que se analizan los efectos de consolidación del suelo, para poder proyectar adecuadamente el diseño de la cimentación de una estructura, debido a que pueden presentarse asentamientos provocando comúnmente agrietamientos en paredes, columnas y vigas. En algunos casos los asentamientos pueden ser tan críticos que provocan inestabilidad en la estructura.

En el Capítulo 2 se recopila información referente al tema de la investigación, sobre antecedentes investigativos, clasificación y propiedades de los suelos, consolidación unidimensional del suelo, tipos de asentamientos, asentamientos tolerables, conceptos básicos de mecanismos y patrones de falla; es decir el fundamento teórico que sirvió como base para la realización de la propuesta.

En el Capítulo 3 se presenta la modalidad básica, el nivel y tipo de investigación que se realizó, la determinación de la población y muestra, así como la operacionalización de variables.

El Capítulo 4 describe los datos, resultados e interpretaciones de las encuestas aplicadas a los estudiantes en la FICM de la UTA.

En Capítulo 5 se incluyen las conclusiones a las que llevó la investigación y recomendaciones consecuentes.

Finalmente en el Capítulo 6 se formula la propuesta basada en la metodología expuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Definimos los cuatro perfiles de suelo en los que realizaremos el diseño de las cimentaciones ante las solicitudes de éstos. Como resultado obtenemos diferentes tipos de cimentaciones acorde a los requerimientos de los suelos de fundación, con ello establecemos un prototipo de diseños característicos de cada suelo.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

A) HOJAS PRELIMINARES

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
RESUMEN EJECUTIVO	vi
INTRODUCCIÓN	vii

B) TEXTO

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA	1
1.1 TEMA	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1 Contextualización	1
1.2.2 Análisis crítico	3
1.2.3 Prognosis	3
1.2.4 Formulación del problema.....	4
1.2.5 Preguntas directrices	4
1.2.6 Delimitación	4
1.2.6.1 Delimitación de contenido	4
1.2.6.2 Delimitación temporal.....	5
1.2.6.3 Delimitación espacial	5
1.3 JUSTIFICACIÓN	5
1.4 OBJETIVOS	6
1.4.1 Objetivo General.....	6
1.4.2 Objetivos Específicos	6

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	7
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA	8
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL	8
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	8
2.4.1 Supraordinación de Variable	8
2.4.2 Definiciones.....	9
2.4.2.1 Definición de suelo.....	9
2.4.2.2 Clasificación de suelos	9
2.4.2.3 Clasificación de suelos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. 12	
2.4.2.3.1 Suelos no cohesivos o granulares	12
2.4.2.3.2 Suelos cohesivos o finos.....	13
2.4.2.4 Propiedades de los suelos	13
2.4.2.5 Relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo.....	13
2.4.2.6 Cimentaciones	16
2.4.2.7 Tipos de cimentación	16
2.4.2.7.1 Cimentaciones superficiales	17
2.4.2.7.2 Cimentaciones profundas	20
2.4.2.8 Consolidación unidimensional de suelos	21
2.4.2.9 Causas de los asentamientos	25
2.4.2.10 Tipos de asentamientos.....	29
2.4.2.10.1 Asentamientos Totales.....	29
2.4.2.10.2 Asentamientos diferenciales	30
2.4.2.11 Comportamiento estructural de un muro de mampostería confinado ante desplazamientos diferenciales.....	33
2.4.2.11.1 Mecanismos y patrones de falla.....	33
2.4.2.12 Idealización estructural.....	40
2.4.2.13 Edificaciones de uno o dos niveles.....	40
2.4.2.14 Requerimientos de diseño y construcción	44
2.5 HIPÓTESIS	46

2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES	46
2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE.....	46
2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE.....	46

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	47
3.1 ENFOQUE.....	47
3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	47
3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	48
3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA	48
3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	49
3.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE.....	49
3.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE.....	50
3.6 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	51
3.7 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	52

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	53
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	53
4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS	58
4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	58

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	62
5.1 CONCLUSIONES.....	62
5.2 RECOMENDACIONES	63

CAPÍTULO VI

PROPUESTA.....	64
----------------	----

6.1	DATOS INFORMATIVOS.....	64
6.2	ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA.....	65
6.3	JUSTIFICACIÓN	66
6.4	OBJETIVOS	66
6.4.1	Objetivo general.....	66
6.4.2	Objetivos específicos	67
6.5	ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD.....	67
6.6	FUNDAMENTACIÓN	67
6.6.1	Conceptos básicos de consolidación.....	67
6.6.2	Analogía mecánica de Terzaghi.....	69
6.6.3	Teoría de Terzaghi para la consolidación vertical	72
6.6.4	Asentamientos en fundaciones superficiales	74
6.6.4.1	Asentamiento Inmediato	75
6.6.4.2	Asentamiento por Consolidación Primaria	75
6.6.4.3	Asentamientos por Consolidación Secundaria	76
6.6.5	Asentamientos según tipo de suelo.....	76
6.6.6	Asentamientos admisibles	76
6.6.7	Definición de Asentamientos.....	77
6.6.7.1	Asentamientos diferenciales. Distorsión angular	77
6.6.8	Criterios de Asentamientos Tolerables	79
6.6.9	Módulo de balasto.....	81
6.7	METODOLOGÍA.....	82
6.7.1	Datos generales de diseño.....	82
6.7.2	Arquitectura del edificio	83
6.7.3	Predimensionamiento y cuantificación de cargas.....	85
6.7.3.1	Carga muerta (CM)	85
6.7.3.2	Carga viva (CV)	85
6.7.3.3	Cargas sísmicas	86
6.7.3.4	Prediseño de elementos	86
6.7.3.4.1	Prediseño de vigas	86
6.7.3.4.2	Prediseño de columnas	87
6.7.3.4.3	Prediseño de losa	89

6.7.3.5 Cuantificación de cargas	90
6.7.3.5.1 Carga muerta de losa	90
6.7.3.5.2 Carga muerta de acabados	90
6.7.3.5.3 Carga muerta de paredes.....	91
6.7.4 Preparación de pesos por planta	93
6.7.5 Cortante basal de diseño	95
6.7.6 Período de Vibración T.....	96
6.7.7 Espectro de diseño	97
6.7.7.1 Selección del espectro de diseño	105
6.7.8 Carga de sismo.....	117
6.7.8.1 Fuerzas horizontales	117
6.7.9 Corte sísmico por torsión.....	119
6.7.10 Modelación de la estructura	123
6.7.10.1 Malla base.....	124
6.7.10.2 Definición de materiales	126
6.7.10.3 Definición de secciones	128
6.7.10.4 Trazado de la edificación.....	131
6.7.10.5 Definición de cargas	135
6.7.10.6 Asignación de cargas	136
6.7.10.7 Combinaciones de carga.....	137
6.7.10.8 Definición de la masa de la estructura.....	139
6.7.10.9 Espectro de respuesta.....	140
6.7.10.9.1 Casos espectro de respuesta.....	141
6.7.11 Análisis y verificación de resultados.....	142
6.7.11.1 Características de deformación de los elementos resistentes	142
6.7.11.2 Efectos P- Δ	145
6.7.11.3 Derivas Máximas	148
6.7.12 Clasificación del suelo	150
6.7.12.1 Capacidad portante del suelo	151
6.7.12.2 Determinación de la capacidad portante del suelo	154
6.7.13 Predimensionamiento de cimientos.....	154
6.7.13.1 Prediseño de zapatas aisladas - Perfil B	157

6.7.13.1.1 Carga de servicio	157
6.7.13.1.2 Determinación de secciones de plintos.....	160
6.7.13.2 Prediseño de zapatas corridas – Perfil C.	163
6.7.13.3 Prediseño de losa de cimentación – Perfil D.	165
6.7.13.4 Prediseño de pilotes – Perfil E.....	167
6.7.14 Obtención del coeficiente de balasto.....	172
6.7.14.1 Coeficiente de balasto para cimentaciones superficiales.....	172
6.7.14.2 Coeficiente de balasto para cimentaciones profundas.	173
6.7.14.3 Rigidez de los resortes	174
6.7.15 Modelación de cimentaciones	179
6.7.15.1 Exportación de la estructura	179
6.7.15.2 Importación del archivo.....	181
6.7.15.3 Definición de materiales	183
6.7.15.4 Definición de secciones	183
6.7.15.5 Definición de las propiedades del suelo	184
6.7.15.6 Definición de combinaciones de carga.....	185
6.7.15.7 Esquema de las cimentaciones	186
6.7.15.7.1 Cimentaciones superficiales	186
6.7.16 Verificación de resultados.....	222
6.7.16.1 Presión de las zapatas	222
6.7.16.2 Punzonamiento	227
6.7.16.3 Deformaciones en las cimentaciones.....	230
6.7.16.4 Representación de deformaciones en las cimentaciones.....	235
6.7.16.5 Resultados de asentamientos.	242
6.7.17 Chequeos de estabilidad estructural	252
6.7.17.1 Asentamiento tolerable	252
6.7.17.2 Asentamiento diferencial.....	254
6.7.17.3 Distorsión angular	277
6.7.18 Comportamiento sísmico del suelo	298
6.7.18.1 Efectos de sitio	298
6.7.18.2 Acelerogramas	300
6.7.18.3 Ingreso de acelerogramas	305

6.7.18.4	Desplazamientos.....	309
6.7.18.5	Derivas de piso	313
6.7.18.6	Desplazamientos de la edificación	321
6.8	ADMINISTRACIÓN	325
6.9	PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN.....	325

C) MATERIALES DE REFERENCIA

BIBLIOGRAFÍA.....	326
ANEXOS.....	329

ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Carta de plasticidad del SUCS.....	10
Figura 2. Fases del suelo	15
Figura 3. Plintos aislados	17
Figura 4. Zapatas corridas	18
Figura 5. Zapatas combinadas.....	18
Figura 6. Vigas de cimentación.....	19
Figura 7. Losas de cimentación.....	19
Figura 8. Pilotes.	20
Figura 9. Caissons.	21
Figura 10. Esquema ilustrativo - Capilla de Suurhusen, Alemania - Torre de Pisa, Italia.....	22
Figura 11. Proceso de consolidación.....	23
Figura 12. Variación del volumen durante la consolidación. Volumen vs Carga y Volumen vs Tiempo.....	23
Figura 13. Representación esquemática de las fuerzas de contacto entre dos partículas adyacentes de suelo	25
Figura 14. Asentamiento en los extremos de la cimentación.....	30
Figura 15. Asentamiento cerca del centro de la cimentación	32
Figura 16. Asentamiento en un extremo de la cimentación	32
Figura 17. Asentamiento variable en la cimentación	33
Figura 18. Muro confinado sometido a un asentamiento o a expansión en una de sus esquinas.....	35
Figura 19. Efecto de las aberturas en un muro confinado.....	37
Figura 20. Otros tipos de fallas debidos al asentamiento en las esquinas del muro o a levantamiento del centro de la construcción.	39
Figura 21. Edificación de un nivel bajo efecto de asentamiento.....	41
Figura 22. Edificación de dos niveles bajo efectos de un asentamiento o expansión en el centro	42

Figura 23. Esquema del pistón.....	70
Figura 24. Esquema de batería de pitones. Diagrama de presiones.....	71
Figura 25. Esquema del depósito del suelo.....	73
Figura 26. Principio de continuidad.....	74
Figura 27. Asentamientos diferenciales, distorsión angular.....	78
Figura 28. Arquitectura del Edificio.....	84
Figura 29. Área cooperante de columnas.....	88
Figura 30. Tablero de losa en análisis.....	89
Figura 31. Corte tipo losa alivianada.....	90
Figura 32. Paredes tipo.....	91
Figura 33. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	97
Figura 34. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo A.....	100
Figura 35. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo B.....	101
Figura 36. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo C.....	102
Figura 37. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo D.....	103
Figura 38. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo E.....	104
Figura 39. Espectros elásticos de diseño por perfil de suelo.....	105
Figura 40. Cortantes basales de diseño por perfil de suelo.....	106
Figura 41. Energía por perfil de suelo.....	107
Figura 42. Aceleración espectral “Sa” por perfil de suelo.....	115
Figura 43. Cortante basal “V” por perfil de suelo.....	116
Figura 44. Área bajo la curva “Energía” por perfil de suelo.....	116
Figura 45. Intensidad de área “I” por perfil de suelo.....	116
Figura 46. Espectro elástico de diseño del edificio.....	117
Figura 47. Ubicación del centro de rigidez y centro de masas en planta.....	121
Figura 48. Modelo tridimensional de la estructura.....	124
Figura 49. Ubicación de cargas transmitidas a la cimentación.....	156
Figura 50. Esquema de sumatorias de cargas en ejes verticales y horizontales..	163
Figura 51. Áreas cooperantes de los resortes.....	175
Figura 52. Planta tipo y puntos de control.....	222
Figura 53. Presión admisible en zapatas aisladas – Perfil B.....	223

Figura 54. Comparación presión en zapatas combinadas – Perfil C.....	225
Figura 55.Comparación presión en losa de cimentación – Perfil D.....	226
Figura 56. Punzonamiento en zapatas aisladas – Perfil B.....	228
Figura 57.Comparación punzonamiento en zapatas combinadas – Perfil C.....	229
Figura 58.Comparación punzonamiento en losa de cimentación – Perfil D.....	230
Figura 59. Puntos de deformación en zapatas aisladas.	230
Figura 60. Puntos de deformación en zapatas combinadas.....	231
Figura 61. Puntos de deformación en losa de cimentación.....	231
Figura 62. Curvas de nivel de deformaciones perfil B - Caso 1.	236
Figura 63. Curvas de nivel de deformaciones perfil B - Caso 2.	237
Figura 64. Curvas de nivel de deformaciones perfil C- Caso 1.	238
Figura 65. Curvas de nivel de deformaciones perfil C- Caso 2.	239
Figura 66.Curvas de nivel de deformaciones perfil D- Caso 1.....	240
Figura 67. Curvas de nivel de deformaciones perfil D- Caso 2.....	241
Figura 68.Asentamientos en zapata Tipo I.....	242
Figura 69.Asentamientos en zapata Tipo II.	243
Figura 70.Asentamientos en zapata Tipo III.	244
Figura 71.Asentamientos en zapata Tipo IV.....	244
Figura 72.Asentamientos en zapata Tipo V.	245
Figura 73.Asentamientos en zapata Tipo VI.....	246
Figura 74. Asentamientos en zapata combinada 5 A-B.	247
Figura 75.Asentamientos en zapata combinada 5 B-C.	247
Figura 76.Asentamientos en zapata combinada 5 C-D.....	248
Figura 77.Asentamientos en zapata combinada C1-2.....	249
Figura 78.Asentamientos en zapata combinada C 2-3.....	249
Figura 79.Asentamientos en zapata combinada C 3-4.....	250
Figura 80.Asentamientos en zapata combinada C 3-4.....	251
Figura 81.Asentamientos en zapata combinada C 3-4.....	252
Figura 82. Esquema asentamientos diferenciales y distorsión angular.....	254
Figura 83. Tipos generales de asentamiento.	277
Figura 84. Distorsión angular entre pórticos contiguos.	278
Figura 85. Esquema de efectos de sitio.....	299

Figura 86. Profundidades de medición.	301
Figura 87. Acelerogramas perfil B.	302
Figura 88. Acelerogramas perfil C.	303
Figura 89. Acelerogramas perfil D.	304
Figura 90. Acelerogramas perfil E.	305
Figura 91. Modos de vibración de la estructura.	313
Figura 92. Desplazamientos por piso sentido X-X según perfil de suelo.	321
Figura 93. Desplazamientos por piso sentido Y-Y según perfil de suelo.	322

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Mecanismos generados de asentamientos	29
Tabla 2. Causas de asentamientos diferenciales	31
Tabla 3. Frecuencias observadas.	60
Tabla 4. Frecuencias esperadas.	60
Tabla 5. Tabla de contingencia.	61
Tabla 6. Asentamientos admisibles	79
Tabla 7. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L.	79
Tabla 8. Distorsión angular límite.	80
Tabla 9. Distorsión angular límite según el tipo de estructura.	80
Tabla 10. Resumen de pesos por planta.	95
Tabla 11. Clasificación de los perfiles de suelo.	98
Tabla 12. Parámetros para la selección del espectro de diseño.	115
Tabla 13. Fuerzas horizontales de sismo. Perfil tipo C.	119
Tabla 14. Distribución de fuerzas horizontales de sismo. Perfil tipo C.	119
Tabla 15. Momentos torsores generados por la acción sísmica.	123
Tabla 16. Propiedades del hormigón.	127
Tabla 17. Cargas por piso.	136
Tabla 18. Datos espectro elástico de diseño, perfil tipo C.	140
Tabla 19. Desplazamientos del centro de masas.	143
Tabla 20. Características de deformación de los elementos resistentes.	144
Tabla 21. Verificación del Efecto P- Δ , sentido XX.	147

Tabla 22. Verificación del Efecto P- Δ , sentido YY.	147
Tabla 23. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso..	148
Tabla 24. Verificación de las derivas máximas de pisos.	149
Tabla 25. Clasificación de los perfiles de suelo	150
Tabla 26. Capacidad portante de suelo.	151
Tabla 27. Capacidades de carga para diferentes tipos de suelo.	152
Tabla 28. Valores nominales de capacidad de soporte admisible del suelo.	152
Tabla 29. Peso específico y capacidad portante del suelo.	153
Tabla 30. Presiones admisibles a efectos orientativos.	153
Tabla 31. Capacidad de carga de suelos adoptada.	154
Tabla 32. Cargas transmitidas a la cimentación.	155
Tabla 33. Valores de cargas para prediseño de plintos.	157
Tabla 34. Resumen de secciones perfil B.	162
Tabla 35. Sumatoria de cargas ejes verticales.	164
Tabla 36. Sumatoria de cargas ejes horizontales.	164
Tabla 37. Cálculo del ancho zapata corrida.	165
Tabla 38. Carga de servicio total.	166
Tabla 39. Valores aproximados del ángulo de fricción interna y cohesión de algunos suelos.	169
Tabla 40. Módulo de Winkler.	172
Tabla 41. Módulo de Winkler para cimentaciones superficiales seleccionado.	173
Tabla 42. Encuadre de los suelos finos en función de los resultados del “SPT”	174
Tabla 43. Resumen de rigideces en los resortes.	179
Tabla 44. Desplazamientos y esfuerzos producidos por carga muerta.	219
Tabla 45. Desplazamientos y esfuerzos producidos por carga viva.	220
Tabla 46. Desplazamientos y esfuerzos producidos por carga muerta.	221
Tabla 47. Resumen de resultados presión admisible zapatas aisladas – Perfil B.	223
Tabla 48. Resumen presión admisible zapatas combinadas – Perfil C.	224
Tabla 49. Resumen de resultados presión admisible losa de cimentación – Perfil D.	225
Tabla 50. Resumen de resultados punzonamiento zapatas aisladas – Perfil B.	227
Tabla 51. Resumen de resultados punzonamiento zapatas combinadas – Perfil C.	228
Tabla 52. Resumen de resultados punzonamiento losa de cimentación – Perfil D.	229
Tabla 53. Asentamientos en zapatas aisladas en los puntos de análisis – Caso 1.	231
Tabla 54. Asentamientos en zapatas aisladas en los puntos de análisis – Caso 2.	232

Tabla 55. Asentamientos zapatas combinadas en los puntos de análisis – Caso 1.....	233
Tabla 56. Asentamientos zapatas combinadas en los puntos de análisis – Caso 2....	233
Tabla 57. Asentamientos losa de cimentación en los puntos de análisis – Caso 1 y Caso 2.	234
Tabla 58. Asentamientos zapata Tipo I – Perfil B.	242
Tabla 59. Asentamientos zapata Tipo II – Perfil B.	243
Tabla 60. Asentamientos zapata Tipo III – Perfil B.	243
Tabla 61. Asentamientos zapata Tipo IV – Perfil B.	244
Tabla 62. Asentamientos zapata Tipo V – Perfil B.	245
Tabla 63. Asentamientos zapata Tipo VI – Perfil B.	245
Tabla 64. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	246
Tabla 65. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	247
Tabla 66. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	248
Tabla 67. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	248
Tabla 68. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	249
Tabla 69. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	250
Tabla 70. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.	250
Tabla 71. Comparación de asentamientos losa de cimentación – Perfil D.	251
Tabla 72. Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación – Perfil B.	255
Tabla 73. Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación – Perfil C.	256
Tabla 74. Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación – Perfil D.	257
Tabla 75. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L.	267
Tabla 76. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 1 – Perfil B.	268
Tabla 77. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 2 – Perfil B.	268
Tabla 78. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 3 – Perfil B.	268

Tabla 79. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 4 – Perfil B.....	269
Tabla 80. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 5 – Perfil B.....	269
Tabla 81. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje A – Perfil B.....	269
Tabla 82. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje B – Perfil B.....	270
Tabla 83. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje C – Perfil B.....	270
Tabla 84. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje D – Perfil B.....	270
Tabla 85. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 1 – Perfil C.....	271
Tabla 86. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 2 – Perfil C.....	271
Tabla 87. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 3 – Perfil C.....	271
Tabla 88. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 4 – Perfil C.....	272
Tabla 89. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 5 – Perfil C.....	272
Tabla 90. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje A – Perfil C.....	272
Tabla 91. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje B – Perfil C.....	273
Tabla 92. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje C – Perfil C.....	273
Tabla 93. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje D – Perfil C.....	273
Tabla 94. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 1 – Perfil D.	274

Tabla 95. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 2 – Perfil D.	274
Tabla 96. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 3 – Perfil D.	274
Tabla 97. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 4 – Perfil D.	275
Tabla 98. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 5 – Perfil D.	275
Tabla 99. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje A – Perfil D.	275
Tabla 100. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje B – Perfil D.....	276
Tabla 101. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje C – Perfil D.....	276
Tabla 102. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje D – Perfil D.	276
Tabla 103. Distorsión angular limite.....	288
Tabla 104. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 1 – Perfil B.	289
Tabla 105. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 2 – Perfil B.	289
Tabla 106. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 3 – Perfil B.	290
Tabla 107. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 4 – Perfil B.	290
Tabla 108. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 5 – Perfil B.	290
Tabla 109. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje A – Perfil B.	291
Tabla 110. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje B – Perfil B.	291
Tabla 111. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje C – Perfil B.	291
Tabla 112. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje D – Perfil B.	292
Tabla 113. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 1 – Perfil C.	292
Tabla 114. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 2 – Perfil C.	292
Tabla 115. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 3 – Perfil C.	293
Tabla 116. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 4 – Perfil C.	293
Tabla 117. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 5 – Perfil C.	293
Tabla 118. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje A – Perfil C.	294
Tabla 119. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje B – Perfil C.	294

Tabla 120. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje C – Perfil C. ...	294
Tabla 121. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje D – Perfil C. ...	295
Tabla 122. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 1 – Perfil D. ...	295
Tabla 123. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 2 – Perfil D. ...	295
Tabla 124. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 3 – Perfil D. ...	296
Tabla 125. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 4 – Perfil D. ...	296
Tabla 126. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 5 – Perfil D. ...	296
Tabla 127. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje A – Perfil D. ...	297
Tabla 128. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje B – Perfil D. ...	297
Tabla 129. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje C – Perfil D. ...	297
Tabla 130. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje D – Perfil D. ...	298
Tabla 131. Desplazamientos – Perfil B.	309
Tabla 132. Desplazamientos – Perfil C.	310
Tabla 133. Desplazamientos – Perfil D.	311
Tabla 134. Desplazamientos – Perfil E.	312
Tabla 135. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil B.	314
Tabla 136. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil B.	314
Tabla 137. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil B.	315
Tabla 138. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil C.	315
Tabla 139. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil C.	316
Tabla 140. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil C.	316
Tabla 141. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil D.	317
Tabla 142. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil D.	317
Tabla 143. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil D.	318
Tabla 144. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil E.	318
Tabla 145. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil E.	319
Tabla 146. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil E.	319
Tabla 147. Derivas por piso caso cargas estáticas – Perfil B, C, D y E.	320
Tabla 148. Desplazamientos de los acelerogramas por piso según el tipo de suelo.	321

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA

Estudio y análisis del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación según la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 Contextualización

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de Ingeniería.

Cuando se proyecta una estructura es necesario analizar las condiciones de los suelos como uno de los elementos más significativos, ya que es un determinante del tipo de construcción. De la naturaleza del terreno y su estructura depende el tipo de cimentación a emplearse al momento de construir. El estudio de las particularidades del suelo como elemento soporte de los diferentes tipos de cimentaciones de las obras civiles, depende de su estructura y componentes físico-químicos y el comportamiento de éstos ante las cimentaciones superficiales o profundas, con cargas estáticas o dinámicas aplicadas sobre el mismo.

Las cargas que transmite la cimentación a las capas del terreno causan tensiones y por tanto, deformaciones en la capa del suelo soporte. Como en todos los materiales, la deformación depende de la tensión y de las propiedades del suelo.

Estas deformaciones tienen lugar siempre y su suma produce asentamientos de las superficies de contacto entre la cimentación y el terreno.

Fuente: *La Mecánica de Suelos*, (Prof. Dr. CAPOTE ABREU JORGE A, 2010).

En el caso de suelos expansivos como las arcillas, que presentan expansiones o contracciones, es decir cambios de volumen cuando varía su humedad o contenido de agua, tienen la capacidad de absorber una gran cantidad de agua y retenerla debido a su estructura, el agua produce el incremento del volumen en el material mencionado anteriormente y también una drástica reducción del volumen cuando el agua que retenía se seca.

Los suelos expansivos resultan ser un gran problema para la construcción, porque los incrementos del volumen no se presentan de una manera uniforme, sino todo lo contrario al producirse incrementos en distintas zonas y al momento de contraerse generan asentamientos, que pueden dañar severamente las estructuras.

Fuente: MÁRQUEZ, José Javier (2006). *Mecánica de suelos y estudios Geotécnicos en obras de ingeniería*.

En el *Prontuario de suelos y cimentaciones*, la cimentación puede definirse como el conjunto de elementos de cualquier edificación cuya misión es transmitir al suelo que la soportan las acciones procedentes de la estructura. Su diseño dependerá por tanto no solo de las características del edificio sino también de la naturaleza del terreno.

Una cimentación inadecuada se traduce en la posibilidad de que el edificio sufra asentamientos con el consiguiente deterioro de los elementos estructurales y no estructurales pudiendo llegar incluso al colapso.

1.2.2 Análisis crítico

Considerando que la parte fundamental de una estructura es la cimentación, y que en el transcurso del tiempo se ha generalizado el tipo de cimentación a utilizar en cualquier edificación, se debe considerar que la capacidad de carga o apoyo es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo.

Particularmente se pueden presentar asentamientos diferenciales, por ello se debe considerar el peso propio del edificio y el peso de la cimentación transmitidos y las condiciones de las capas geológicas presentadas en el sitio de implantación, todo ello conllevará a un correcto análisis y diseño de una estructura.

Fuente: *Comportamiento Geotécnico-Estructural de las construcciones de uno o dos niveles.* (MALDONADO RONDÓN ESPERANZA, 1993), Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.

1.2.3 Prognosis

Es evidente que al no tomar en cuenta los efectos de consolidación del suelo, no se podrá proyectar adecuadamente el diseño de la cimentación de una estructura, debido a que pueden presentarse asentamientos provocando comúnmente agrietamientos en paredes, columnas y vigas. En algunos casos los asentamientos pueden ser tan críticos que provocan inestabilidad en la estructura.

Aunque la falla de una estructura no es inminente, los asentamientos deben ser tomados en cuenta de sobre manera, ya que pueden cambiar el aspecto de una

estructura, provocando grietas o fisuras (paredes) así como la inclinación en las mismas.

También, pueden alterar el servicio de la edificación debido a que por consecuencia de los asentamientos las estructuras pueden dejar de funcionar correctamente y finalmente puede llevar al colapso.

Fuente: LAMBE, T. William. (1996). *Mecánica de suelos*. 4ta. Edición.

1.2.4 Formulación del problema

¿Cómo inciden los efectos de consolidación del suelo de fundación en el comportamiento estructural de cimentaciones superficiales?

1.2.5 Preguntas directrices

- ¿En qué momento ocurre la consolidación del suelo?
- ¿Cuál es la razón para que se produzcan los asentamientos?
- ¿Cuál es la metodología establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el diseño de cimentaciones?
- ¿Qué efectos originan los asentamientos en el aspecto de la edificación?
- ¿Cómo se ve afectada la estabilidad de la estructura?
- ¿De qué manera se controlan los asentamientos en la estructura?

1.2.6 Delimitación

1.2.6.1 Delimitación de contenido

El presente trabajo está dentro de la Ingeniería Civil, específicamente en el área de Estructuras, módulos de Mecánica de Suelos y Obras Civiles – Cimentaciones – Diseño estructural de edificaciones.

1.2.6.2 Delimitación temporal

El presente proyecto de investigación se lo realizará entre los meses de Diciembre de 2014 a Marzo de 2015.

1.2.6.3 Delimitación espacial

La investigación se la realizará en la provincia de Tungurahua, cantón Ambato, parroquia la Matriz, con los datos generales de un edificio de cinco pisos de hormigón armado.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten directamente las cargas de ésta hacia el suelo; su función es distribuir las cargas del edificio, dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Debido a las interacciones de suelos y cimientos, las características de los suelos sobre los que se construye influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos a su vez, afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio y, en consecuencia, los costos de la obra.

Fuente: *La Mecánica de Suelos*, (Prof. Dr. CAPOTE ABREU JORGE A, 2010).

Por tanto, para lograr una edificación sismo-resistente segura y económica es fundamental disponer de cierto conocimiento de la mecánica de suelos y del diseño de cimentaciones, para evitar de esta manera que los asentamientos puedan generar daños en el aspecto, las condiciones de servicio e incluso el colapso de la estructura.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Estudiar y analizar el comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación según la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Realizar el análisis y diseño de la cimentación de un edificio de hormigón armado de cinco pisos.
- Determinar los esfuerzos que serán transmitidos a la cimentación.
- Definir los asentamientos permisibles de la cimentación de acuerdo a las características del suelo.
- Calcular los asentamientos que se producirán en la cimentación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

- En la investigación realizada por el Sr. Ángel Abel López Rivera con el tema “Las cargas sísmicas y su incidencia en la estabilidad estructural del Sub Centro de salud La Vicentina, cantón Ambato, provincia del Tungurahua.”, se concluye que:

“Es necesario ser precavidos al momento de diseñar estructuras sismo resistentes, para que la estructura no presente síntomas de falla ante la acción sísmica.”

- En la investigación realizada por el Sr. Alfredo Fernando Guerra Salazar con el tema “Estudio de suelos y geológicos de la línea de transmisión Baños – Puyo a 138 KV”, se concluye que:

“En relación a la determinación de las capacidades admisibles de trabajo del suelo (qa) se ha empleado el método de Terzaghi por ser el más conservador de los analizados en el Capítulo VII, por lo que sus resultados son concluyentes y confiables, para las condiciones de nuestro estudio.”

“Respecto a las investigaciones tanto de campo como de laboratorio se han realizado todas las indispensables y que se realizan en nuestro medio para la determinación del trabajo admisible del suelo (qa) en los proyectos de Ingeniería y que como se había analizado en el capítulo IV literal 4.1. dependerán del tipo de proyecto y la magnitud del mismo”

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El presente proyecto de investigación está dentro del paradigma neopositivista en vista que prevalece la utilización de métodos cuantitativos, por la aplicación de leyes y principios ya establecidos, es decir no podemos cambiar el procedimiento existente; en tal virtud el trabajo está direccionado al cálculo, análisis, diseño, verificación y comparación de resultados.

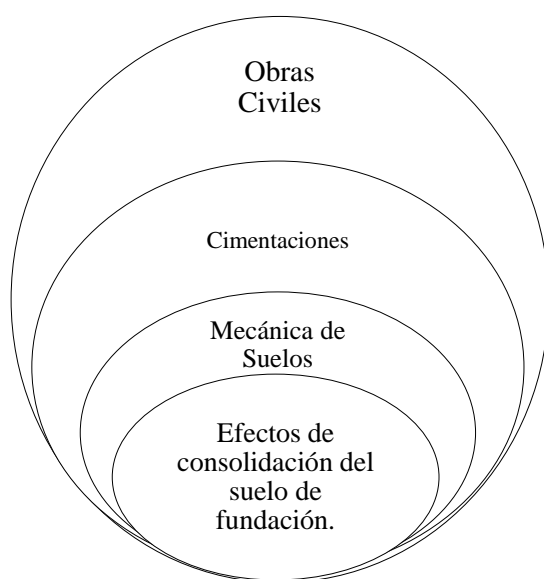
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

La investigación se fundamentará en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en el código Estadounidense American Concrete Institute (ACI 318-08), y todas las bases de diseño establecidas para software especializado.

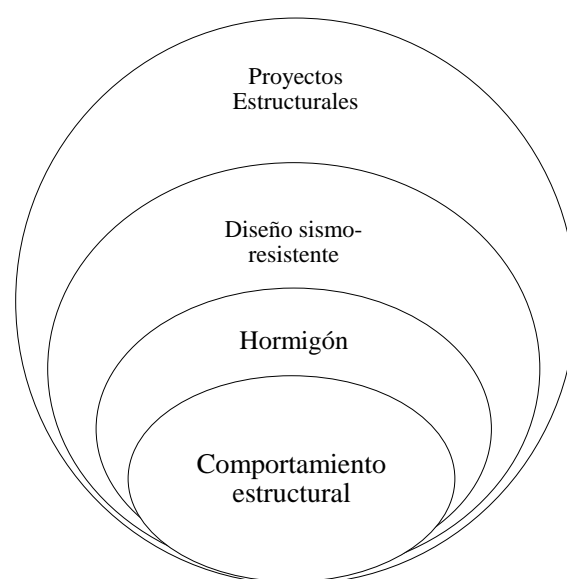
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 Supraordinación de Variable

VARIABLE INDEPENDIENTE



VARIABLE DEPENDIENTE



2.4.2 Definiciones

2.4.2.1 Definición de suelo

Se considera que el suelo es un agregado orgánico e inorgánico constituido por un conjunto de partículas con organización definida, cuyas propiedades varían vectorialmente, apareciendo los cambios en la dirección vertical, más rápida que en la dirección horizontal.

Los problemas geotécnicos como la expansión y contracción del suelo de cimentación debidos a cambios en la humedad del subsuelo, cambios climáticos, o acciones externas tales como la extracción de la humedad del suelo debido a las raíces de los árboles, etc., causan desplazamientos diferenciales en el suelo de cimentación de una estructura. Estos desplazamientos pueden ocurrir solos o en combinación con los producidos por las cargas gravitacionales y/o sísmicas.

Fuente: *Comportamiento Geotécnico-Estructural de las construcciones de uno o dos niveles*. (MALDONADO RONDÓN ESPERANZA, 1993), Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.

2.4.2.2 Clasificación de suelos

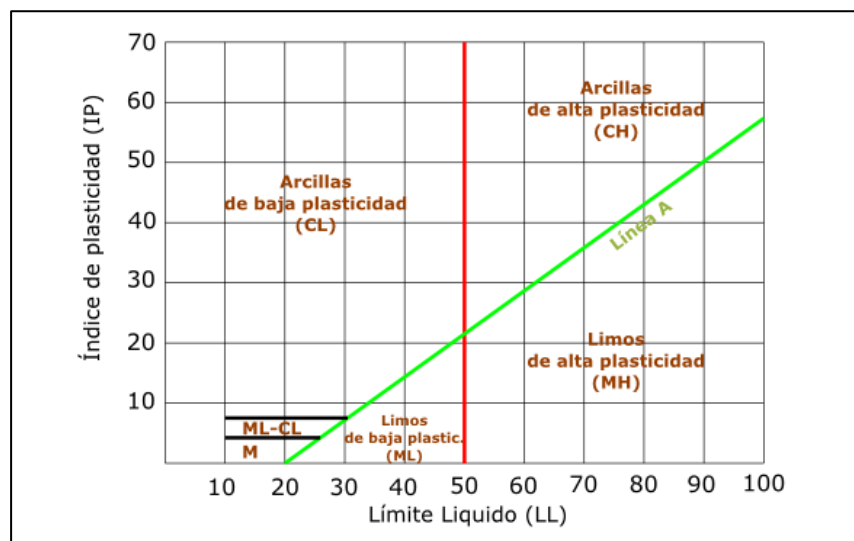
Existen algunos autores que han intentado dar una clasificación lo más aproximada posible a la realidad. A continuación veremos la más usada llamada Sistema Unificado de clasificación de los suelos (SUCS). Este sistema fundamentado principalmente en la experiencia divide a los suelos en dos grandes grupos:

FINOS: Suelos en donde más del 50% pasa el tamiz N° 200.

GRUESOS: Suelos donde más del 50% se retiene en el tamiz N° 200.

Para subdividir a su vez los suelos finos, una gran cantidad de éstos y en diferentes variedades, se han tratado de ubicarlos en el sistema de coordenadas IP versus LL. Y, empíricamente se ha llegado a la conclusión de que los suelos finos se agrupan en alineamientos inclinados conforme a sus propiedades de plasticidad y compresibilidad. Dentro de esta figura llamada carta de plasticidad, se trazó empíricamente la línea A, que pasa por los puntos de coordenadas (20-0) y (50-22).

Figura 1. Carta de plasticidad del SUCS



Fuente: *Mecánica de Suelos*, (Ing. ÁVILA ANÍBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito.

Por encima de esta línea se ubican las arcillas que se las simboliza con la letra C del inglés Clay, por debajo de la misma, los limos y suelos orgánicos que se les simboliza con las letras M del inglés Mud y O respectivamente.

Posteriormente se trazó la línea vertical B y quedó dividida la carta de plasticidad en cuatro grandes zonas.

La línea B divide a los suelos finos en dos grupos:

Suelos Finos de alta plasticidad $LL > 50$

Suelos Finos de baja plasticidad $LL < 50$

De esta manera quedó definida la carta en seis grupos de suelos añadiendo a los anteriores las letras L o H del inglés Low y High (baja y alta plasticidad respectivamente).

Casagrande introdujo una variación, en la carta tratando de definir los suelos con índice de plasticidad entre 4 y 7 y eran suelos que constituyeron la frontera entre los CL y ML, y así todos los suelos que caen dentro de la zona rayada se llaman simplemente CL-ML.

Suelos Gruesos.- Los suelos gruesos a su vez se subdividen en dos grupos:

Gravas: más del 50% retiene el tamiz N°4

Arenas: más del 50% pasa el tamiz N°4.

Se las designa con las letras G y S del inglés Gravel y Sand respectivamente.

Tanto las gravas como las arenas pueden ser bien y pobremente graduadas y es así como a los símbolos anteriores se posponen las letras P y W del inglés poorly y well respectivamente. Se tiene de este modo los cuatro principales grupos de suelos gruesos.

GP= Gravas pobremente graduadas

GW= Gravas bien graduadas

SP= Arenas pobremente graduadas

SW= Arenas bien graduadas

Se dice que un suelo es bien graduado cuando los porcentajes que pasan y retienen la serie de tamices son proporcionalmente distribuidos. Un suelo es mal graduado cuando estos porcentajes son mal distribuidos.

A su vez los cuatro grupos pueden ser:

GC = gravas arcillosas

GM = gravas limosas

SC = arenas arcillosas

SM = arenas limosas

Con lo cual totalizan ocho grupos de suelos gruesos.

Fuente: *Mecánica de Suelos*, (Ing. ÁVILA ANÍBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito.

2.4.2.3 Clasificación de suelos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Según el capítulo nueve de la Norma Ecuatoriana de la Construcción la clasificación de los suelos es:

2.4.2.3.1 Suelos no cohesivos o granulares

Se consideran como suelos no cohesivos o granulares, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) los siguientes:

- a) Gravas, todos los materiales clasificados como GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

- b) Arenas, todos los materiales clasificados como SW, SP, SM, SC, SC-SM, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SPSC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No. 200 (suelos finos menores o iguales al 30%) y que tengan límite líquido $wL \leq 30\%$ e índice plástico $IP \leq 15\%$. Se consideran estos umbrales ya que en estudios realizados por Lade, Liggió y Yamamuro (1998) y Cubrinowski e Ishihara (2002), entre otros, se ha observado que si en la microestructura del

suelo se tiene más del 30% de finos, el comportamiento pasa a estar dominado por la fracción fina o finos que por la fracción granular o arenas.

2.4.2.3.2 Suelos cohesivos o finos

Se consideran como suelos cohesivos o finos, arcillas y limos, todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

2.4.2.4 Propiedades de los suelos

Propiedades físicas del suelo

- Textura
- Estructura

Propiedades mecánicas del suelo

- Capacidad portante del suelo
- Contenido de humedad
- Grado de saturación
- Permeabilidad
- Porosidad
- Drenaje

Fuente: *Mecánica de Suelos*, (Ing. ÁVILA ANÍBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito.

2.4.2.5 Relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo

El suelo es un material constituido por el esqueleto de partículas sólidas rodeado por espacios libres (vacíos), en general ocupados por agua y aire. Para poder describir completamente las características de un depósito de suelo es necesario

expresar las distintas composiciones de sólido, líquido y aire, en términos de algunas propiedades físicas.

En el suelo se distinguen tres fases:

- Sólida: formada por partículas minerales del suelo, incluyendo la capa sólida adsorbida.
- Líquida: generalmente agua (específicamente agua libre), aunque pueden existir otros líquidos de menor significación.
- Gaseosa: comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases, por ejemplo: vapores de sulfuro, anhídridos carbónicos, etc.

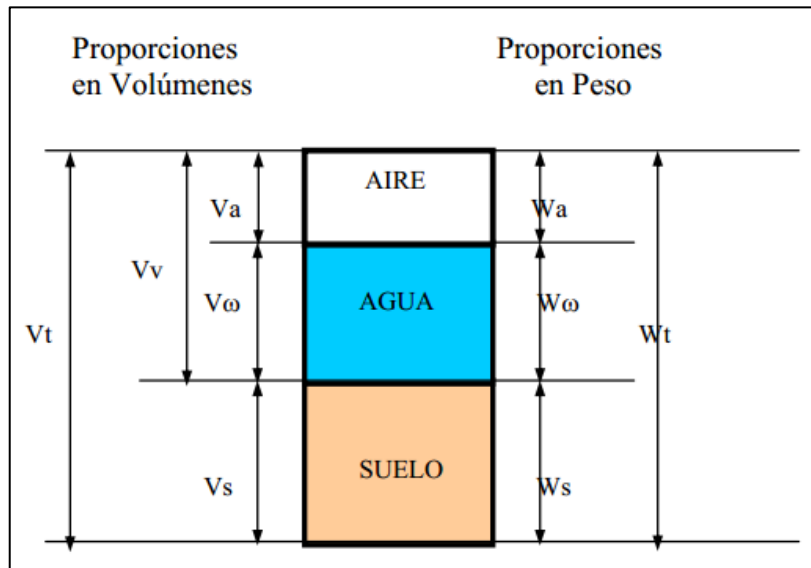
La capa viscosa del agua adsorbida, que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado).

Las fases líquida y gaseosa conforman el Volumen de Vacíos, mientras que la fase sólida constituye el Volumen de Sólidos.

Un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados únicamente por agua; en estas circunstancias consta como caso particular, de sólo dos fases: la sólida y la líquida.

En la figura 2 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases, y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de gran interés.

Figura 2. Fases del suelo



Fuente: *Relaciones volumétricas y gravimétricas*, (Ing. LEONI AUGUSTO JOSÉ, 2004).

El significado de los símbolos es el siguiente:

Vt: volumen total de la muestra del suelo (volumen da la masa)

Vs: volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)

V ω : volumen de la fase líquida (volumen de agua)

Va: volumen de la fase gaseosa (volumen de aire)

Vv: volumen de vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).

$$V_v = V_{\omega} + V_a \quad \text{Ec. 1}$$

$$V_t = V_v + V_s \quad \text{Ec. 2}$$

$$V_t = V_{\omega} + V_a + V_s \quad \text{Ec. 3}$$

Wt: Peso Total de la muestra de suelo. (Peso de la Masa).

Ws: Peso de la fase sólida de la muestra.

W ω : Peso de la fase líquida (peso del agua).

Wa: Peso de la fase gaseosa.

2.4.2.6 Cimentaciones

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la estructura al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su esfuerzo admisible ni produzcan concentraciones de cargas diferenciales.

Cuando una estructura transmite cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones (fundamentalmente asentamientos).

El arte de cimentar consiste en obtener, a partir de las características tanto del terreno como de la estructura, las condiciones más favorables de apoyo, de manera que los asentamientos no resulten perjudiciales.

Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

2.4.2.7 Tipos de cimentación

Dependiendo de la ubicación y de las características de los estratos resistentes de suelos, las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

Entre las cimentaciones superficiales destacan los plintos aislados, las zapatas corridas, las zapatas combinadas, las vigas de cimentación y las losas de cimentación.

Entre las cimentaciones profundas se suelen utilizar los pilotes prefabricados hincados, los pilotes fundidos en sitio y los caissons.

Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

2.4.2.7.1 Cimentaciones superficiales

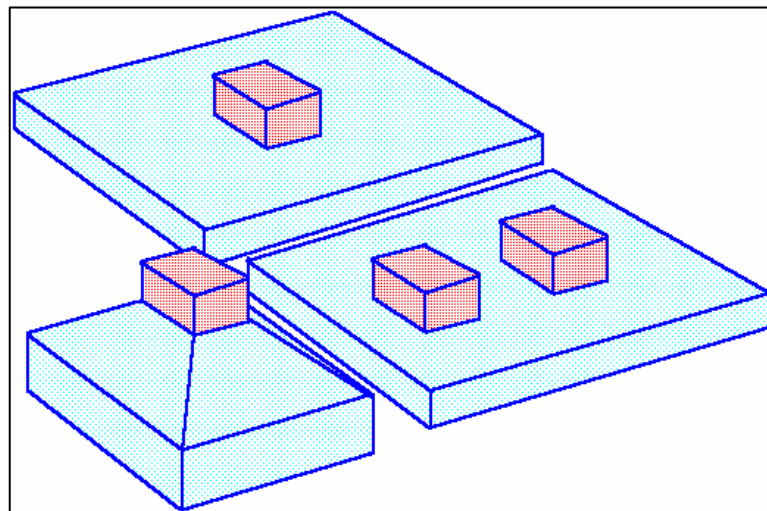
Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal, éstas pueden ser:

a) Plintos aislados

Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo.

Las zapatas de hormigón armado deberían tener al menos 40 cm de peralte en edificaciones de varios pisos, para asegurar una mínima rigidez a la flexión. Se pueden admitir espesores inferiores en el caso de estructuras livianas no superiores a dos pisos como viviendas unifamiliares con entramados de luces pequeñas, como pasos cubiertos, etc.

Figura 3. Plintos aislados

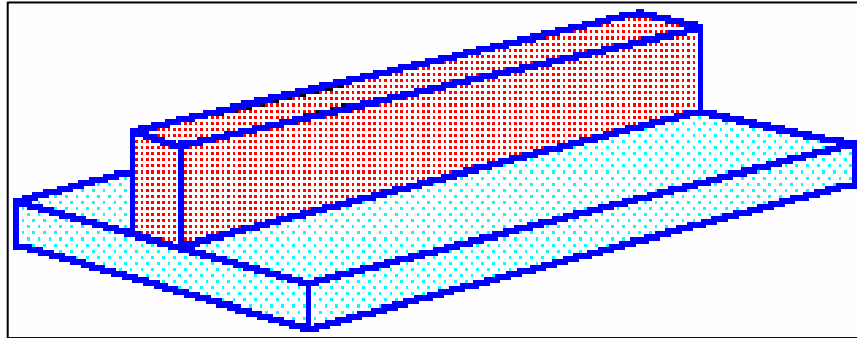


Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

b) Zapatas corridas

Se las utilizan para cimentar muros o elementos longitudinales continuos de distintos materiales como hormigón o mampostería.

Figura 4. Zapatas corridas

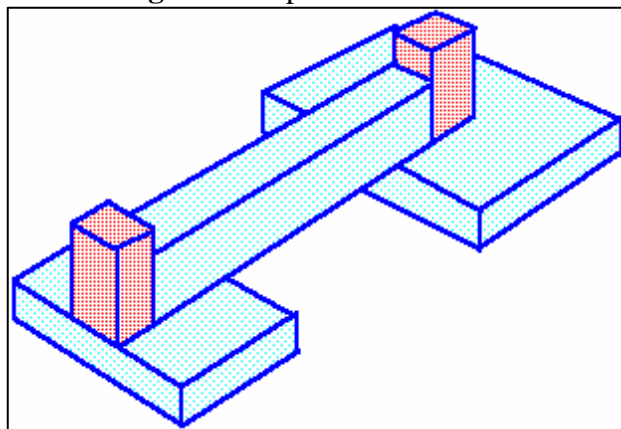


Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

c) Zapatas combinadas

Se las suele emplear para integrar el funcionamiento de una zapata inestable o ineficiente por sí sola, con otra zapata estable o eficiente, mediante una viga de rigidez.

Figura 5. Zapatas combinadas

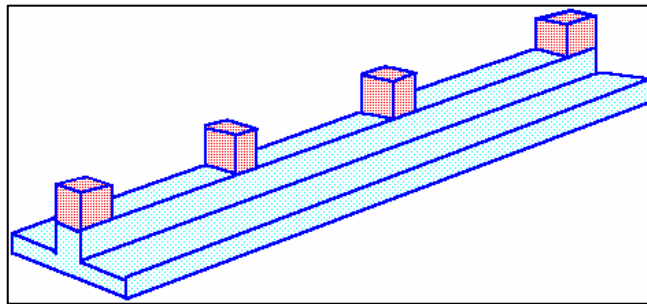


Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

d) Vigas de cimentación

Se las emplea en suelos poco resistentes, para integrar linealmente la cimentación de varias columnas. Cuando se integran las columnas superficialmente mediante vigas de cimentación en dos direcciones, se forma una malla de cimentación.

Figura 6. Vigas de cimentación

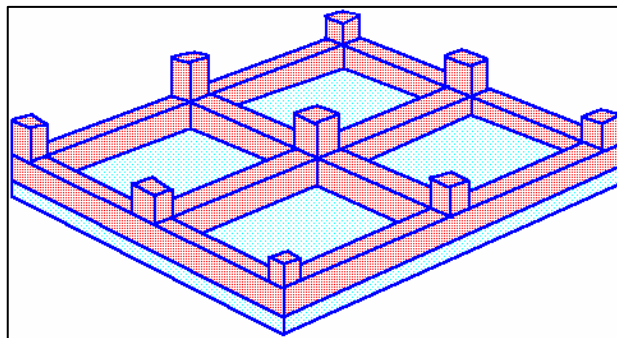


Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

e) Losas de cimentación

Se emplean en suelos poco resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando al diseñar la cimentación mediante plintos aislados, la superficie de cimentación supera el 25% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación.

Figura 7. Losas de cimentación.



Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

2.4.2.7.2 Cimentaciones profundas

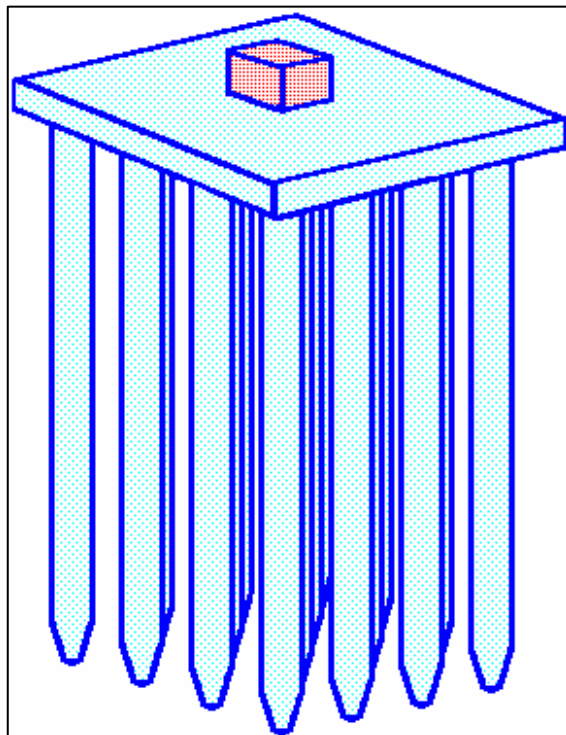
Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Deben ubicarse más profundamente, para poder distribuir sobre una gran área, un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

a) Pilotes

Se los emplea cuando los estratos resistentes de suelo son muy profundos. El hincado de pilotes permite que se alcancen esos estratos resistentes.

Pueden ir acoplados a zapatas o losas de cimentación. Se utilizan varios pilotes para sustentar a cada unidad de cimentación.

Figura 8. Pilotes.

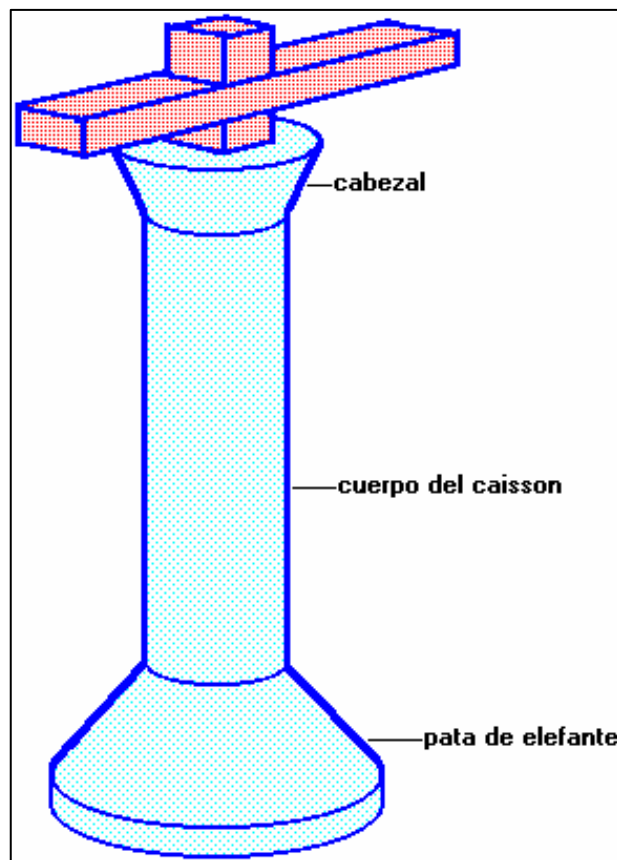


Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

b) Caissons

Se los emplea cuando los estratos resistentes de suelo son medianamente profundos y pueden excavar pozos mediante procedimientos manuales o mecánicos, los mismos que son rellenos con hormigón simple u hormigón armado. Se comportan como columnas enterradas.

Figura 9. Caissons.



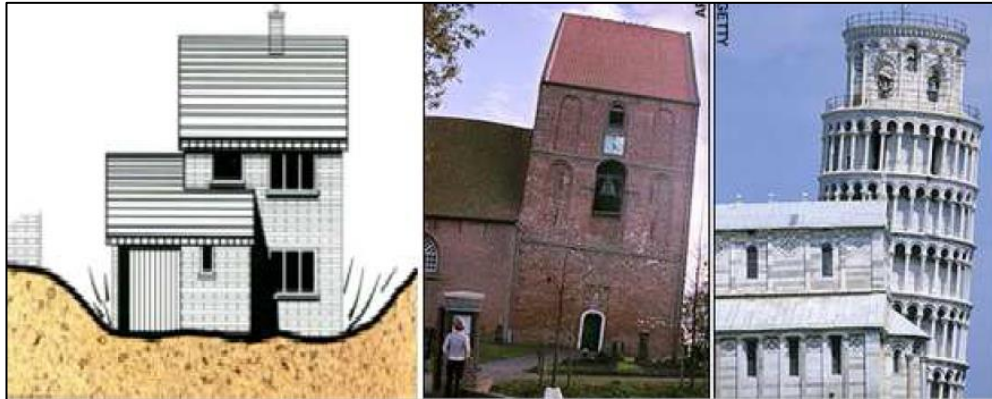
Fuente: *Temas de hormigón armado*, (M.Sc. ROMO PROAÑO MARCELO, 2008), Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

2.4.2.8 Consolidación unidimensional de suelos

Las características esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo dependerán, no solo del tipo de suelo y su estado de consistencia, sino también de la forma en que es cargado, de su ubicación estratigráfica, entre otros. Es necesario estudiar estas características del suelo, debido a que en general éstos sufren deformaciones

superiores a las de la estructura que le transmite la carga y no siempre se producen instantáneamente ante la aplicación misma de la carga.

Figura 10. Esquema ilustrativo - Capilla de Suurhusen, Alemania - Torre de Pisa, Italia.



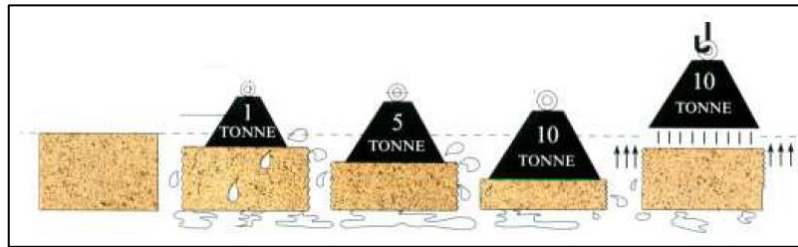
Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

En la Figura 10 se observa en forma esquemática el fenómeno de la consolidación así como también dos casos famosos de estructuras que sufrieron los efectos del proceso de consolidación.

Las deformaciones del suelo debidas a la aplicación de una carga externa (figura 11) son producto de una disminución del volumen total de la masa del suelo y particularmente una reducción del volumen de vacíos, ya que el volumen de sólidos es constante, por lo tanto dichas deformaciones son producto de una disminución de la relación de vacíos del suelo como se muestra en la figura 12.

Si estos vacíos están llenos de agua (suelo saturado), como al fluido lo consideramos incompresible, dicha disminución de la relación de vacíos, sólo es posible si el volumen de líquido disminuye por lo tanto se produce un flujo de líquido hacia algún estrato permeable. Si en cambio el suelo en sus vacíos posee aire y agua (suelo parcialmente saturado) o sólo aire, la disminución de la relación de vacíos se produce por una compresión de los gases que posee.

Figura 11. Proceso de consolidación.

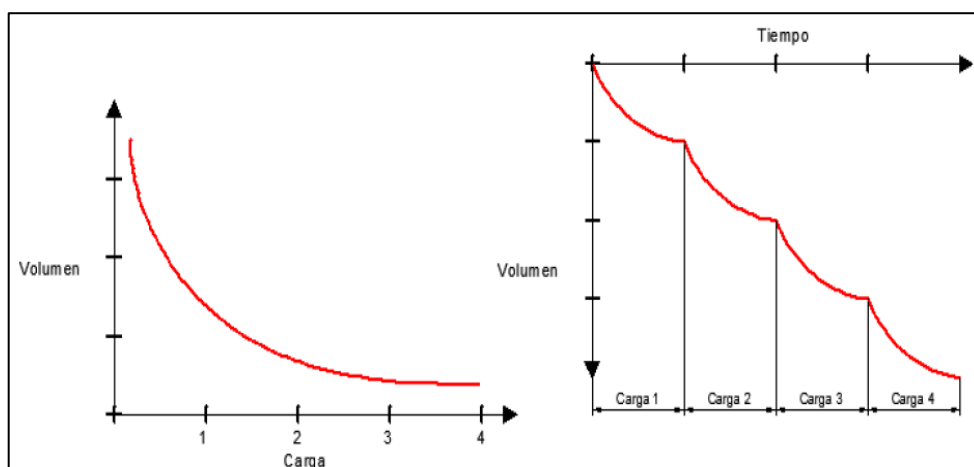


Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

Cuando un depósito saturado se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado de cargas externas aplicadas, se produce un exceso de presión intersticial (presión neutra). Puesto que el agua no resiste al corte, la presión neutra se disipa mediante un flujo de agua al exterior, cuya velocidad de drenaje depende de la permeabilidad del suelo.

Si en cambio el depósito se encuentra parcialmente saturado, la situación resulta más compleja debido a la presencia del gas que puede permitir cierta compresión, como se mencionó, sin que se produzca un flujo de agua.

Figura 12. Variación del volumen durante la consolidación. Volumen vs Carga y Volumen vs Tiempo.



Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

La disipación de presión intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias:

- Reducción del volumen de poros o vacíos, por lo tanto reducción del volumen total, produciéndose un asentamiento. Se considera que en el proceso de consolidación unidimensional la posición relativa de las partículas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente igual, el movimiento de las mismas sólo puede ocurrir verticalmente.
- Durante la disipación del exceso de presión intersticial, la presión efectiva aumenta y en consecuencia se incrementa la resistencia del suelo.

Por lo tanto cuando un suelo se consolida ante la aplicación de una carga, se produce una disminución de la relación de vacíos y un incremento del esfuerzo efectivo.

En los suelos granulares la permeabilidad es alta, lo cual permite un flujo rápido de agua, y se disipa rápidamente el exceso de presión neutra. En consecuencia, el asentamiento se completa en general, al finalizar la aplicación de las cargas.

En los suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja, por lo que el flujo de agua es muy lento, y la disipación del exceso de presión neutra es muy lenta. En consecuencia el suelo puede continuar deformándose durante varios años después de finalizada la construcción de la obra que trasmite la carga.

El proceso de consolidación se aplica a todos los suelos, pero es más importante estudiarlo en aquellos donde la permeabilidad es baja. Es necesario predecir:

- El asentamiento total de la estructura.
- El tiempo o velocidad a la cual se produce dicho asentamiento.

Existe otro fenómeno posterior a la disipación de las presiones intersticiales, en el cual el suelo en cuestión continúa deformándose o comprimiéndose, esto se debe a un reajuste en la estructura del suelo. Dicho proceso es llamado consolidación secundaria, y depende de las características elastoplásticas y del comportamiento viscoso del material que compone al suelo. En suelos muy plásticos u orgánicos su contribución a la compresión final es significativa y no puede despreciarse.

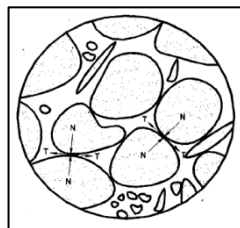
Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

2.4.2.9 Causas de los asentamientos

Siempre que se aplica una carga a un suelo, se desarrollan fuerzas de contacto entre partículas adyacentes; estas fuerzas se pueden descomponer en fuerzas normales (N) y fuerzas tangenciales (T) a la superficie de contacto (ver figura 13).

Las partículas individuales se deforman como resultado de estas fuerzas; el tipo de deformación es de naturaleza elástica y plástica en las inmediaciones del punto de contacto. La deformación que sufre un suelo es resultado de la deformación de las partículas individuales y del deslizamiento relativo entre las partículas. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que la contribución principal a la deformación general se debe al deslizamiento entre las partículas junto con la reorganización de las mismas (Lambe, 1996).

Figura 13. Representación esquemática de las fuerzas de contacto entre dos partículas adyacentes de suelo



Fuente: LAMBE, T. William. (1996). *Mecánica de suelos*. 4ta. Edición.

Whitlow (1996) establece que la mayor parte de los daños en edificios, que ocurren debido a movimientos de los cimientos, se deben a la aparición repentina de condiciones no previstas en el suelo. Existen métodos por medio de los cuales se puede estimar el grado del asentamiento de los cimientos debido a ciertos mecanismos; estas estimaciones resultan bastante confiables siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo sean una representación razonable de las condiciones reales y tengan probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida del edificio.

Para estimar la magnitud de los asentamientos, se deben de tomar en cuenta varios mecanismos de movimientos del suelo que son causas de asentamientos, tales como (Whitlow, 1996):

Compactación. La compactación es un proceso por medio del cual las partículas del suelo se fuerzan a un estado de acomodo de mayor proximidad con la correspondiente reducción de volumen y la expulsión de aire a consecuencia de la aplicación de cargas transitorias de corta duración. También se sabe que causan compactación las vibraciones debidas al movimiento de tráfico, maquinaria pesada y ciertas operaciones de construcción, como la penetración de pilotes. En las zonas de terremotos, las ondas sísmicas pueden tener un efecto similar; los suelos más susceptibles son las arenas en estado suelto o las arenas con grava y material de relleno, en especial las que se han depositado sin una compactación adecuada.

Consolidación. En suelos cohesivos saturados, el efecto del aumento de la carga produce un aumento de la presión del agua contenida en los poros, por lo que se expulsa gradualmente agua de los poros, a éste proceso se le llama consolidación.

La consolidación causa una reducción gradual del volumen hasta que se alcanza la presión de poro de equilibrio. Una reducción de la carga puede causar expansión cuando el suelo está saturado. Los suelos más susceptibles suelen ser las arcillas y limos normalmente consolidados y ciertos tipos de rellenos saturados.

Movimientos por cambios de humedad. Algunos tipos de suelo muestran un aumento (expansión) o una disminución (contracción) muy notable de su volumen a medida que el contenido de agua aumenta o disminuye respectivamente.

Efectos del abatimiento de nivel del agua subterránea. Cuando se bombea agua de una excavación, el nivel freático del área circundante puede disminuir. Esta reducción de condiciones hidrostáticas puede ocasionar un asentamiento debido a dos procesos. Primero, en algunas arcillas, una disminución del contenido de agua produce una reducción de volumen. El suelo que queda por arriba del nivel de aguas subterráneas cuando éste nivel ha descendido, puede contraerse debido a ésta acción. En segundo lugar, la reducción de la presión hidrostática en los poros tiene como consecuencia un aumento del esfuerzo efectivo de sobrecarga en las capas que están por debajo; por tal razón, el suelo afectado por el descenso del nivel freático puede consolidarse por el aumento del esfuerzo efectivo.

Efectos de los cambios de temperatura. Los suelos arcillosos que se secan por estar situados debajo de cimentaciones de hornos, estufas, calefactores y calderas, pueden presentar contracciones bastante severas. En algunos suelos como los limos, arenas finas y materiales calcáreos, como el yeso, existe la probabilidad de que se produzca un levantamiento por helada cuando las bajas temperaturas son constantes.

Efectos de la infiltración y las socavaciones. En algunos suelos arenosos, el movimiento del agua puede arrastrar algunas de las partículas finas socavándolo.

La socavación es la remoción del material por la acción de corrientes superficiales, pero también puede ocurrir cuando se fracturan los drenajes y los ductos de agua.

Pérdida de soporte lateral. Una de las formas comunes de desplazamiento de los cimientos que suele conducir a fallas serias e incluso catastróficas, está asociada con la excavación de pozos profundos junto a las cimentaciones. La capacidad de

carga del suelo que está justo por debajo de una cimentación, depende del soporte lateral producido por el suelo adyacente, por lo que al calcular la capacidad final de carga, es necesario tomar en cuenta este factor. Si se elimina este soporte lateral, como puede suceder en las excavaciones sin apuntalamiento, el resultado más probable es un deslizamiento en el suelo que está debajo de la cimentación, arrastrando consigo dicha cimentación. De manera similar, el asentamiento puede ser el resultado de un movimiento de los cortes o taludes naturales del terreno debido a masas de suelo que deslizan o fluyen.

Cargas. Existe otro mecanismo muy común en el movimiento del suelo que soporta la cimentación y que representa regularmente una causa de asentamiento; éste es el factor carga (Delgado, 1999). Los asentamientos debidos a las cargas se clasifican en: a) asentamiento producido por cargas estáticas (permanentes o transitorias) y b) asentamiento producido por cargas dinámicas (vibración e impacto).

La reacción del suelo como asentamiento debido a la aplicación de las cargas, depende de la naturaleza, intensidad y duración de la aplicación de ellas; así como de las características del suelo tales como (Delgado, 1999): cohesión, fricción interna y grado de compacidad. Para determinar la magnitud de los asentamientos debido a la aplicación de cargas cuando ello es posible, o formular las medidas de prevención, es necesario identificar los mecanismos generadores y orientar adecuadamente el problema. En la tabla 1, se muestra una breve descripción de estos mecanismos y de los criterios para su manejo (Delgado, 1999).

Tabla 1. Mecanismos generados de asentamientos

Causa	Forma como se produce		Magnitud del asentamiento	Velocidad del asentamiento
Carga estructural	Deformación (cambio de forma de la masa de suelo)		Calcular por la teoría elástica	Instantánea
	Consolidación: Cambio en la relación de vacíos	Inicial	De la curva de compresibilidad	De la curva tiempo-asentamiento
		Primaria	De la curva de compresibilidad	Calcular por la teoría de Terzaghi
		Secundaria	De la curva tiempo-asentamiento	De la curva tiempo-asentamiento
Carga debida al medio	Retracción debida al secado		Estimar de la curva de compresibilidad y límite de pérdida de humedad por retracción	Igual a la velocidad de secado (rara vez se puede estimar)
	Consolidación debida al descenso del nivel freático		Calcular de la curva de compresibilidad	Calcular por la teoría de Terzaghi

Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed.

Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

2.4.2.10 Tipos de asentamientos

2.4.2.10.1 Asentamientos Totales

En general, la magnitud del asentamiento total no representa un factor crítico, sino más bien una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es considerable, pueden presentarse problemas en conductos de gas, agua potable o alcantarillado que estén conectados a la estructura.

2.4.2.10.2 Asentamientos diferenciales

El asentamiento diferencial o relativo entre las diferentes partes de la estructura, es de mayor trascendencia para la estabilidad estructural de la superestructura que la magnitud del asentamiento total; si ocurren movimientos diferenciales entre las diferentes partes de la cimentación, entonces se originan sobreesfuerzos en la estructura (Delgado, 1999).

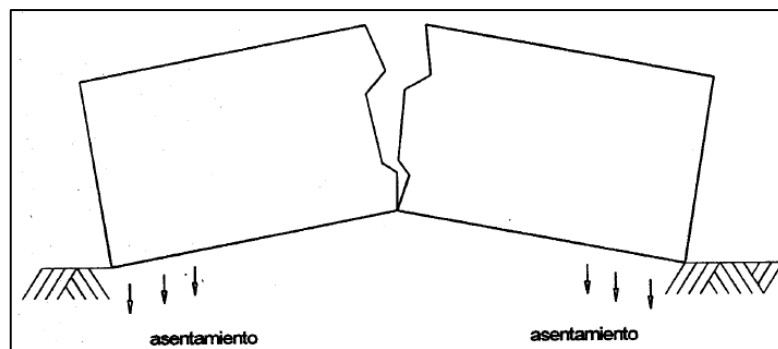
Si estos movimientos diferenciales son excesivos, pueden ocasionar severos agrietamientos, o en su defecto, pueden provocar el colapso de la estructura. En la tabla 2 se muestran algunas de las causas principales de los asentamientos diferenciales en las cimentaciones.

Formas del asentamiento diferencial y el daño que producen

Asentamientos en los extremos. Los extremos de la estructura se asientan más que en el centro y debido a esto se forman grietas con ancho creciente hacia la parte superior en la estructura, que pueden ocasionar un daño muy severo (ver figura 14).

La expansión diferencial de suelo, mayor en el centro que en los extremos, genera un efecto similar (Delgado, 1999)

Figura 14.Asentamiento en los extremos de la cimentación



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed. Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Tabla 2.Causas de asentamientos diferenciales

Causa	Descripción del mecanismo
a) Variación del espesor y características del estrato compresible	Asentamiento proporcional al espesor. Puede ser convexo, cóncavo y por ladeamiento.
b) Variación en las presiones de la cimentación en el contacto con el suelo	Distribución no uniforme de presiones generadas por las cargas.
c) Grandes áreas cargadas sobre cimentaciones flexibles	Asentamiento cóncavo de cimentaciones de placa corrida o cimentaciones aisladas de columnas de gran área.
d) Diferencia entre los tiempos de construcción para diferentes partes de una estructura.	Mayor asentamiento en la parte reciente que en la antigua, donde ya se desarrolló asentamiento.
e) Variaciones en las condiciones de compresibilidad del lugar.	Construcción sobre áreas previamente ocupadas por cargas pesadas, que sobre consolidan los mantos compresibles.
f) Variaciones en las condiciones de compresibilidad generadas por operaciones constructivas.	Descompresiones por excavaciones aledañas. Expansión y posterior re compresión generadas por la excavación para construir la cimentación.

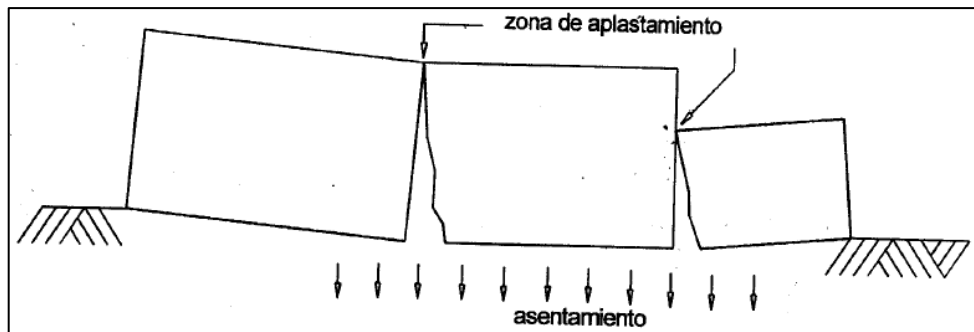
Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996),Ed.

Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Asentamiento cerca del centro. Los extremos se asientan menos que en el centro. Se producen compresiones acentuadas en la parte superior del edificio. Si las deformaciones son muy grandes se pueden generar roturas por cortante, horizontales o inclinadas y grietas de tracción hacia la parte inferior (ver figura 15). Puede no ser crítico si las deformaciones son moderadas (Delgado, 1999).

Los desplazamientos diferenciales introducen esfuerzos adicionales en los elementos del sistema estructural, los cuales pueden ser incapaces de soportar las fuerzas resultantes, llegando a producir el agrietamiento e incluso comprometer la estabilidad y funcionalidad de todo el sistema, confinamiento-mampostería.

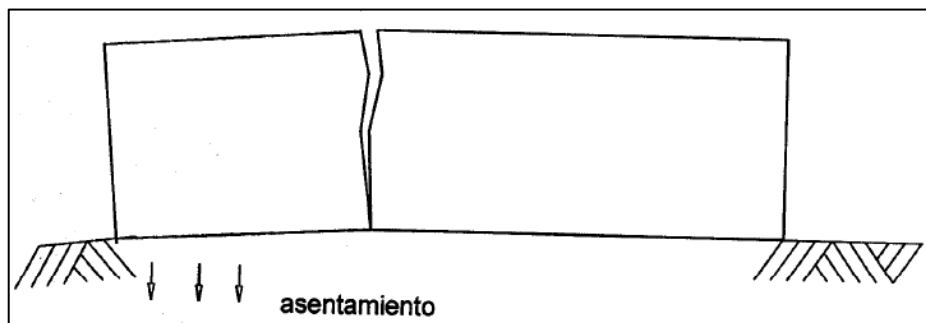
Figura 15.Asentamiento cerca del centro de la cimentación



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996),Ed.
Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Asentamiento en un extremo. El asentamiento diferencial de un extremo de una cimentación larga, con respecto al otro extremo, puede generar grietas con la mayor abertura hacia la parte superior como se puede ver en la figura 16. (Delgado, 1999).

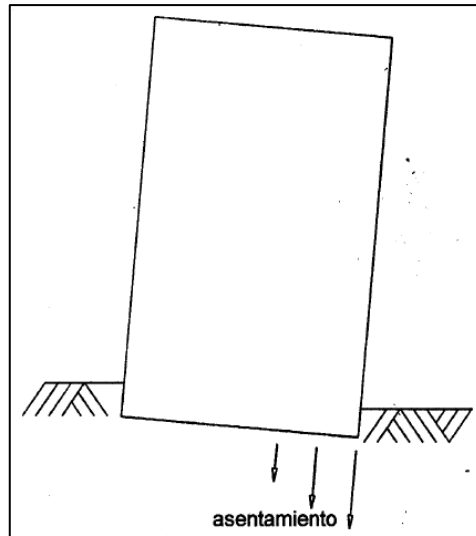
Figura 16.Asentamiento en un extremo de la cimentación



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996),Ed.
Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Asentamiento variable. El asentamiento crece gradualmente desde un extremo de un edificio hasta el otro extremo. Se puede ladear toda la estructura sin agrietarse (ver figura 17). En estructuras altas y esbeltas, las presiones no uniformes de la cimentación, mayores del lado desplome, tienden a acentuar el problema y aún agravarlo con el tiempo (Delgado, 1999).

Figura 17.Asentamiento variable en la cimentación



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed. Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

2.4.2.11 Comportamiento estructural de un muro de mampostería confinado ante desplazamientos diferenciales.

La mampostería confinada sin refuerzo interior, así como cualquier edificación de mampostería tiene cierta capacidad de deformarse, sin llegar al límite de la resistencia de los materiales que la conforman, cuando se presentan asentamientos diferenciales del terreno. Pero en el momento en que los esfuerzos provocados por los asentamientos diferenciales sumados con los esfuerzos propios de la estructura, lleguen a superar la capacidad límite de resistencia de los materiales o de la mampostería, se presentara el agrietamiento. Siendo este agrietamiento, por lo común, la consecuencia de la rotura de la mampostería por tracción, pues la resistencia a tracción es muy pequeña.

2.4.2.11.1 Mecanismos y patrones de falla

En la figura 18 se esquematiza un muro de mampostería, en el cual uno de sus extremos ha sufrido un asentamiento relativo (o el opuesto, un levantamiento). La columneta que más se asienta trata de arrastrar hacia abajo el muro,

transmitiéndole un esfuerzo tangencial en el contacto entre ambos elementos. La columneta que menos se asienta trata de impedir el descenso del muro, oponiéndose a ello y transmitiéndole así mismo un esfuerzo tangencial de igual magnitud que el anterior; pero en este caso, dirigido hacia arriba, por equilibrio.

Este conjunto de fuerzas forma un par, de resultante nula, pero momento no nulo.

El equilibrio de fuerzas requiere que se forme otro par que dé el mismo momento, pero de sentido contrario. Aparecen, entonces, unos esfuerzos tangenciales en la parte superior y en la parte inferior del muro, que equilibran a los anteriores.

Si el asentamiento diferencial es pequeño, estas fuerzas a que se ve sometido el muro serán resistidas sin problemas. Pero, si es suficientemente grande como para agotar la resistencia del muro o de los elementos de confinamiento, sobrevendrán agrietamientos. La morfología de las grietas variará dependiendo de cuál sea la zona más débil frente al esfuerzo que ha de soportar. Pueden presentarse fallas diagonales, verticales, horizontales y rotaciones.

- **Falla diagonal**

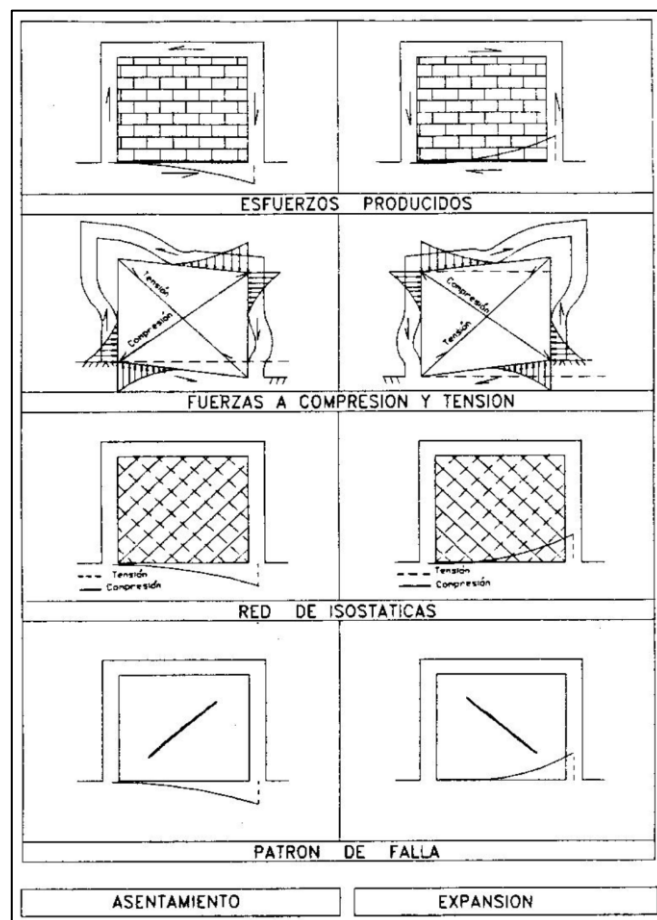
Mecanismo de falla

Supóngase que los contactos del muro de mampostería con las columnetas y las vigas, en su perímetro, son capaces de resistir los esfuerzos tangenciales. El muro se distorsiona por el efecto de las fuerzas que aparecen en sus contornos, de la forma ilustrada en la figura 18, donde una diagonal se alarga y la otra se acorta.

En la diagonal que se alarga, se produce un esfuerzo de tracción y en la diagonal que se acorta, un esfuerzo de compresión. Esto es consecuencia del estado tensionado del muro, cuya red de isostáticos se ilustra de igual forma en la figura 18. En efecto, unos esfuerzos cortantes puros en el perímetro de un elemento rectangular equivalen a unos esfuerzos principales de tracción y compresión

oblicuos, inclinados con relación a la horizontal o la vertical. Si la resistencia del muro no es suficiente para soportar la tensión de tracción, se produce la fisura según una línea perpendicular a ese esfuerzo resistido, ver figura 18. Por tal motivo las grietas se originan donde el esfuerzo de tracción es máximo, siguiendo las isostáticas de compresión, las cuales son perpendiculares a las de tensión.

Figura 18. Muro confinado sometido a un asentamiento o a expansión en una de sus esquinas



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed. Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Patrón de falla.

La anterior es la razón de que los asentamientos causen, típicamente grietas inclinadas, como la mostrada en la figura 18. Sin embargo, no siempre ocurre así.

La resistencia del ladrillo y del mortero es diferente, con frecuencia la del mortero es menos resistente que el ladrillo. Entonces, una grieta inclinada se presenta según grietas verticales y horizontales en forma de escalera, siguiendo las juntas entre ladrillo que son más débiles. Como los ladrillos, no suelen ser cuadrados, el resultado es una grieta discontinua, con tramos separados y en parte traslapada, que visto en conjunto corresponden a la grieta inclinada.

Los huecos en la mampostería, como las puertas y ventanas, imponen una heterogeneidad muy demarcada. Su presencia en edificaciones en mampostería, sometida a asentamientos diferenciales, provoca fuertes concentraciones de tensiones en las esquinas de los huecos, ver figura 19. Las isostáticas de tensión que no pueden pasar por el vacío, se ven forzadas a contornear los huecos, concentrándose y apretándose en las inmediaciones de las esquinas. Toda concentración de isostáticas supone un incremento de la intensidad del esfuerzo.

Siendo las esquinas de los huecos los puntos donde se producen las máximas tracciones, es allí en donde se generan las grietas inclinadas. Esto determina que las grietas inclinada, en presencia de ventanas se originen en sus esquinas y pasen de una esquina a la diagonalmente opuesta, situación típica de asentamientos o levantamientos diferenciales.

- **Falla horizontal**

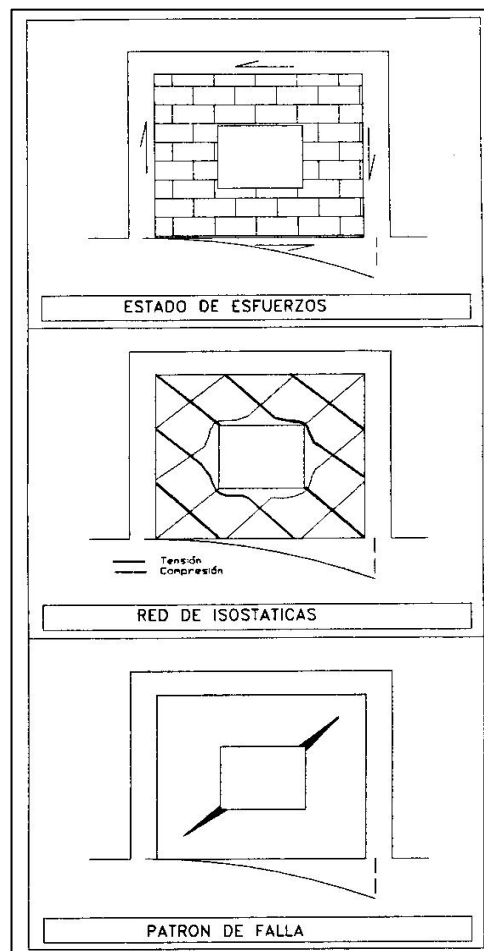
Mecanismo de falla.

A medida que el asentamiento diferencial va creciendo, los esfuerzos tangenciales lo hacen también, hasta que sobreviene el agotamiento de resistencia en dicho contacto y se produce el deslizamiento relativo entre el muro y la viga.

Patrón de falla.

El enchape que recubre la viga, el muro y la junta entre ambos es isótropo y homogéneo. Como resultado, ese deslizamiento se traduce a un sistema de fisuras cortas, inclinadas a 45 grados más o menos, y aproximadamente paralelas entre sí, como se ilustra en la figura 20 (a). En el enchape, la rotura se ha producido por agotamiento de la resistencia a tracción.

Figura 19. Efecto de las aberturas en un muro confinado



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed.

Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

En algunos casos, ese sistema de pequeñas grietas inclinadas, es reemplazado por una única grieta en el techo, que marca el límite inferior de la viga, aunque suele tener ligeros ramales inclinados, ver figura 20 (b). Sin embargo, es más común

que se produzca la familia de grietas inclinadas horizontales del contacto y encubriendo el deslizamiento en la línea de debilidad.

- **Falla vertical**

La falla por deslizamiento o agotamiento de la resistencia a esfuerzo tangencial, en el perímetro de los muros no se produce siempre, en la parte superior. Puede suceder, en el contacto vertical entre muro y columneta, como se muestra en la figura 20 (c), o en el encuentro entre dos muros perpendiculares, dando lugar a una grieta vertical en la unión o a un sistema de grietas oblicuas semejantes a las antes descritas. Este patrón de grietas puede ser, pues, la consecuencia visible de asentamientos o levantamientos diferenciales inadmisibles, en vez de la clásica grieta inclinada.

- **Falla por rotación**

Las grietas verticales en los extremos de ambos lados de un muro pueden responder a otro mecanismo, asimismo originado por asentamientos diferenciales excesivos.

Mecanismo de falla.

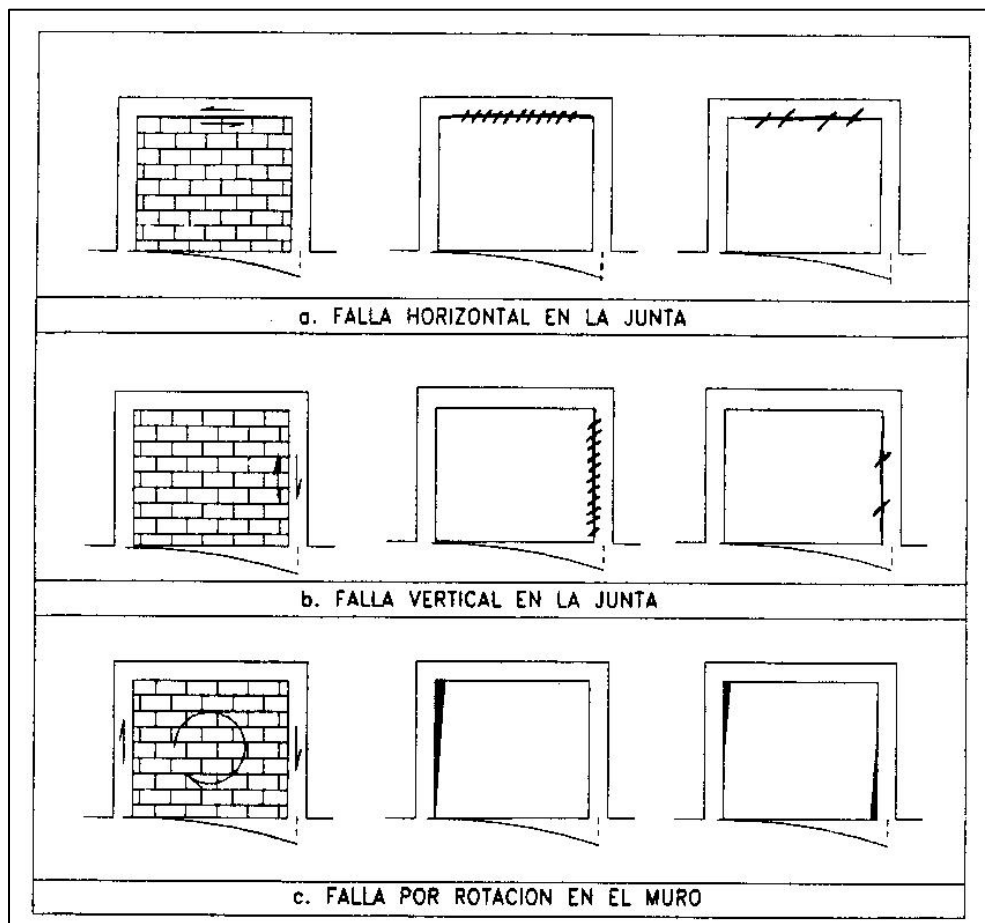
En ocasiones, los elementos que confinan el muro en su borde inferior y superior, no son capaces de aportar los esfuerzos tangenciales que se requerirían para equilibrar al par de fuerzas que las columnetas ejercen sobre él. En consecuencia, el muro se ve sometido a un momento que tiende a hacerlo girar dentro de su plano. Si la junta es débil y la mampostería más resistente, el contacto entre muro y columneta no puede resistir las tracciones que entre ambos se generan en el plano del muro y se produce el despegue según una grieta vertical, figura 20 (b).

- Patrón de falla.

El despegue vertical que se manifiesta por medio de una falla, se caracteriza por una variación lineal de la apertura, mayor arriba que abajo, o viceversa, según cuál sea el apoyo que más ha asentado o el contacto que haya fallado, figura 20.

Otro tanto puede suceder, simultáneamente, en los dos extremos del muro, produciéndose dos grietas verticales, figura 20, con variaciones opuestas de la abertura, una más abierta arriba que abajo y otra al revés, indicando así el sentido de giro del muro como un cuerpo rígido.

Figura 20. Otros tipos de fallas debidos al asentamiento en las esquinas del muro o a levantamiento del centro de la construcción.



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed.

Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

2.4.2.12 Idealización estructural

En la idealización del comportamiento estructural de un sistema de muros confinados sometido a un asentamiento diferencial en uno de sus extremos, se puede considerar que inicialmente el sistema trabaja monolíticamente como una sola unidad en la cual son importantes la deformación por flexión y cortante, pero es suficiente un pequeño incremento en el asentamiento, para que el muro se separe del pórtico de confinamiento y este se apoye en el muro como se muestra en la figura 21, generándose una distribución de esfuerzos parabólica.

En el pórtico se producen esfuerzos axiales, momentos y cortantes, siendo los momentos de poca importancia debido a que la fuerza en la estructura se desarrolla en la proximidad de los nudos, pero las fuerzas de cortante por el contrario, son de consideración. Estas fuerzas en el muro originan fuerzas de tensión diagonal que pueden producir fallas por tensión en las esquinas de contacto con el pórtico y agrietamiento en los muros.

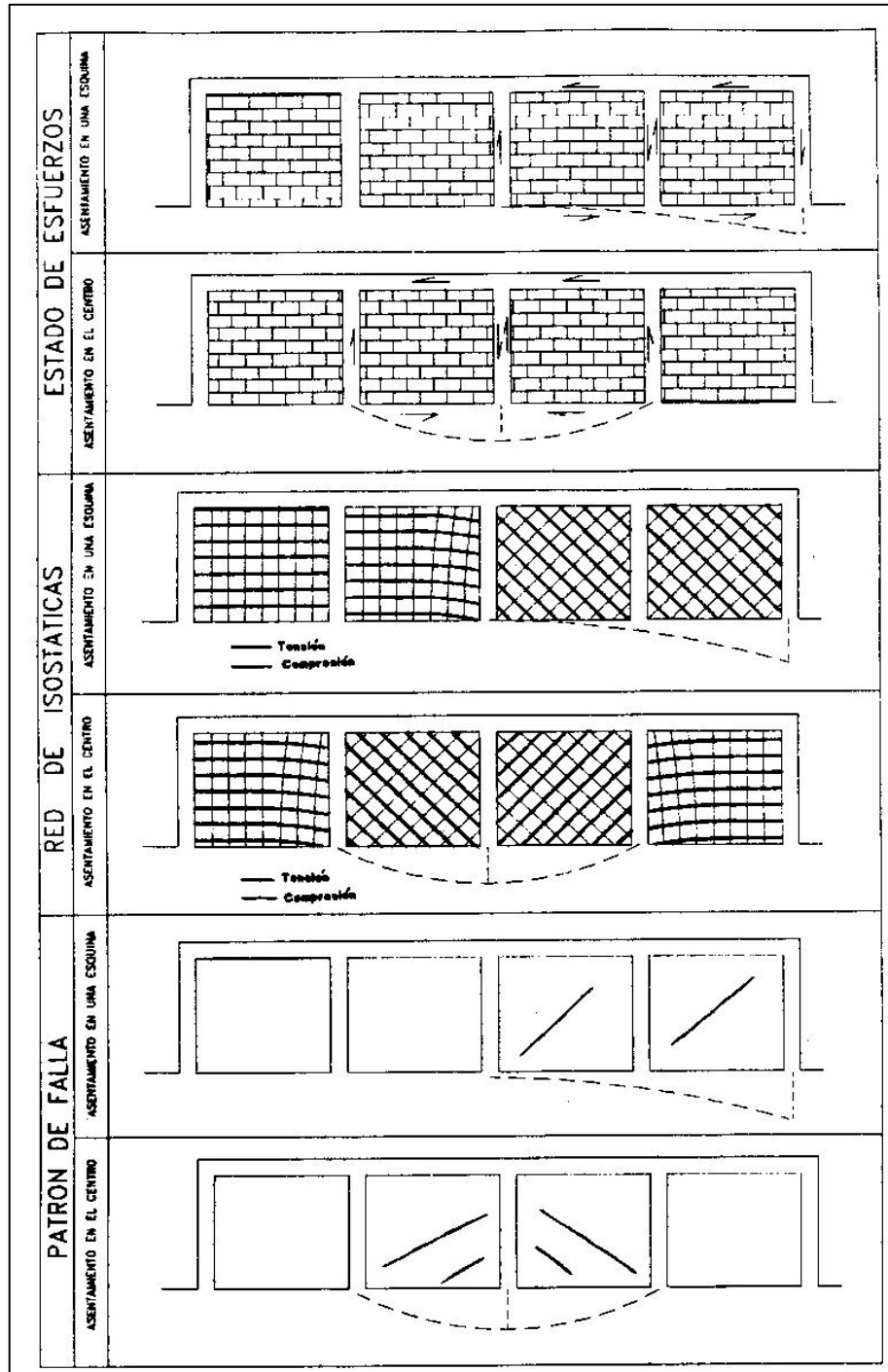
Para el cálculo estructural la rigidez del sistema se determina una vez que ha ocurrido la separación pórtico-muro, por lo tanto se modela la estructura de mampostería confinada como un sistema apórticado con una diagonal equivalente a compresión, en forma análoga al modelo utilizado por *Bazán* para análisis sísmico. En donde las características de la diagonal equivalente corresponden al del muro de mampostería.

2.4.2.13 Edificaciones de uno o dos niveles

El comportamiento estructural de las edificaciones de un solo nivel ante el asentamiento en una de sus esquinas, como se ilustra en la figura 21, se explica con lo anteriormente mencionado. Es de resaltar la influencia que tienen estos desplazamientos diferenciales no solamente en los muros bajo los cuales actúa directamente, sino de igual forma pero en menor proporción sobre los

inmediatamente aledaños, debido a la transmisión de esfuerzos por parte del confinamiento.

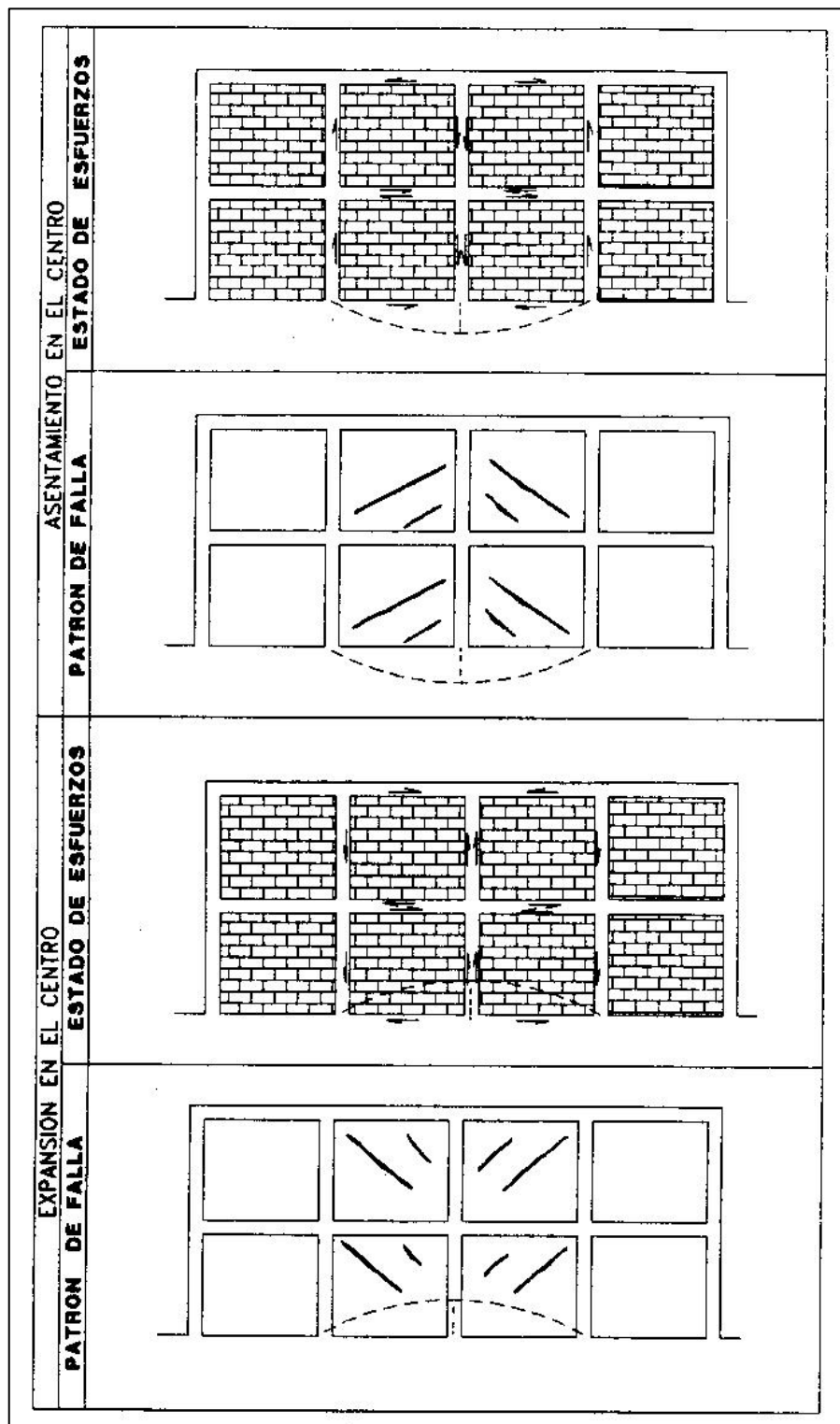
Figura 21. Edificación de un nivel bajo efecto de asentamiento



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed.

Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Figura 22. Edificación de dos niveles bajo efectos de un asentamiento o expansión en el centro



Fuente: *Ingeniería de Fundaciones*, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed.

Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá.

Cuando los asentamientos diferenciales son mayores en el centro de la edificación como se ilustra en la figura 21, el alargamiento de la cimentación se ve impedido por el rozamiento producido con el terreno, introduciendo unas tensiones que se oponen a las tensiones de la base de la construcción, produciéndose con el tiempo grietas que se reparten en un mayor número en la parte inferior de la vivienda.

En las edificaciones de dos niveles los efectos por asentamientos a diferencia de las de un solo nivel, pueden ser mayores al verse incrementados por el desplazamiento que produce su peso propio. En las construcciones de un solo nivel los desplazamientos por su mismo peso son muy pequeños, en edificaciones de dos niveles no de igual forma puede despreciarse.

No ocurriendo lo mismo cuando sucede expansión, en este caso por lo ya mencionado, el peso contribuye a contrarrestar el desplazamiento ascendente que le produce el terreno.

Cuando los asentamientos son mayores en el centro o las expansiones son mayores en los extremos, se producen grietas inclinadas de un lado y otro, ver figura 22, las cuales en muchos casos se unen por arriba. Todo lo que queda por encima de la grieta más alta, pasa a trabajar a compresión. Lo que queda por debajo, sin apoyo o con apoyo deficiente, está sometido a tensiones verticales debidas al peso propio no compensadas por la reacción del terreno, dando lugar a grietas sensiblemente horizontales.

Cuando los asentamientos son mayores en los extremos o cuando por expansividad se producen hinchamientos mayores en el centro, ver figura 22, se producen alargamientos de las fibras superiores de la estructura. En este caso, es típico que aparezcan grietas en la parte superior de los muros, ver figura 22. Esto como consecuencia del estiramiento de los muros. Siendo mayor la intensidad de las grietas en el segundo nivel.

2.4.2.14 Requerimientos de diseño y construcción

Ante posibles problemas de desplazamientos en el terreno de cimentación, la primera pregunta que se formula el Ingeniero estructural es de qué forma los desplazamientos afectan la edificación, y por lo tanto, ¿cómo se está comportando la estructura? La respuesta, el sólo, no la ha de encontrar. Por ello el aporte del Ingeniero geotecnista es fundamental, para llegar a una explicación real.

Superada la etapa de entendimiento del problema y evaluado el comportamiento de respuesta de la edificación, viene el gran dilema, y es dar la adecuada solución.

Como lo deseado es anticiparse al problema, se debe buscar como diseñar las estructuras para que estén en capacidad de responder ante cualquier requerimiento no solamente de capacidad sino de rigidez.

Algunos de los requerimientos de diseño y construcción necesarios en la mampostería y el confinamiento necesarios para proveer un sistema dúctil y resistente con su respectiva justificación son;

- Colocación de refuerzo en la mampostería. Esto obedece a que la resistencia de la mampostería simple a tensión es reducida y frágil. Por ello, su aplicación es óptima en condiciones de carga vertical en la cual los esfuerzos que predominan son los de compresión, cuando debe ser utilizada en casos donde se generan esfuerzos de tensión o donde se demanda comportamiento dúctil, su efectividad estructural está limitada, y en casos de grandes asentamientos o expansiones del terreno, su función es nula. Para superar estas limitaciones se hace necesario la colocación de refuerzo en la mampostería. Esta cuantía de acero que se ha de colocar debe cuantificarse definiendo todos los posibles tipos de falla.
- Colocar el acero tanto horizontal como vertical con un adecuado mortero o concreto líquido, de manera que integre el comportamiento del acero y de la

mampostería como un todo. La resistencia a la tracción se espera exclusivamente del acero, mientras que la mampostería, en conjunto con el concreto líquido tiene la función de resistir las compresiones, y además, proveen el recubrimiento protector para la armadura.

- Determinar el espesor del muro de mampostería, de acuerdo a las solicitaciones de esfuerzos cortantes.
- Preferiblemente utilizar ladrillos macizos y en casos donde se utilicen perforados, su área hueca no debe exceder del 30%, esto busca evitar una falla frágil por compresión.
- Los confinamientos deben ser resistentes a cortantes, esto es, deben contar con una buena sección transversal y suficientes estribos. En caso contrario, las grietas atravesarán simultáneamente el muro y el confinamiento. Cuando los confinamientos tienen buena resistencia al cortante, mayor que la de la mampostería, lo confina y la grieta es contenida.
- Para utilizar totalmente la resistencia a la tracción de la unidad de mampostería, la adhesión mortero-unidad deberá ser por lo menos lo suficiente para desarrollar por completo la resistencia del muro. En la práctica, la resistencia al agrietamiento, y por consecuencia al corte, está prácticamente controlada por la adhesión, cuando las cargas de compresión son reducidas o inexistentes.
- En aquellos sitios de construcción donde se anticipe la ocurrencia de desplazamientos del terreno, es necesario la utilización de tuberías flexibles para las redes de acueducto y alcantarillado, con el fin de que estas pueden deformarse sin llegar a romperse y de esta forma impedir afectos de expansibilidad de los suelos o socavación de la cimentación por arrastre de material.
- Las juntas correctamente localizadas y detalladas tomando en cuenta, restricciones impuestas, características de deformabilidad de la mampostería y

algunos efectos por desplazamientos diferenciales con respecto a otros materiales, pueden ayudar a mitigar los efectos de los desplazamientos. Las juntas pueden ser fácilmente ubicadas en el sistema estructural, ya que los desplazamientos pueden ocurrir en lugares predecibles.

2.5 HIPÓTESIS

El estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación garantizará el adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

El estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación.

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 ENFOQUE

El presente trabajo estará regido por el enfoque cuantitativo, es decir se seguirá un proceso en el que a partir de la recolección de la información en las encuestas se utilizarán los datos numéricos de las mismas, que estarán destinados a la comprobación de la hipótesis.

3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

- De campo: Se receptaran datos acerca del conocimiento que poseen los estudiantes sobre los efectos de consolidación del suelo de fundación.
- De laboratorio: Se analizarán los resultados obtenidos en oficina.
- Documental – Bibliográfica: El presente proyecto de investigación se apoya en bibliografía encontrada sobre el tema planteado e investigaciones realizadas por otros autores.

3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Exploratorio:

Mediante una metodología simple y flexible se logró recopilar la información a través de encuestas realizadas, con el propósito de generar la hipótesis que ayudará a encontrar una solución definitiva al problema.

Descriptivo:

Previo a los datos obtenidos se pueden establecer predicciones que basadas en hechos o referencias específicas sobre el tema, para de esta manera interrelacionar las variables para describir el comportamiento y capacidad de sus elementos.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

La población que se tomará en cuenta para la presente investigación la conforman los estudiantes del décimo semestre de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, y en vista de que la población considerada es finita y pequeña no se ha tomado muestra.

3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
La consolidación consiste en la reducción del volumen total del suelo provocado por la colocación de una carga o el drenaje del terreno. Introducen esfuerzos adicionales en los elementos del sistema estructural, los cuales pueden ser incapaces de soportar las fuerzas resultantes, llegando a producir el agrietamiento e incluso comprometer la estabilidad y funcionalidad de todo el sistema, confinamiento-mampostería.	Deterioro en elementos estructurales y no estructurales.	Peso propio de la estructura	¿El peso propio causa asentamiento en la cimentación?	Encuesta
		Agrietamientos en mampostería	¿Cómo afectan los agrietamientos el aspecto y funcionalidad de la estructura?	Observación Encuesta
	Tipo de suelos	Finos	¿Cuáles son los tipos de suelos?	Norma Ecuatoriana de la Construcción
		Gruesos		

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
El correcto comportamiento y la estabilidad en un edificio es la capacidad de la estructura de mantener el equilibrio como un conjunto, para cualquiera de los estados de cargas que pueden actuar sobre la misma, es además la propiedad que tiene una estructura de mantener la rigidez inicial de sus elementos sin cambios bruscos ante sollicitaciones externas como son las fuerzas sísmicas.	Resistencia	Consolidación Asentamientos	¿La estructura es capaz de absorber las sollicitaciones internas debido a los estados de carga?	Observación Encuesta
	Rigidez		¿La estructura es capaz de oponerse a la deformación?	

Fuente: Elaboración propia.

3.6 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	<p>Para alcanzar los objetivos de la investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Estudiar y analizar el comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación según la metodología propuesta por la norma ecuatoriana de la construcción. - Determinar los esfuerzos que serán transmitidas a la cimentación. - Realizar el análisis y diseño de la cimentación de un edificio de hormigón armado de cinco pisos. - Establecer las propiedades físico-mecánicas suelo. - Definir los asentamientos permisibles de la cimentación de acuerdo a las características del suelo. - Calcular los asentamientos que se producirán en la cimentación.
2. ¿De qué personas u objetos?	- Los estudiantes del décimo semestre de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.
3. ¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none"> - Agrietamientos en mampostería - Peso propio de la estructura - Consolidación del suelo - Asentamientos
4. ¿Quién o quiénes?	Gabriela Alexandra Moya Andino
5. ¿Cuándo?	Durante el mes de Diciembre de 2014

6. ¿Dónde?	En la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, en la República del Ecuador.
7. ¿Cuántas veces se aplicará el instrumento?	A toda la población
8. ¿Cómo se redactará la información?	Encuesta
9. ¿Con qué instrumentos?	Cuestionario

3.7 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Una vez que se ha realizado el estudio a los estudiantes de la facultad, se procede a tabular las encuestas pregunta por pregunta las mismas que posteriormente se las presentará a manera de tablas y gráficos en porcentaje, a fin que permitirán verificar la hipótesis y presentar conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos.

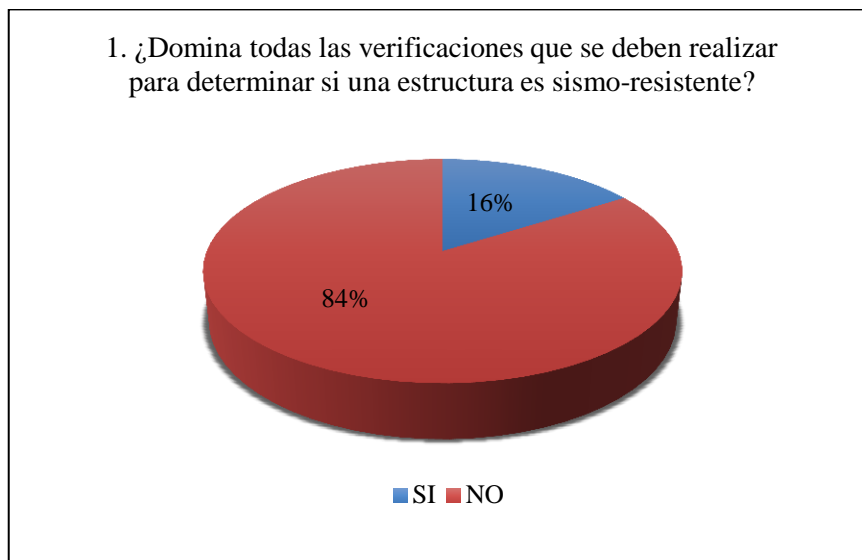
CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Pregunta 1: ¿Domina todas las verificaciones que se deben realizar para determinar si una estructura es sismo-resistente?

ITEM	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	8	16,00%
NO	42	84,00%
TOTAL	50	100,00%



Conclusión: La mayor parte de los estudiantes del décimo semestre encuestados, no dominan todas las verificaciones que se deben realizar para determinar si una estructura es sismo-resistente.

Pregunta 2: ¿Conoce los datos que proporciona un estudio completo de suelos?

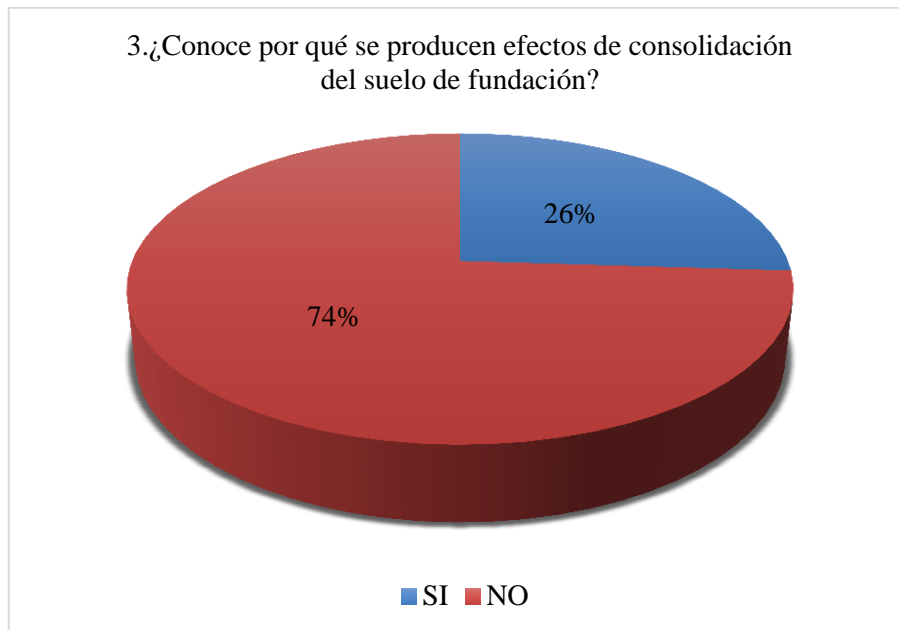
ITEM	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	21	42,00%
NO	29	58,00%
TOTAL	50	100,00%



Conclusión: El 58% de los estudiantes desconocen los datos que proporciona un estudio completo de suelos, mientras que el 42% asevera que los conoce.

Pregunta 3: ¿Conoce por qué se producen efectos de consolidación del suelo de fundación?

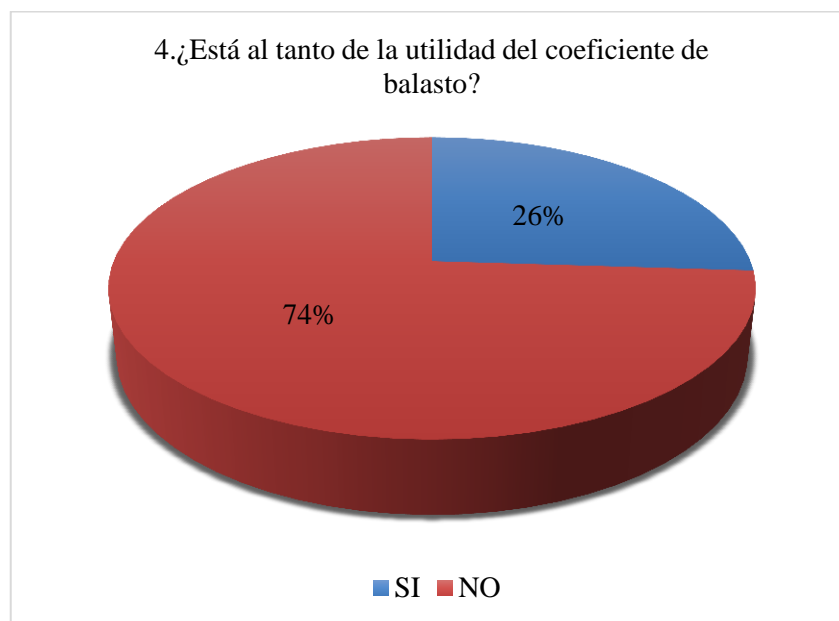
ITEM	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	13	26,00%
NO	37	74,00%
TOTAL	50	100,00%



Conclusión: En su gran mayoría los estudiantes del décimo semestre encuestados, no están al tanto del por qué se producen efectos de consolidación del suelo de fundación.

Pregunta 4: ¿Está al tanto de la utilidad del coeficiente de balasto?

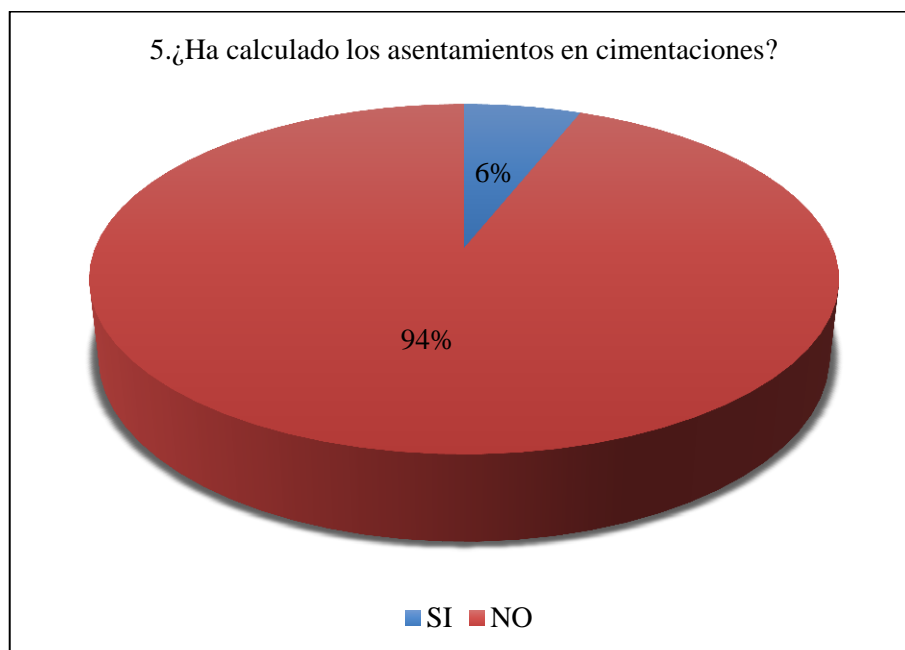
ITEM	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	13	26,00%
NO	37	74,00%
TOTAL	50	100,00%



Conclusión: La mayor parte de los estudiantes encuestados no están al tanto de la utilidad del coeficiente de balasto.

Pregunta 5: ¿Ha calculado los asentamientos en cimentaciones?

ITEM	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	3	6,00%
NO	47	94,00%
TOTAL	50	100,00%



Conclusión: Casi en su totalidad los estudiantes encuestados no han calculado asentamientos en cimentaciones.

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS

ASPECTO EVALUADO	INTERPRETACIÓN
Estructura sismo-resistente	<p>La mayor parte de los estudiantes del décimo semestre encuestados, no dominan todas las verificaciones que se deben realizar para determinar si una estructura es sismo-resistente.</p> <p>Apenas el 16% de ellos podría establecer si una estructura es sismo-resistente.</p>
Estudio de suelos	<p>El 58% de los estudiantes desconocen los datos que proporciona un estudio completo de suelos, mientras que el 42% asevera que los conoce.</p>
Efectos de consolidación del suelo	<p>En su gran mayoría los estudiantes del décimo semestre encuestados, no están al tanto del por qué se producen efectos de consolidación del suelo de fundación.</p>
Coefficiente de balasto	<p>La mayor parte de los estudiantes encuestados no están al tanto de la utilidad del coeficiente de balasto.</p>
Cálculo de asentamientos diferenciales	<p>Casi en su totalidad los estudiantes encuestados no han calculado asentamientos en cimentaciones.</p> <p>Sólo el 6% de los encuestados los ha calculado, siendo indispensables para el diseño de cimentaciones.</p>

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

HIPÓTESIS:

Hipótesis de trabajo: El estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación garantizará el adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

Hipótesis Nula: El estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación no garantizará el adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

VARIABLES:

Variable independiente:

El estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación.

Variable dependiente:

Adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

PREGUNTAS:

Pregunta 3: ¿Conoce por qué se producen efectos de consolidación del suelo de fundación?

Pregunta 5: ¿Ha calculado los asentamientos en cimentaciones?

MÉTODO UTILIZADO:

Con el objeto de comprobar la hipótesis establecida en la presente investigación se empleará la prueba estadística del Chi-cuadrado el cual es un método útil para probar la hipótesis relacionada con la diferencia entre el conjunto de frecuencias observadas en una muestra y el conjunto de frecuencias teóricas y esperadas de la misma muestra.

En este tipo de problemas el estadístico de prueba es:

$$X^2 = \sum(F_o - F_e)^2 / F_e \quad \text{Ec. 4}$$

Dónde:

X^2 = Chi-cuadrado

F_o = Frecuencia observada de realización de un acontecimiento determinado.

F_e = Frecuencia esperada o teórica.

Utilizaremos un margen de error del 5% el cual se convierte en un nivel de confianza de 0.05 con el que se buscan los datos en la tabla chi-cuadrado (ver Anexo 1).

El grado de libertad se obtendrá a través de la fórmula:

$$Gl = (f - 1)(c - 1) \quad \text{Ec. 5}$$

Dónde:

Gl = Grado de libertad.

f = filas.

c = columnas.

Tabla 3. Frecuencias observadas.

ALTERNATIVA	ITEMS		
	SI	NO	TOTAL
Pregunta 3	13	37	50
Pregunta 5	3	47	50
TOTAL	16	84	100

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. Frecuencias esperadas.

ALTERNATIVA	ITEMS		
	SI	NO	TOTAL
Pregunta 3	8	42	50
Pregunta 5	8	42	50
TOTAL	16	84	100

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5. Tabla de contingencia.

ALTERNATIVA	Fo	Fe	Fo - Fe	(Fo - Fe) ²	((Fo-Fe)/Fe) ²
Pregunta 3 - SI	13	8	5	25	9,77
Pregunta 3 - NO	37	42	-5	25	0,35
Pregunta 5 - SI	3	8	-5	25	9,77
Pregunta 5 - NO	47	42	5	25	0,35
TOTAL					20,24

Fuente: Elaboración propia.

$$Xc^2 = 20.24 \quad (\text{Chi-cuadrado calculado})$$

Grados de libertad

$$Gl = (f - 1)(c - 1)$$

$$Gl = (2 - 1)(2 - 1)$$

$$Gl = (1)(1)$$

$$Gl = 1$$

Nivel de confianza = 0.05

$$X^2t = 3.84 \quad (\text{Chi-cuadrado tabla Anexo 1})$$

$$Xc^2 > X^2t$$

$$20.24 > 3.84$$

De acuerdo a estos resultados se pudo comprobar que el chi-cuadrado calculado es mayor que el chi-cuadrado tabla, por lo cual se acepta la hipótesis de trabajo y se rechaza la hipótesis nula, es decir “El estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación garantizará el adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado”

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Mediante el estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación se garantizará el adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

- Al tomar en cuenta que los efectos de consolidación del suelo de fundación producen asentamientos que introducen esfuerzos adicionales en los elementos del sistema estructural, podremos evitar el agrietamiento y no comprometer la estabilidad y funcionalidad de todo el sistema, confinamiento-mampostería.

- La alternativa para garantizar el correcto comportamiento y la estabilidad de la estructura para cualquiera de los estados de cargas que pueden actuar sobre la misma y ante sollicitaciones externas como son las fuerzas sísmicas es mantener la rigidez inicial de sus elementos.

- Los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, desconocen la razón por la que originan los efectos de consolidación del suelo así como los asentamientos en la cimentación.

5.2 RECOMENDACIONES

- Es muy importante ejecutar un estudio completo de suelos ante posibles problemas de consolidación y asentamientos en cualquier terreno de cimentación.
- Se debe realizar el análisis y diseño sismo-resistente de una estructura así como todas sus verificaciones, para que esté en capacidad de responder ante cualquier requerimiento no solamente de capacidad sino de rigidez.
- Se recomienda que posterior al cálculo de los asentamientos en la cimentación se efectúe una comparación entre los valores obtenidos y los dispuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

Título de la propuesta: Análisis del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación según la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Institución ejecutora: La presente propuesta se ejecutará con el apoyo del Ing. Patricio Vasco como Director de Tesis y Gabriela Alexandra Moya Andino como proponente del proyecto.

Ubicación: La investigación se realizará con datos generales de un edificio de cinco pisos de hormigón armado, localizado en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua.

Tiempo de ejecución: Se estima que la realización de la propuesta se efectúe entre los meses de Diciembre de 2014 a Marzo de 2015, aproximadamente cuatro meses.

Equipo técnico: El equipo técnico necesario para llevar a cabo lo planteado está compuesto por la investigadora autora de la propuesta y de un docente de profesión Ingeniero Civil tutor de tesis.

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Todos los materiales, al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos, experimentan deformaciones, que pueden o no ser dependientes del tiempo. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, varían según el material a analizar. Las relaciones más sencillas se producen en los materiales elásticos lineales, donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo.

Dentro de la Mecánica de Suelos se han establecido diferentes teorías del comportamiento de un suelo, las cuales han evolucionado de acuerdo a la aplicación de condiciones o hipótesis más cercanas a la realidad, sin embargo los principios no dejan de ser los mismos. Para el caso del estudio de la compresibilidad de suelos finos, los métodos para su estimación se basan en el entendimiento del proceso de consolidación.

La deformación de un suelo se puede presentar por cambio de volumen y de forma. En el primer caso se le llama compresión o expansión y es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; la deformación por cambio de forma, denominada distorsión o deformación desviadora es el proceso por el cual una masa de suelo cambia su forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniendo su volumen constante.

La capacidad de deformación de un suelo está en función de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, estas propiedades se estudian por medio de la prueba de consolidación.

Es común que, derivado de una inadecuada interpretación de las condiciones del subsuelo en el sitio, se generen riesgos y costos adicionales en los proyectos de ingeniería civil, razón por la cual, es importante que la información disponible sea aprovechada óptimamente.

6.3 JUSTIFICACIÓN

Cuando una estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones, fundamentalmente asentamientos.

La consolidación causa una reducción en el volumen de la masa de un suelo originada por la aplicación de una carga permanente y la expulsión del agua de los vacíos, acompañada por una transferencia de carga del agua a las partículas sólidas del suelo.

La consolidación impone la necesidad de evaluar la magnitud y la velocidad de los asentamientos, los mismos que introducen esfuerzos adicionales en los elementos del sistema estructural, los cuales pueden ser incapaces de soportar las fuerzas resultantes, llegando a comprometer la estabilidad y funcionalidad del sistema.

En la presente investigación tomaremos en cuenta que toda edificación siempre sufrirá asentamientos por efecto de las cargas actuantes, y que es función del sistema de cimentación de la estructura, controlar que estos asentamientos se mantengan dentro del rango tolerable, evitando así agrietamientos en los miembros estructurales y no estructurales del edificio.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 Objetivo general

Analizar del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación según la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

6.4.2 Objetivos específicos

- Modelar el edificio de acuerdo a los planos arquitectónicos y estructurales.
- Establecer si la capacidad portante del suelo es apropiada para soportar el peso de la estructura.
- Diseñar las cimentaciones de la edificación de acuerdo a la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Determinar los asentamientos que se originarán en la cimentación.
- Verificar el comportamiento estructural de cada cimentación superficial ante los asentamientos producidos.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

La propuesta que se presenta es técnicamente factible ya contamos con la configuración estructural y arquitectónica de un edificio para poder ejecutar el análisis del comportamiento estructural de la cimentación ante los efectos de consolidación del suelo de fundación con el propósito de evitar que los asentamientos producidos puedan generar daños en el aspecto, las condiciones de servicio e incluso provocar el colapso de la estructura.

De esta manera podremos de lograr una edificación sismo-resistente, segura y económica.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 Conceptos básicos de consolidación

La consolidación es el proceso de compresión de un suelo en función del tiempo y en el caso de suelos arcillosos da como resultado la transformación progresiva de un sedimento en estado suave o blando a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria. Dichos procesos implican la disminución de la relación de vacíos e involucran la actividad físico-química de las partículas sólidas, disminución del contenido de agua, la disipación de la presión de poro en exceso

de la hidrostática del agua bajo el incremento del esfuerzo causado por la sobrecarga y cementación. Se rige por el cambio de presiones de poro a presiones efectivas, resultado de una reducción de volumen por la pérdida de agua.

La consolidación es una deformación elastoplástica que resulta de una permanente reducción de la relación de vacíos debido a un incremento de esfuerzos. La diferencia esencial entre compresión ordinaria y consolidación, es que ésta es una compresión en función del tiempo.

Al aplicar cierta carga a un suelo arenoso limpio saturado, su consolidación será casi instantánea, debido a que el agua con exceso de presión hidrostática no tiene problemas para escapar por las oquedades; sin embargo, si el suelo es una arcilla de baja permeabilidad, su consolidación será muy lenta, debido a que el exceso de agua en los vacíos tomará tiempo para ser expulsada fuera de la capa arcillosa.

El fenómeno de consolidación es explicado por la teoría de Terzaghi, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

- El suelo antes y durante el proceso permanece saturado ($S_r=100\%$). Los asentamientos por compresión en suelos no saturados, son instantáneos, esto es, independientes del tiempo.
- El agua y los granos del suelo son incompresibles.
- La variación de la compresibilidad se considera como una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio de volumen ($a_v=\Delta e/\Delta p$).
- El coeficiente de permeabilidad k es constante. Esto es esencialmente cierto in situ, pero en el laboratorio puede haber grandes errores asociados con esta suposición, los cuales tienden a producir error en el cálculo del tiempo para que ocurra el asentamiento.
- La ley de Darcy es válida ($v = ki$).
- La temperatura permanece constante durante el proceso. Un cambio en la temperatura entre 10 y 20°C (temperaturas típicas del campo y del laboratorio respectivamente) producen un cambio en la viscosidad del agua alrededor del

30%. Es importante que el ensayo de laboratorio sea ejecutado a una temperatura conocida o preferiblemente a la temperatura in situ.

- La consolidación es unidimensional (vertical), esto es, que no hay flujo lateral del agua o movimiento lateral del suelo. Esto es totalmente verdadero en los ensayos de laboratorio y parcialmente verdadero in situ.
- Las muestras que se prueban en el laboratorio son inalteradas. Este es un problema serio en el que no importa cuán cuidadosamente haya sido tomada la muestra, siempre se descarga de su presión in situ. Además, la presión hidrostática de poro, debida al nivel de agua freática generalmente se pierde. En los suelos sensitivos pueden resultar serios errores; en otros suelos, los efectos pueden ser mucho menores. La interpretación cuidadosa de la información puede reducir el efecto de los errores debidos al efecto del muestreo.

Después de cierto tiempo de estar actuando las cargas de deposición en un suelo, se alcanza un estado de equilibrio dentro de su estructura y la compresión se termina. De esta manera, el suelo se considera totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzos constante. Al suelo en el cual las condiciones actuales se encuentran bajo una presión de consolidación final o extrema, se le llama normalmente consolidado. Por otro lado, si un suelo cuya sobrecarga actual a la cual está sometido es inferior a la presión extrema de consolidación que soportó en algún tiempo anterior, se dice que dicho suelo está preconsolidado.

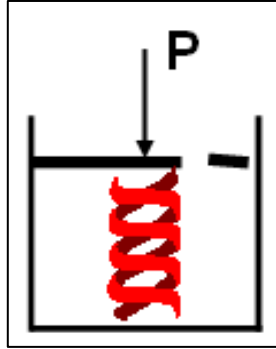
Fuente: AUVINET, G. (1999). *“Confiabilidad y análisis de riesgo en geotecnia”*, Apuntes para estudiantes del curso, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

6.6.2 Analogía mecánica de Terzaghi

Para comprender mejor el proceso de consolidación, Terzaghi propuso un modelo mecánico. Éste consiste en un cilindro de sección A con un pistón sin fricción el

cual posee una pequeña perforación. Dicho pistón se encuentra unido a un resorte y el cilindro en su interior está lleno de un fluido incompresible, tal como se muestra en la figura 23.

Figura 23. Esquema del pistón.



Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

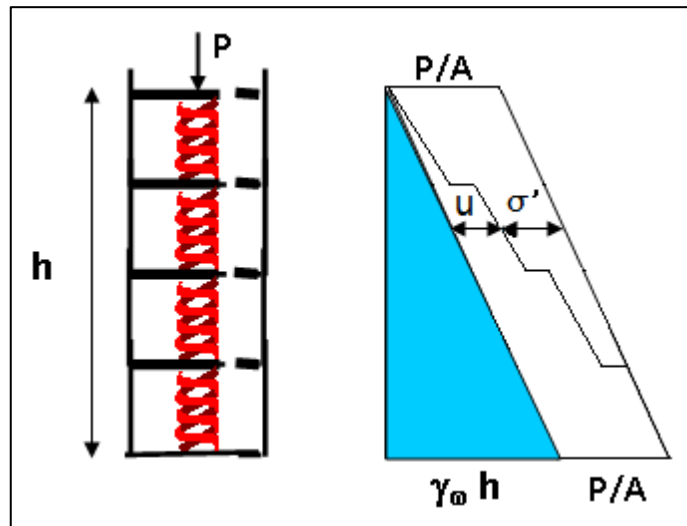
El proceso comienza con la aplicación de una carga de valor P sobre el pistón. En este primer instante el orificio se encuentra cerrado y el resorte no tiene posibilidad de deformarse, en consecuencia no ejerce fuerza alguna. Es así que la fuerza P es soportada en su totalidad por el fluido. En una segunda instancia se abre el orificio y se genera un gradiente de presiones P/A (A : área del pistón) entre el interior y el exterior del cilindro lo que ocasiona el flujo del líquido hacia el exterior, y a medida que el fluido sale, el resorte comienza a deformarse y por lo tanto comenzará a tomar una porción de la carga P . La velocidad a la cual se transfiere la carga desde el fluido al resorte depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido.

Finalmente, la posición de equilibrio se da cuando la presión en el fluido iguala la presión exterior y el resorte ha tomado la totalidad de la fuerza P .

En analogía con el caso del suelo, la estructura de partículas sólidas es representada por el resorte; el agua intersticial por el fluido incompresible; y, por último, las redes de capilares continuos (vacíos) son representadas por el orificio.

Para entender mejor como varían las presiones dentro de un estrato de suelo saturado ante la aplicación de una carga durante el proceso de consolidación, se analiza una batería de cilindros comunicados, de acuerdo al esquema de la figura 24.

Figura 24. Esquema de batería de pitones. Diagrama de presiones.



Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

Análogamente a la situación de un cilindro individual, en un instante inicial ninguno de los resortes ha sido deformado por lo que la carga aplicada P , es soportada por el fluido con una sobrepresión neutra $\Delta u = P/A$. Luego de transcurrido un tiempo, se abre el orificio y comienza el flujo del líquido hacia el exterior.

Como éste sólo puede hacerlo por la parte superior del modelo, el resorte del cilindro superior comenzará a deformarse y la sobrepresión del líquido comenzará a transferirse desde el fluido hacia el resorte. Al reducirse la presión del fluido en el primer cilindro se genera un gradiente de presiones entre este cilindro y el contiguo a éste, por lo cual se inicia nuevamente el proceso de transferencias de presiones.

En los cilindros inferiores las condiciones no han variado significativamente por lo que en ellos la carga aplicada aún es soportada por el fluido. A medida que pasa el tiempo y se completan los procesos de transferencia de presiones en todos los cilindros la carga será soportada por el conjunto de resortes y el flujo hacia el exterior se detendrá. Considerando que los cilindros tienen un volumen diferencial, se tiene un modelo de cómo se comporta un estrato de suelo, de altura h en condiciones en las que el flujo de agua se realice por la parte superior (esto ocurre, por ejemplo, cuando por debajo del mismo yace un estrato impermeable).

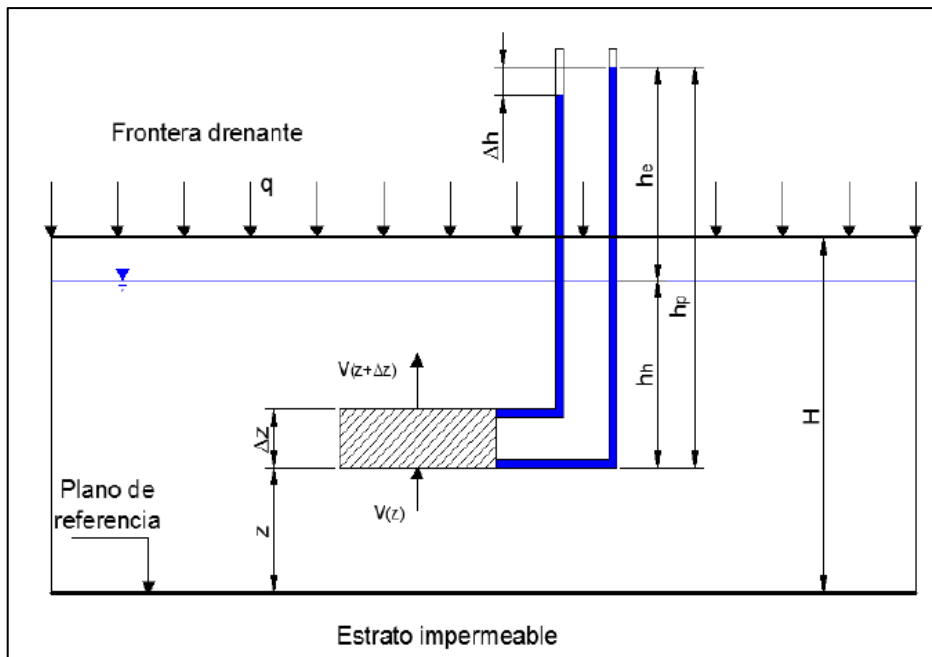
6.6.3 Teoría de Terzaghi para la consolidación vertical

Considérese un depósito de suelo homogéneo, saturado, de longitud lateral infinita y sometido a una carga uniforme (q) aplicada en toda al área superficial. El suelo reposa sobre una base impermeable (ésta puede ser roca sana u otro suelo cuya permeabilidad sea muy baja en comparación al suelo a analizar, por ejemplo $k_{\text{suelo}} > 100k_{\text{estrato permeable}}$ y puede drenar libremente por su cara superior, como se indica en la figura 25, donde:

- h_p : es la altura piezométrica.
- z : es la posición respecto a un plano de referencia.
- h_n : es la carga hidráulica.
- h_e : es el exceso de presión neutra debido a la carga q .
- H : es el espesor del estrato.

La disipación del exceso de presión intersticial en cualquier punto sólo se producirá mediante el flujo del agua intersticial en sentido vertical ascendente hacia la superficie, ya que el gradiente hidráulico únicamente se presenta en dirección vertical. Como resultado se producirán deformaciones en la dirección vertical.

Figura 25. Esquema del depósito del suelo.



Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

La consolidación es un problema de flujo de agua no establecido de un medio poroso, esto se refiere a que si se analiza el flujo de agua en la totalidad del estrato, ésta solo sale de él, ya que no ingresa ningún caudal. Esta situación no debe confundirse con la de un elemento de altura diferencial dentro del estrato, en el cual sí hay un flujo establecido de agua.

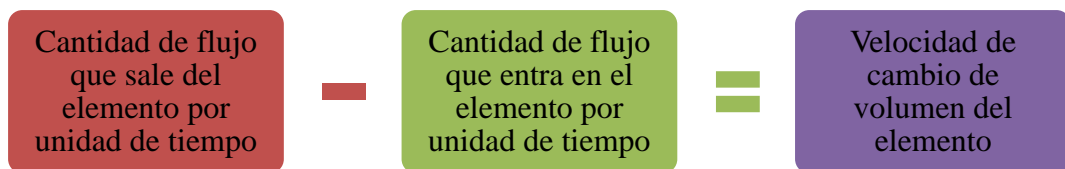
Se establecen las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo.
- El suelo está saturado y permanecerá así durante todo el proceso de consolidación. En el caso de suelos no saturados, los resultados de esta teoría son poco confiables.
- Las partículas del suelo y el agua son incompresibles.

- La compresión es unidimensional en sentido vertical y no se producen movimientos de partículas en el sentido horizontal. Esto es cierto en laboratorio, pero aproximado in situ.
- El drenaje de agua se produce sólo en sentido vertical.
- Es válida la ley de Darcy y todas sus hipótesis.
- El coeficiente de permeabilidad k es constante. Esto es prácticamente cierto in situ, aunque en laboratorio puede producirse errores.

A partir del principio de continuidad se establece que:

Figura 26. Principio de continuidad.



Fuente: *Geología y Geotecnia - Consolidación*, (POLIOTTI MAURO & SIERRA PABLO, 2008), Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

6.6.4 Asentamientos en fundaciones superficiales

Los asentamientos provocados por las cargas impuestas por una construcción se dividen generalmente en tres tipos:

- Asentamiento inmediato
- Asentamiento por consolidación primaria
- Asentamiento por consolidación secundaria

6.6.4.1 Asentamiento Inmediato

El asentamiento inmediato es provocado por la deformación elástica del suelo sin ningún cambio de volumen. En una fundación aislada, se producen desplazamientos horizontales en el suelo.

Para determinar el asentamiento inmediato se utiliza ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

Generalmente se considera que el asentamiento inmediato ocurre durante la construcción.

El ensayo edométrico no es representativo de este tipo de asentamiento, a diferencia del asentamiento por consolidación indicado en el punto siguiente.

6.6.4.2 Asentamiento por Consolidación Primaria

El asentamiento por consolidación primaria es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.

La teoría clásica de consolidación de Terzaghi considera:

- El sistema suelo-agua es homogéneo
- 100% saturada
- El agua y los granos del suelo son incompresibles
- El flujo de agua es unidimensional
- La Ley de Darcy es válida

El asentamiento por consolidación primaria está representado por el ensayo edométrico, y al igual que la teoría de consolidación, corresponde a una deformación unidimensional.

6.6.4.3 Asentamientos por Consolidación Secundaria

El asentamiento por consolidación secundaria es el ajuste plástico de la estructura del suelo y ocurre cuando la consolidación primaria ha terminado, es decir, después que los excesos de presión en el agua se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura de suelo.

6.6.5 Asentamientos según tipo de suelo

En el caso de suelos granulares, de alta permeabilidad, el asentamiento instantáneo es el más relevante, ya que se considera que la expulsión de agua (consolidación primaria) ocurre inmediatamente, por lo que el asentamiento instantáneo y la consolidación primaria ocurren en conjunto durante la construcción.

En suelos finos, de baja permeabilidad, el asentamiento por consolidación toma relevancia, ya que éste puede tomar una gran cantidad de tiempo y una magnitud considerable.

En suelos orgánicos y suelos inorgánicos altamente compresibles, es la consolidación secundaria la que toma una alta relevancia.

Fuente: DAS, BRAJA M., (1999), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*.

6.6.6 Asentamientos admisibles

Dependiendo del tipo de estructura fundada, ésta permite ciertos asentamientos sin afectar su funcionalidad o estética.

Muchas estructuras son capaces de resistir las deformaciones sin inconvenientes apreciables si éstas llegan a ser de algunos pocos centímetros, e instantáneas a la

carga, pero no lo son para resistir asentamientos diferenciales, y menos cuando éstos se producen entre dos soportes cercanos.

Las estructuras isostáticas de hormigón ya limitan mucho esa capacidad y mucho más las hiperestáticas.

A la vista de los asentamientos previstos por el cálculo, muchas veces, se ha de reformar la cimentación o aumentar la flexibilidad de la estructura proyectada.

Se deben tener en cuenta las presiones admisibles por limitación de asentamientos; pues aun estando lejos de la carga de rotura, los asentamientos de una cimentación pueden ser catastróficos para la estructura. Por ejemplo, en estaciones de radar, compresores, edificios de maquinaria muy sensible, etc., en los que incluso una relación de $(\delta/l) < 1/5000$ puede destruir la utilidad del sistema, y por tanto el edificio puede quedar fuera de servicio (terminología en el esquema de la figura 27).

6.6.7 Definición de Asentamientos

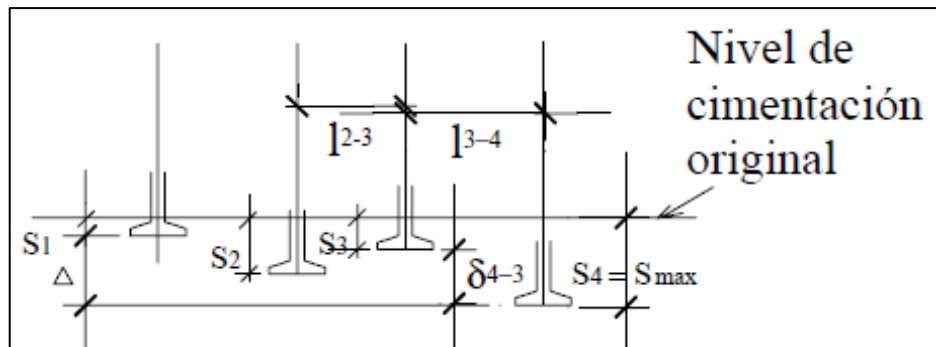
6.6.7.1 Asentamientos diferenciales. Distorsión angular

- *Asentamiento (S)*.- definido como el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio.
- *Asentamiento diferencial (δ)*.- es la diferencia de asentamientos entre dos puntos, también se llama asentamiento relativo. El asentamiento diferencial entre soportes δ_s es la diferencia de asentamientos entre soportes contiguos.
- *Asentamiento máximo ($S_{m\acute{a}x}$)*.- es el mayor descenso sufrido por los cimientos de un edificio.

- *Distorsión angular* (β).- es la relación entre el asentamiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa, es decir:

$$\frac{\delta_s}{l_s} = \beta \quad \text{Ec. 6}$$

Figura 27.Asentamientos diferenciales, distorsión angular



Fuente:(GONZALEZ MATILDE C., 2001)

$s_{máx}$ = asentamiento máximo

Δ = máximo asentamiento diferencial ($s_4 - s_1$)

δ_s = asentamiento diferencial entre soportes contiguos

l_s = luz entre pilares contiguos

β = distorsión angular = δ/l

- *Deformación angular*.- es la suma de las distorsiones angulares a ambos lados de un punto. Si es positiva la deformación general es cóncava hacia arriba, por el contrario si es negativa es convexa.
- *Desplome*.- distancia entre la proyección de la parte superior de un muro o pilar y la parte inferior del mismo elemento (d_p).
- *Inclinación* (w).- es el ángulo girado respecto a la vertical, o sea la relación entre d_p y h .

- *Flecha relativa*.- máximo desplazamiento de un punto respecto a la línea que une los puntos extremos de una dirección, Δ (curvatura del mismo signo), dividido por la distancia entre dichos puntos LT, es decir, $fr = \Delta/LT$.

Fuente: (GONZALEZ MATILDE C., 2001).

6.6.8 Criterios de Asentamientos Tolerables

Diversos estudios indican los asentamientos totales y diferenciales tolerables para distintos tipos de estructuras.

Tabla 6. Asentamientos admisibles

Asentamiento máximo, ρ	(mm)
Arena	32
Arcilla	45
Asentamiento diferencial máximo, δ	(mm)
Fundaciones aisladas en arena	51
Fundaciones aisladas en arcilla	76
Distorsión angular máxima β	1/300

Fuente: [Skemton y MacDonald], 1956

Tabla 7. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ máx.
a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/1000
b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.	L/500
c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/300
d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/360

Fuente: NEC. Cap. 9

Para nuestro caso en el análisis de los resultados nos basaremos en la relación del literal (a) $\Delta \text{ máx} = L/1000$

Tabla 8. Distorsión angular límite.

Categoría por daño potencial	β
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos	1/150

Fuente: Bjerrum, 1963

La distorsión angular que usaremos para obtener el límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios es $\beta = 1/500$.

Tabla 9. Distorsión angular límite según el tipo de estructura.

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla Plástica
Estructuras de acero y concreto	0.002	0.002
Hileras extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0.007	0.001
Estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones	0.005	0.005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0.004	0.004
Vigas carriles	0.003	0.003

Fuente: USSR Building Code, 1955

6.6.9 Módulo de balasto

Para casos sencillos y habituales, se podrán emplear métodos basados en el modelado del terreno por medio de coeficientes de balasto, sistema éste que, aunque sujeto a limitaciones, cuenta con una amplia experiencia práctica.

El módulo de balasto k_s se define como el cociente entre la presión vertical, q , aplicada sobre un determinado punto de una cimentación directa y el asentamiento, s , experimentado por dicho punto:

$$k_s = \frac{q}{s} \quad \text{Ec. 7}$$

El módulo de balasto así definido, tiene unidades de densidad, lo que indica que la hipótesis efectuada equivale a suponer que el terreno es un líquido de densidad k_s , sobre el que “flota” la cimentación.

La estimación del módulo de balasto podrá realizarse:

- a) A partir de ensayos de carga con placa. De acuerdo con la profundidad de influencia correspondiente al bulbo de presiones de una cimentación, y dado que las placas de ensayo son necesariamente de pequeño tamaño, se debe prestar especial atención a la conversión del módulo obtenido en el ensayo, k_{sp} , al módulo de cálculo representativo de la anchura, B , real del cimiento, k_{sB} . A este respecto se recomienda emplear placas de diámetro equivalente igual o superior a 60 cm.
- b) A partir de la determinación de parámetros de deformabilidad representativos del terreno bajo la zona de influencia de la cimentación, ya sea mediante ensayos in situ o de laboratorio, y el posterior cálculo geotécnico de asentamiento.

6.7 METODOLOGÍA

6.7.1 Datos generales de diseño

- Materiales

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Códigos a aplicarse.

ACI 318-99;

ACI 318-08;

NEC;

- Peso específico del hormigón:

$$2480 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Código ACI 318-99})$$

$$2400 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Código ACI 318S-08 artículo 8.5.1})$$

- Módulo de Poisson:

Módulo de Poisson de hormigón: 0,2 (NEC artículo 1.3.1)

Módulo de Poisson de Acero: 0,3 (NEC artículo 1.3.1)

- Módulo de Elasticidad del hormigón “ E_c ”:

Artículo 8.5.1 del código ACI 318-99

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'c}$$

Ec. 8

Dónde:

W_c = Peso específico del concreto
 f'_c está en kg/cm^2

$$E_c = (2480)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2$$
$$E_c = 289324 \text{ kg/cm}^2$$

Artículo 1.2.5.2 NEC.

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 9}$$

Dónde:

E_c calculado en GPa

f'_c está en MPa ($280\text{kg/cm}^2 = 27.45 \text{ MPa}$)

$$E_c = 4.7 * \sqrt{27.45\text{MPa}}$$

$$E_c = 24.62 \text{ GPa}$$

$$E_c = 251054 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizaremos el valor del módulo de elasticidad del hormigón según el código ACI 318-99 (Ec. 8) por ser el mayor.

- Módulo de elasticidad del acero " E_s ":

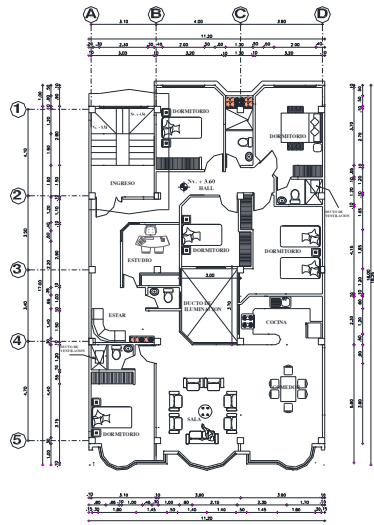
Artículo 8.5.2 del código ACI 318S-08.

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2000000 \text{ kg/cm}^2.$$

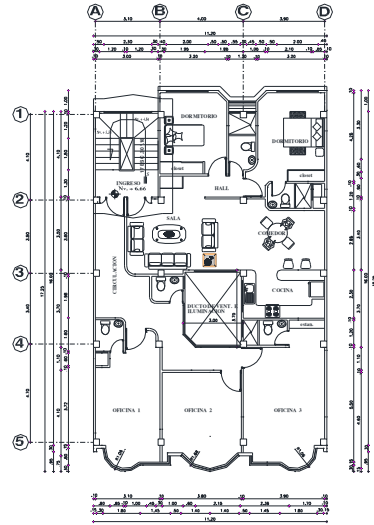
6.7.2 Arquitectura del edificio

Para el desarrollo de la presente investigación se plantea definir una estructura de un edificio de hormigón armado de cinco niveles, la arquitectura de la edificación se muestra a continuación:

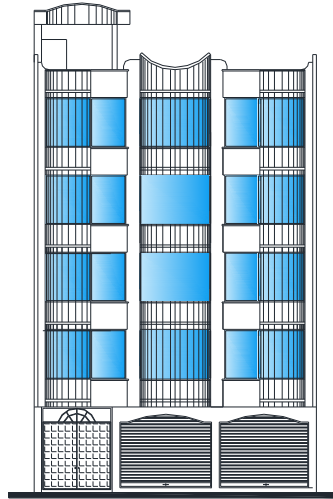
Figura 28. Arquitectura del Edificio



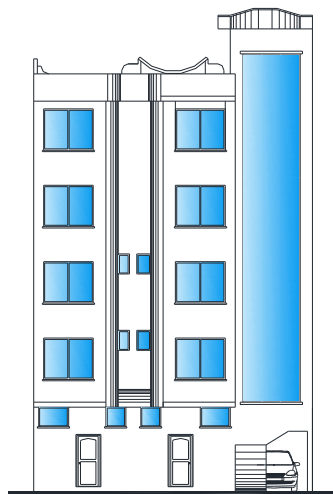
PLANTA ALTA TIPO NV. + 3.60 , + 6.66



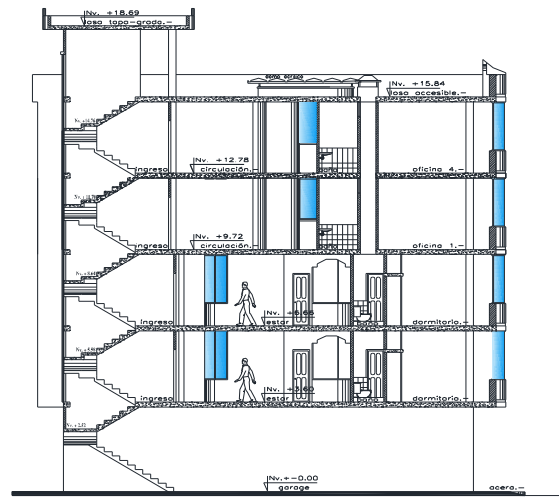
PLANTA ALTA TIPO NV. + 9.72 , + 12.78



FACHADA PRINCIPAL



FACHADA POSTERIOR



CORTE LONGITUDINAL

Fuente: Planos arquitectónicos.

6.7.3 Predimensionamiento y cuantificación de cargas

6.7.3.1 Carga muerta (CM)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

6.7.3.2 Carga viva (CV)

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

En Norma Ecuatoriana de la Construcción 1.1.2.2, se indica que para viviendas (unifamiliares y bifamiliares) la carga viva es:

$$L = 2.00 \text{ kN/m}^2 = 200 \text{ kg/m}^2$$

Reducción de carga viva

En el UBC-97 (Uniform Building Code), apartado 1607.5, se establece que el coeficiente de reducción de la carga viva para todos los pisos es aproximadamente 0.08 por ciento.

Es decir, aplicaremos una carga viva reducida únicamente para el análisis del edificio para obtener las cargas transmitidas y el diseño de la cimentación, para el resto de cálculos no.

$$L_R = 185 \text{ kg/m}^2.$$

6.7.3.3 Cargas sísmicas

Son inciertas tanto en magnitud, distribución e inclusive en el momento en que pueden actuar. Por hallarse en la zona central del país, una zona de alto riesgo sísmico también se somete a la estructura a estos esfuerzos; para Ambato Zona 4.

Para el diseño por sismo se utiliza lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción la misma que indica los requerimientos mínimos de cálculo y diseño sismo-resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales además del control de derivas de piso y otros efectos.

6.7.3.4 Prediseño de elementos

6.7.3.4.1 Prediseño de vigas

- Altura

Utilizaremos la fórmula de la tabla 7 del capítulo 9 del código ACI 318S-08:

$$h = \frac{l}{21} \quad \text{Ec. 10}$$

Dónde:

h = Espesor o altura de un elemento (cm).

l = Luz de la viga o losa en una dirección (cm).

$$h = \frac{l}{21} = \frac{470}{21} = 22,38 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h \approx 45 \text{ cm}}$$

- **Base**

En el Capítulo 4 de la NEC tenemos:

$$\mathbf{b = 0.3 h} \quad \text{Ec. 11}$$

$$b_{\min} = 25 \text{ cm}$$

Dónde:

b= ancho de la cara en compresión del elemento (cm).

$$b = 0.3 h = 0.3 * 45\text{cm} = 13.50 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b \approx 30 \text{ cm}}$$

Entonces la sección asumida de vigas es de **(30 x 45) cm**

6.7.3.4.2 Prediseño de columnas

Datos:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 427 \text{ kg/m}^2$$

$$CP = 380 \text{ kg/m}^2$$

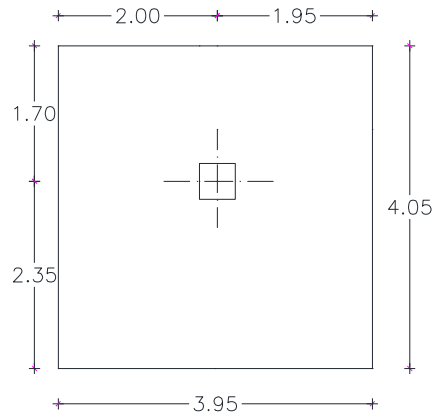
$$L = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$p_t = 1.5\%$$

$$A_g = \frac{5.2Pu}{0.85 * f'c + p_t * fy} \quad \text{Ec. 12}$$

Para determinar la carga última “Pu” en kilogramos requerimos conocer la columna que contenga la mayor área cooperante.

Figura 29. Área cooperante de columnas.



Fuente: Planos arquitectónicos.

$$A = 3.95 * 4.05$$

$$A = 16.00 \text{ m}^2$$

$$P = 1.2D + 1.6L$$

$$P = 1.2(427 + 380) + (1.6 * 200)$$

$$P = 1288.4 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = P * A$$

$$P_u = 1288.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 16\text{m}^2$$

$$P_u = 20611.18 \text{ kg}$$

$$A_g = \frac{5.2 * 20611.18}{0.85 * 280 + 0.015 * 4200}$$

$$A_g = 356.07 \text{ cm}^2$$

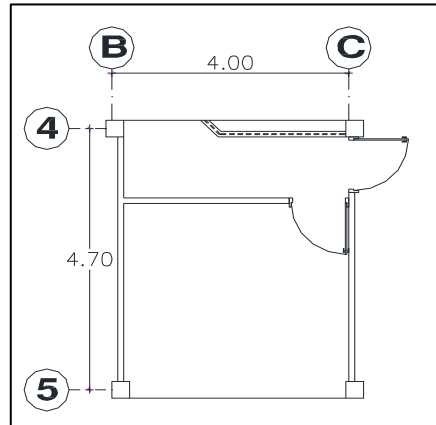
$$\sqrt{A_g} = 18.87 \text{ cm} \cong 20\text{cm}$$

Asumiremos la sección de columnas de **(45x45) cm**

6.7.3.4.3 Prediseño de losa

Utilizaremos la ecuación 9.11 del código ACI 318S-08, seleccionando el tablero con las solicitaciones más desfavorables:

Figura 30. Tablero de losa en análisis



Fuente: Planos arquitectónicos.

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta * (\alpha_m - 0.12)} \quad \text{Ec. 13}$$

Dónde:

h = Espesor o altura de un elemento (cm).

l_n = Luz libre medida entre cara de los apoyos (cm).

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero (kg/cm^2).

β = Relación de la dimensión larga a corta del tablero.

α_m = Relación promedio de rigidez a la flexión de la sección de una viga a la rigidez a la flexión de un ancho de losa. Asumiremos 0.2.

$$h = \frac{470 * \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 5 * \frac{470}{400} * (0.2 - 0.12)} = \mathbf{14, 18 \text{ cm}}$$

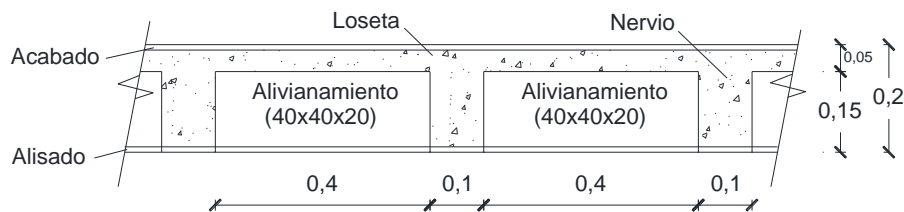
Asumiremos entonces **$h = 20 \text{ cm}$** .

6.7.3.5 Cuantificación de cargas

6.7.3.5.1 Carga muerta de losa

La carga muerta de la losa se calcula para cada metro cuadrado, esta cuantificación contiene el peso de los materiales para construirla.

Figura 31. Corte tipo losa alivianada



Fuente: Elaboración propia.

Peso de loseta	0,05	*	1,00	*	1,00	*	2400,0	=	120,00	kg/m ²
Peso de nervios de losa	0,10	*	0,15	*	3,60	*	2400,0	=	129,60	kg/m ²
Peso de alivianamientos	8,00	*	8,00					=	64,00	kg/m ²
Peso de alisado de piso	0,05	*	1,00	*	1,00	*	1900,0	=	95,00	kg/m ²
Peso de acabado de piso	0,015	*	1,00	*	1,00	*	1200,0	=	18,00	kg/m ²
									CM= 426,60	kg/m²

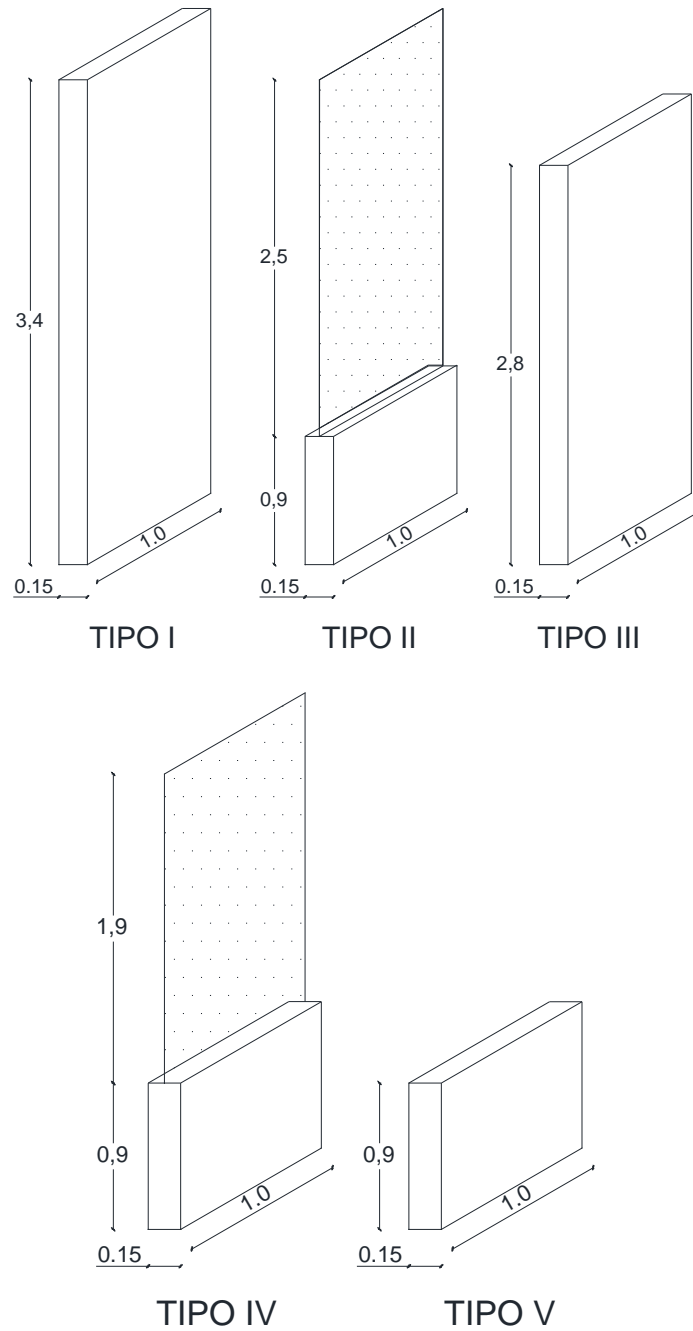
6.7.3.5.2 Carga muerta de acabados

Peso de alivianamientos	8,00	*	8,00					=	64,00	kg/m ²
Peso de alisado de piso	0,05	*	1,00	*	1,00	*	1900,0	=	95,00	kg/m ²
Peso de acabado de piso	0,015	*	1,00	*	1,00	*	1200,0	=	18,00	kg/m ²
									CM= 177,00	kg/m²

6.7.3.5.3 Carga muerta de paredes

La carga muerta de paredes se calcula para cada metro lineal de pared, esta cuantificación debe diferenciarse asociando a las paredes en paredes tipo.

Figura 32. Paredes tipo



Fuente: Elaboración propia.

PARED TIPO I

$$\text{Peso Pared I} = 0.15 * 3.40 * 1.00 * 1600 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{816 \text{ kg/m}}$$

PARED TIPO II

$$\text{Pared} = 0.15 * 0.90 * 1.00 * 1600 \text{ kg/m}^3 = 216.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ventana} = 0.006 * 2.50 * 1.00 * 2600 \text{ kg/m}^3 = \underline{39.00 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Peso Pared II} = \mathbf{= 255.00 \text{ kg/m}}$$

PARED TIPO III

$$\text{Peso Pared III} = 0.15 * 2.80 * 1.00 * 1600 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{672 \text{ kg/m}}$$

PARED TIPO IV

$$\text{Pared} = 0.15 * 0.90 * 1.00 * 1600 \text{ kg/m}^3 = 216.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ventana} = 0.006 * 1.90 * 1.00 * 2600 \text{ kg/m}^3 = \underline{29.64 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Peso Pared IV} = \mathbf{= 245.64 \text{ kg/m}}$$

PARED TIPO V

$$\text{Peso Pared V} = 0.15 * 0.90 * 1.00 * 1600 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{216 \text{ kg/m}}$$

Finalmente adoptamos los siguientes valores de las cargas calculadas:

CARGA MUERTA	CM	=	0.43 Tn/m ²
CARGA VIVA	CV	=	0.20 Tn/m ²
CARGA PARED I	CP _I	=	0.82 Tn/m ²
CARGA PARED II	CP _{II}	=	0.26 Tn/m
CARGA PARED III	CP _{III}	=	0.67 Tn/m
CARGA PARED IV	CP _{IV}	=	0.25 Tn/m
CARGA PARED V	CP _V	=	0.22 Tn/m

6.7.4 Preparación de pesos por planta

Tapagrada Nivel + 18.69

$$\text{Área} = 14.96 \text{ m}^2$$

$$\text{CM} = 14.96 * 0.43 = 6.43 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 6.43 \text{ Tn}$$

Piso del Nivel + 15.84

$$\text{Área} = 198.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Área pozo de luz} = 9.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Total} = 188.72 \text{ m}^2$$

$$\text{Pared V} = 60.96 \text{ m}$$

$$\text{CM} = 188.72 * 0.43 = 81.15 \text{ Tn}$$

$$\text{CV} = 188.72 * 0.20 = 37.74 \text{ Tn}$$

$$\text{CM}_{\text{PV}} = 60.96 * 0.22 = 13.41 \text{ Tn}$$

$$\text{CM}_{\text{PAREDES}} = 0.07 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{CM}_{\text{T}} = 94.56 \text{ Tn}$$

$$\text{CV}_{\text{T}} = 37.72 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$$

$$\text{Peso} = 94.56 + (0.25 * 37.72)$$

$$\text{Peso} = 104.00 \text{ Tn}$$

Piso de Niveles + 12.78, + 9.72

$$\text{Área} = 198.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Área pozo de luz} = 9.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Total} = 188.72 \text{ m}^2$$

$$\text{Pared III} = 93.90 \text{ m}$$

Pared IV = 29.94 m

$$CM = 188.72 * 0.43 = 81.15 \text{ Tn}$$

$$CV = 188.72 * 0.20 = 37.74 \text{ Tn}$$

$$CM_{PIII} = 93.90 * 0.67 = 62.91 \text{ Tn}$$

$$CM_{PIV} = 29.94 * 0.25 = 7.49 \text{ Tn}$$

$$CM_{PAREDES} = 0.37 \text{ Tn/m}^2$$

$$CM_T = 151.55 \text{ Tn}$$

$$CV_T = 37.74 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$$

$$\text{Peso} = 151.55 + (0.25 * 37.74)$$

$$\text{Peso} = 160.98 \text{ Tn}$$

Piso de Niveles + 6.66, + 3.60

$$\text{Área} = 198.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Área pozo de luz} = 9.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Total} = 188.72 \text{ m}^2$$

$$\text{Pared III} = 94.37 \text{ m}$$

$$\text{Pared IV} = 30.64 \text{ m}$$

$$CM = 188.72 * 0.43 = 81.15 \text{ Tn}$$

$$CV = 188.72 * 0.20 = 37.74 \text{ Tn}$$

$$CM_{PIII} = 94.37 * 0.67 = 63.23 \text{ Tn}$$

$$CM_{PIV} = 30.64 * 0.25 = 7.66 \text{ Tn}$$

$$CM_{PAREDES} = 0.38 \text{ Tn/m}^2$$

$$CM_T = 152.04 \text{ Tn}$$

$$CV_T = 37.74 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$$

$$\text{Peso} = 152.04 + (0.25 * 37.74)$$

$$\text{Peso} = 161.47 \text{ Tn}$$

$$\text{CM}_{\text{TOTAL}} = (6.43 + 94.56 + 151.55 + 151.55 + 152.04 + 152.04) \text{ Tn}$$

$$\text{CM}_{\text{TOTAL}} = 755.34 \text{ Tn}$$

$$\text{CV}_{\text{TOTAL}} = (37.74 + 37.74 + 37.74 + 37.74 + 37.74) \text{ Tn}$$

$$\text{CV}_{\text{TOTAL}} = 188.72 \text{ Tn}$$

$$W = 100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$$

$$W = 755.34 + (0.25 * 188.72)$$

$$\mathbf{W = 755.33 \text{ Tn}}$$

Tabla 10.Resumen de pesos por planta.

PLANTA	PESO (Tn)
NIVEL + 18.69	6,43
NIVEL + 15.84	104,00
NIVEL + 12.78	160,98
NIVEL + 9.72	160,98
NIVEL + 6.66	161,47
NIVEL + 3.60	161,47
TOTAL	755,33

Fuente: Elaboración propia

6.7.5 Cortante basal de diseño

En la sección 2.7.2.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se tiene que el cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} W$$

Ec. 14

Dónde:

I = factor de importancia.

W = carga reactiva.

S_a = aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

Φ_P, Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación, definidos.

6.7.6 Período de Vibración T

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos en el apartado 2.7.2.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

Método 1:

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 15}$$

Dónde:

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

Para nuestro caso tenemos:

$$h_n = 18.69 \text{ m}$$

$$C_t = 0.047$$

$$\alpha = 0.9$$

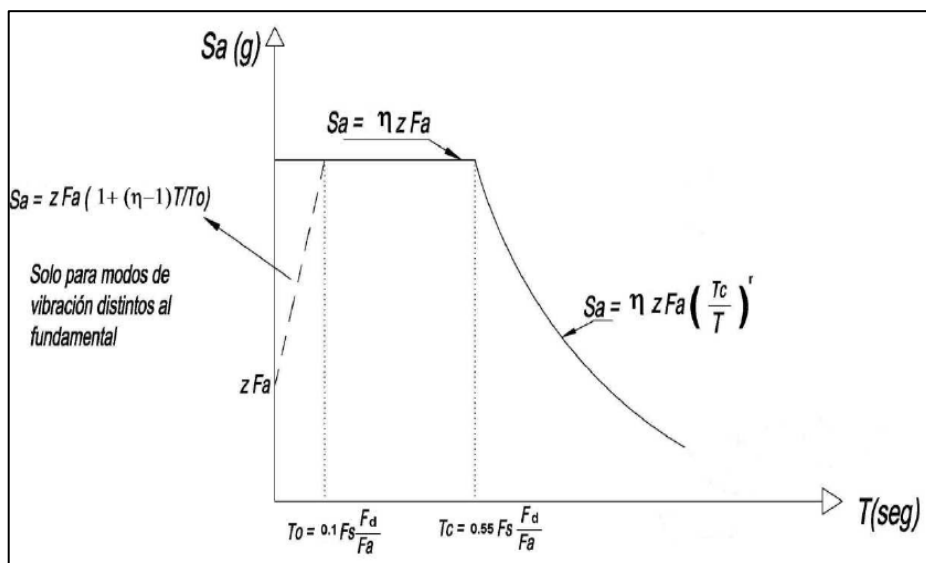
$$T = C_t h_n^\alpha = 0.047 * (18.69)^{0.9}$$

$$T = 0.655 \text{sg}$$

6.7.7 Espectro de diseño

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su sección 2.5.5.1 establece: el espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T .

Figura 33. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: NEC. Cap. 2.

En el apartado 2.5.4.3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se definen que los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie del terreno.

En el literal 2.5.4.5 de la NEC, se definen seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A y E.

Tabla 11. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kfg/cm}^2)$

Fuente: NEC. Cap. 2

Ejemplificaremos el proceso a seguir con el perfil de suelo tipo A:

- Perfil Tipo A

Periodo de vibración	$T = 0.655sg$
Zona sísmica IV	$Z = 0.4$
Importancia de la estructura	$I = 1.0$
Estructura	$H^\circ A^\circ$ sin muros
Factor de respuesta estructural	$R = 6$
Configuración en planta	$\Phi_P = 1.0$
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$
Amplificación espectral	$\eta = 2.48$
Factor de sitio	$F_a = 0.90$
Factor de sitio	$F_d = 0.90$
Factor de comportamiento	$F_s = 0.75$
Factor	$r = 1.0$
Carga sísmica reactiva	$W = 755.33Tn$

$$V = \frac{I * S_a}{R * \Phi_P * \Phi_E} W$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 16}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c \quad \text{Ec. 17}$$

Reemplazando los datos obtenemos:

$$T_c = 0.55 F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 18}$$

$$T_c = 0.55 * 0.75 * \frac{0.90}{0.90}$$

$$T_c = 0.413$$

$$T > T_c \quad \rightarrow \quad 0.655 > 0.413$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

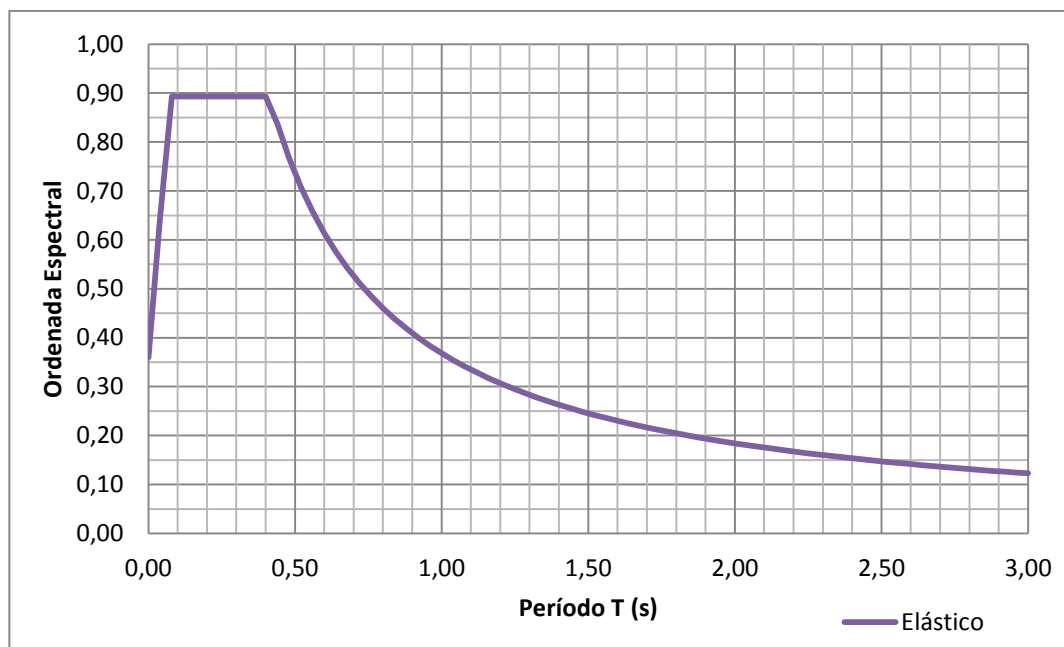
$$S_a = 2.48 * 0.4 * 0.9 \left(\frac{0.413}{0.655} \right)^{1.0}$$

$$S_a = 0.562$$

$$V = \frac{1.0 * 0.562}{6 * 1.0 * 1.0} * 755.33$$

$$V = 70.73 \text{ Tn}$$

Figura 34. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo A.

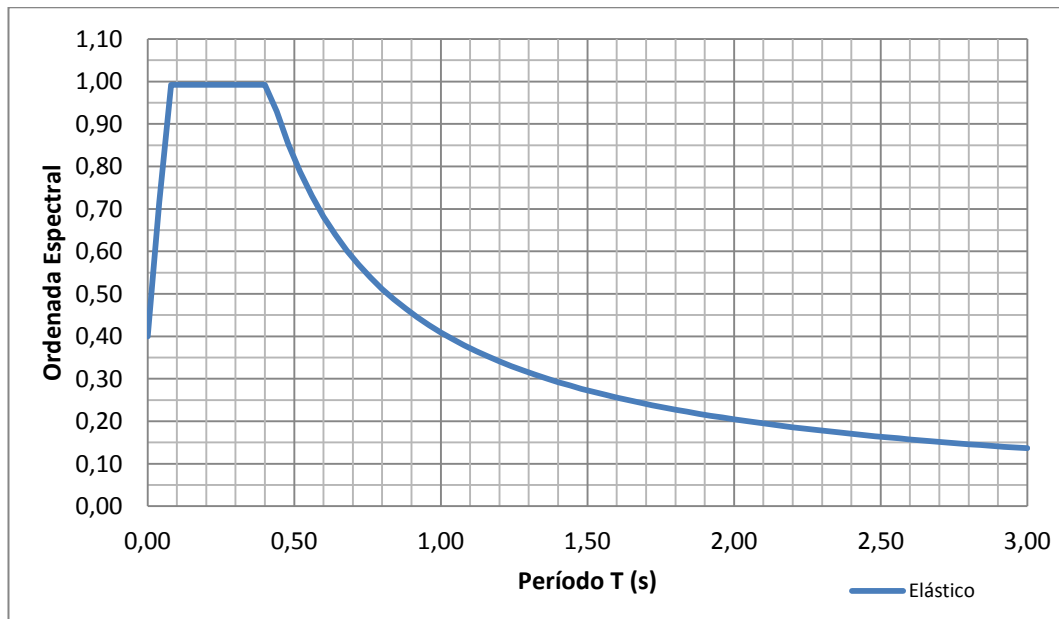


Fuente: Elaboración propia

- Perfil Tipo B

Periodo de vibración	$T = 0.655\text{sg}$
Zona sísmica IV	$Z = 0.4$
Importancia de la estructura	$I = 1.0$
Estructura	H°A° sin muros
Factor de respuesta estructural	$R = 6$
Configuración en planta	$\Phi_P = 1.0$
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$
Amplificación espectral	$\eta = 2.48$
Factor de sitio	$F_a = 1.0$
Factor de sitio	$F_d = 1.0$
Factor de comportamiento	$F_s = 0.75$
Límite de período de vibración	$T_c = 0.413\text{ sg}$
Factor	$r = 1.0$
Aceleración espectral	$S_a = 0.624$
Cortante basal	$V = 78.59T_n$

Figura 35. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo B.

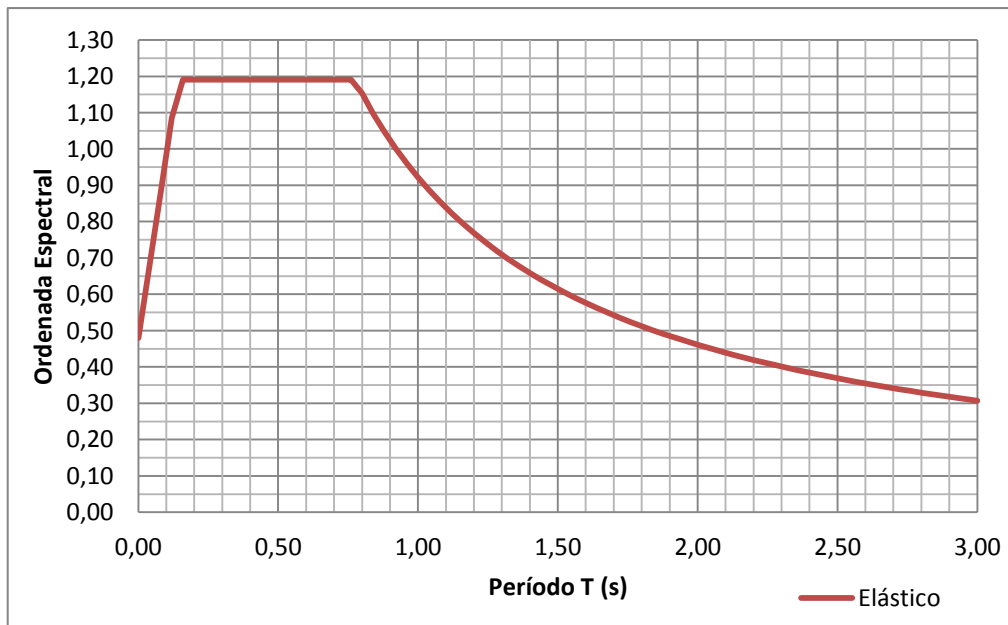


Fuente: Elaboración propia

- **Perfil Tipo C**

Periodo de vibración	$T = 0.655\text{sg}$
Zona sísmica IV	$Z = 0.4$
Importancia de la estructura	$I = 1.0$
Estructura	H°A° sin muros
Factor de respuesta estructural	$R = 6$
Configuración en planta	$\Phi_P = 1.0$
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$
Amplificación espectral	$\eta = 2.48$
Factor de sitio	$F_a = 1.20$
Factor de sitio	$F_d = 1.30$
Factor de comportamiento	$F_s = 1.30$
Límite de período de vibración	$T_c = 0.775\text{sg}$
Aceleración espectral	$S_a = 1.190$
Cortante basal	$V = 149.86T_n$

Figura 36. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo C.

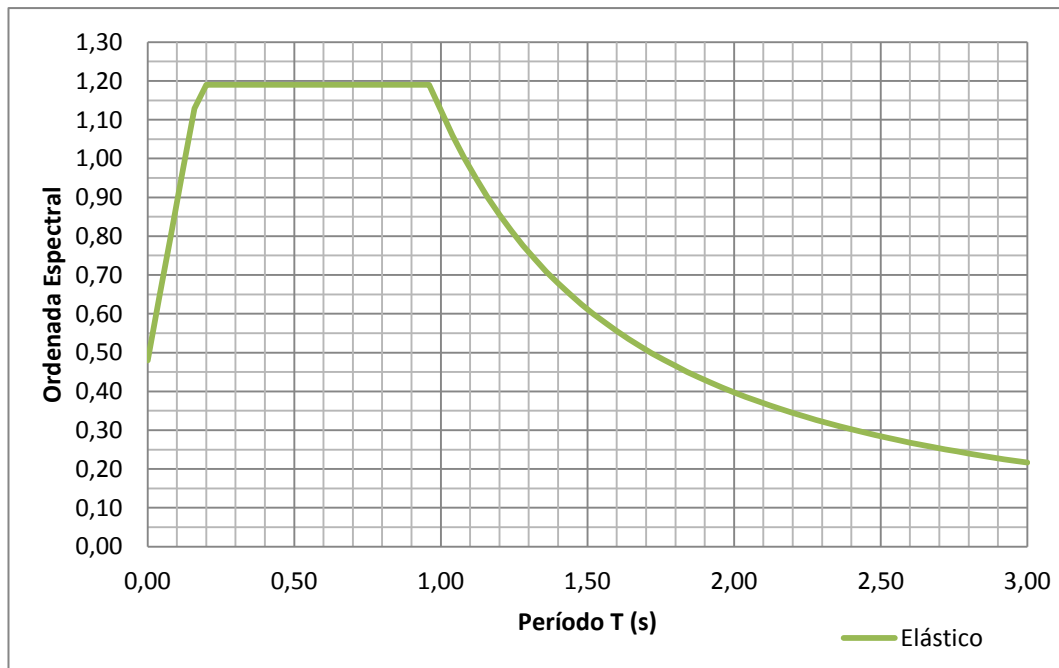


Fuente: Elaboración propia

- **Perfil Tipo D**

Período fundamental	$T = 0.655\text{sg}$
Zona sísmica IV	$Z = 0.4$
Importancia de la estructura	$I = 1.0$
Estructura	H°A° sin muros
Factor de respuesta estructural	$R = 6$
Configuración en planta	$\Phi_P = 1.0$
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$
Amplificación espectral	$\eta = 2.48$
Factor de sitio	$F_a = 1.20$
Factor de sitio	$F_d = 1.40$
Factor de comportamiento	$F_s = 1.50$
Límite de período de vibración	$T_c = 0.963\text{ sg}$
Aceleración espectral	$S_a = 1.190$
Cortante basal	$V = 149.86T_n$

Figura 37. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo D.

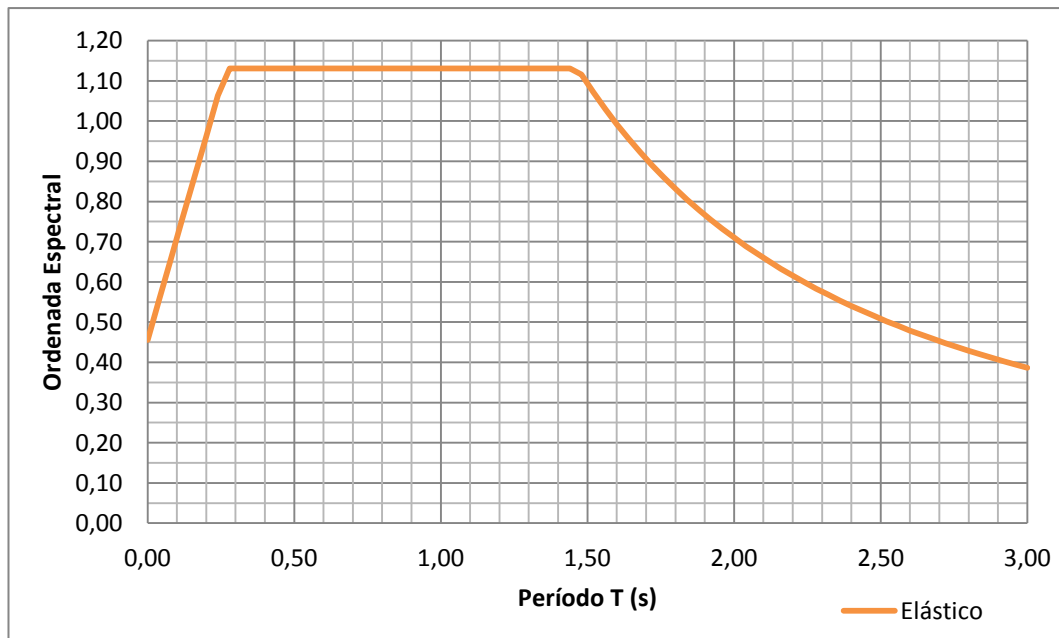


Fuente: Elaboración propia

- **Perfil Tipo E**

Período fundamental	$T = 0.655\text{sg}$
Zona sísmica IV	$Z = 0.4$
Importancia de la estructura	$I = 1.0$
Estructura	$H^\circ A^\circ$ sin muros
Factor de respuesta estructural	$R = 6$
Configuración en planta	$\Phi_P = 1.0$
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$
Amplificación espectral	$\eta = 2.48$
Factor de sitio	$F_a = 1.14$
Factor de sitio	$F_d = 1.60$
Factor de comportamiento	$F_s = 1.90$
Límite de período de vibración	$T_c = 1.467\text{ sg}$
Aceleración espectral	$S_a = 1.131$
Cortante basal	$V = 142.36T_n$

Figura 38. Espectro elástico de diseño. Suelo tipo E.



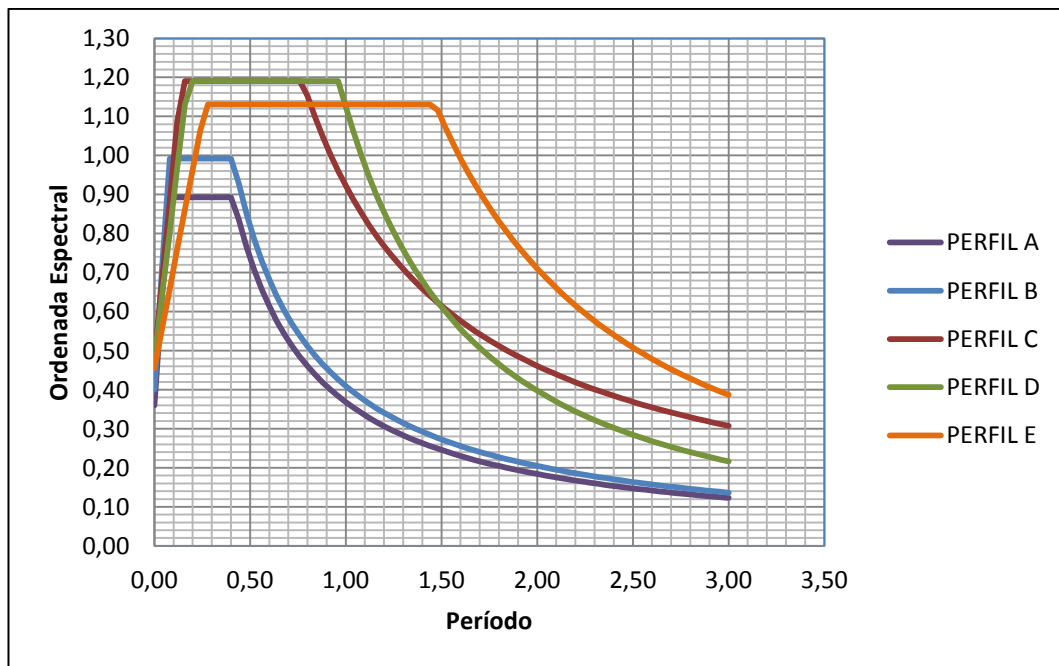
Fuente: Elaboración propia

6.7.7.1 Selección del espectro de diseño

Para la selección del espectro consideraremos de una serie de parámetros como son aceleración espectral, cortante basal de diseño, área bajo la curva y energía.

- Aceleración espectral

Figura 39. Espectros elásticos de diseño por perfil de suelo.



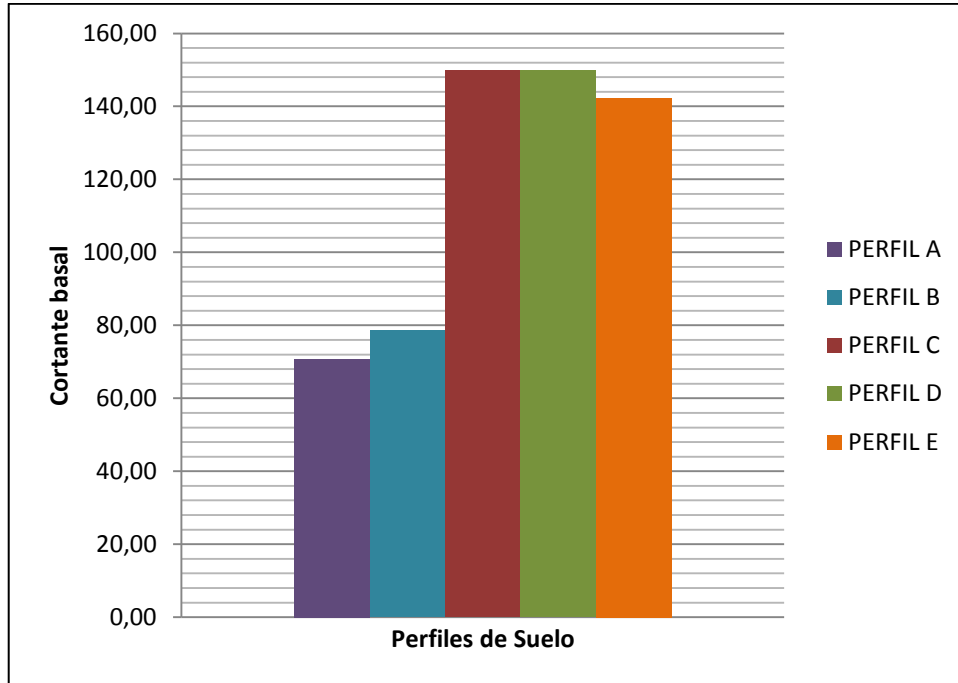
Fuente: Elaboración propia

En la figura 39, podemos observar la ordenada espectral de cada uno de los espectros de diseño para los perfiles de suelo establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, anotaremos el valor mayor de cada uno de ellos:

Perfil A	$S_a = 0.892$
Perfil B	$S_a = 0.992$
Perfil C	$S_a = 1.190$
Perfil D	$S_a = 1.190$
Perfil E	$S_a = 1.131$

- **Cortante basal de diseño**

Figura 40. Cortantes basales de diseño por perfil de suelo.



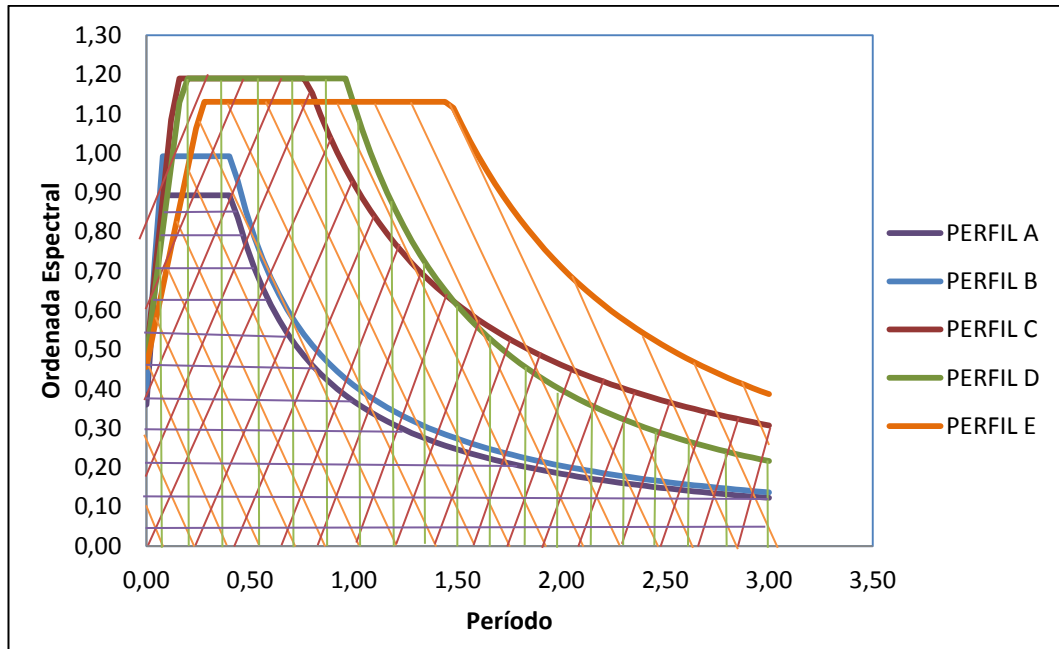
Fuente: Elaboración propia

En la figura 40, notamos el valor del cortante basal de diseño para cada uno de los perfiles de suelo, siendo los siguientes:

Perfil A	$V = 70.73 \text{ Tn}$
Perfil B	$V = 78.59 \text{ Tn}$
Perfil C	$V = 149.86 \text{ Tn}$
Perfil D	$V = 149.86 \text{ Tn}$
Perfil E	$V = 142.36 \text{ Tn}$

- Área bajo la curva

Figura 41. Energía por perfil de suelo.



Fuente: Elaboración propia

La figura 41, indica la energía de cada uno de los espectros de diseño para los diversos perfiles de suelo establecidos en la norma, éstas son:

Perfil A	Energía = 27.20
Perfil B	Energía = 30.22
Perfil C	Energía = 53.38
Perfil D	Energía = 52.26
Perfil E	Energía = 64.57

- **Energía - Intensidad de áreas**

La intensidad de áreas permite determinar la reacción de un suelo determinado ante un movimiento sísmico.

Se define como la cantidad de energía por unidad de peso disipada por una familia de osciladores de un grado de libertad, cuyas frecuencias están comprendidas en el rango $(0, +\infty)$, para un sismo y amortiguamiento dados. La deducción de la expresión para la intensidad de Arias considera como modelo estructural el oscilador de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, al igual que la teoría de espectros de respuesta.

Programa DEGTRA A4 (XP)

“DEGTRA A4 es la versión con la que inicia el siglo XXI la serie de programas DEGTRA que lleva más de una década de desarrollo, por parte de investigadores y estudiantes del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, (UNAM). En este tiempo, el programa ha ido ganando las aportaciones personales y profesionales de cada una de las personas que han participado en su elaboración, por lo que DEGTRA es un programa sui generis puesto que ha sido desarrollado por sus propios usuarios.”

El procedimiento consiste en ingresar el valor de la aceleración espectral de cada uno de los perfiles de suelo al programa Degtra A4, que previamente se encuentran guardados en un formato .txt. Detallaremos los pasos a continuación:

Perfil A


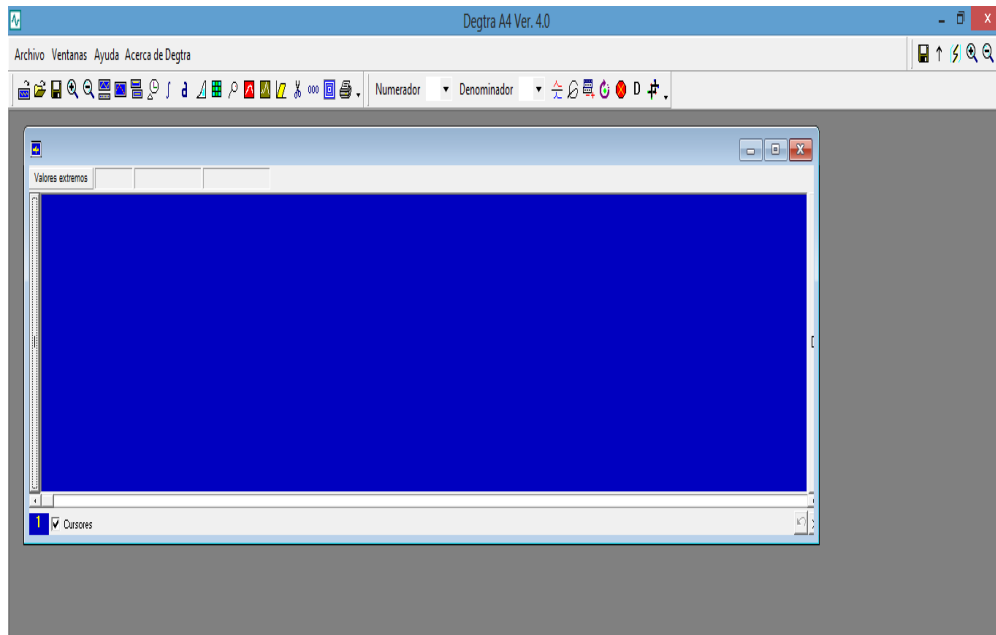
Ingresamos al programa, y seleccionamos la opción  para abrir una nueva ventana en la cual se colocará el espectro. Se visualizará la ventana de la siguiente manera:

Ilustración 1. Ventana principal DEGTRA A4




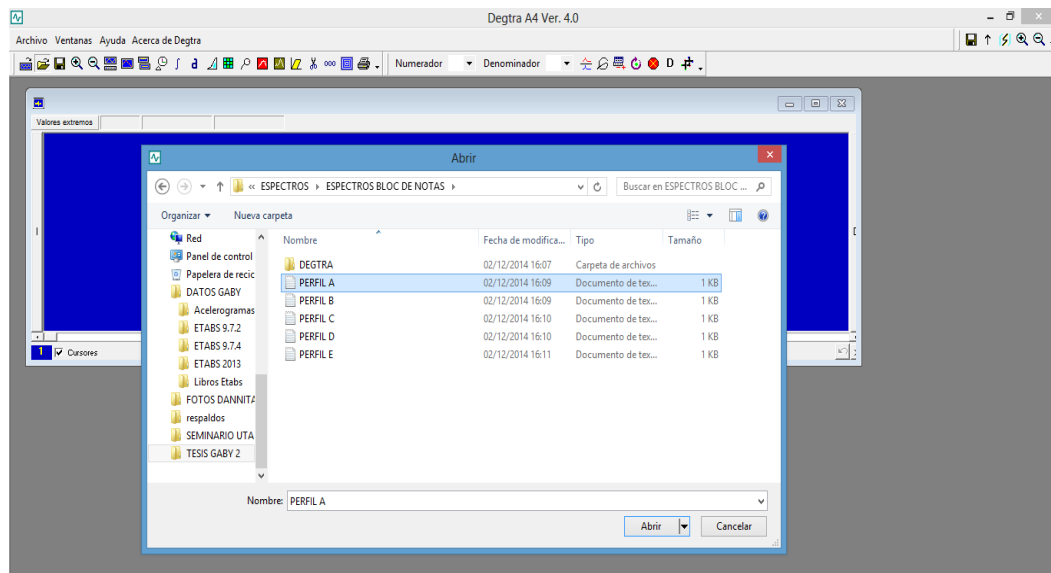
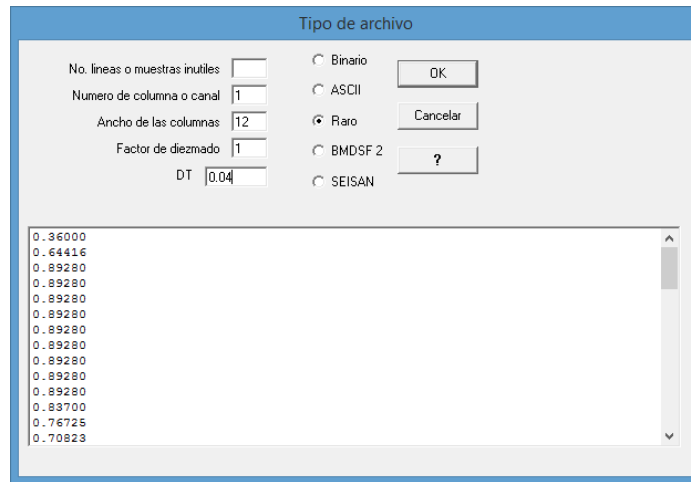
Haciendo clic en la sección  aparece la ventana para buscar el directorio donde se encuentra el archivo que contiene el espectro.

Ilustración 2. Cuadro de diálogo ingreso del espectro.



Se selecciona el archivo correspondiente al espectro y se realiza un clic en “Abrir” apareciendo la siguiente ventana:

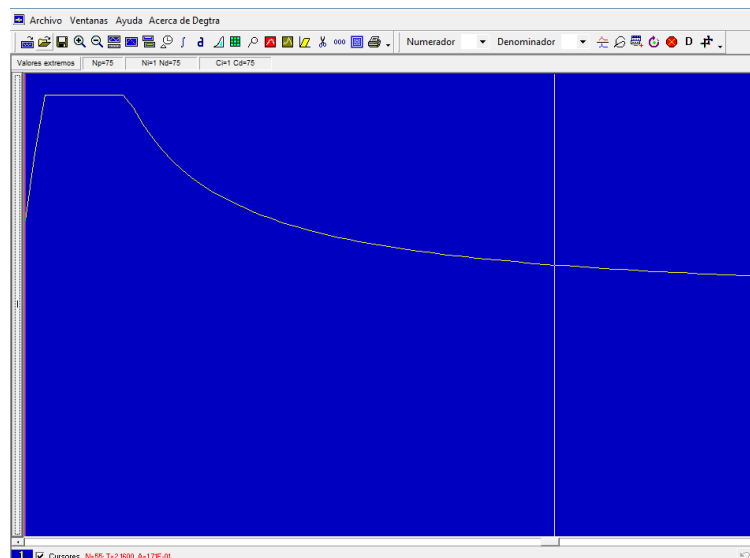
Ilustración 3.Cuadro de diálogo pre-identificación del archivo.



El programa hace una pre-identificación del formato del archivo (ASCII) y espera confirmación o modificación por parte del usuario. Degtra A4 leerá tantos puntos como haya en el archivo, sin exceder de $NP_{MAX}=16386$.

Colocamos entonces el valor del “Intervalo de tiempo DT” que en nuestro caso es de 0.04 segundos. Presionamos OK y se visualizará el espectro en la ventana.

Ilustración 4.Ventana de visualización del espectro.




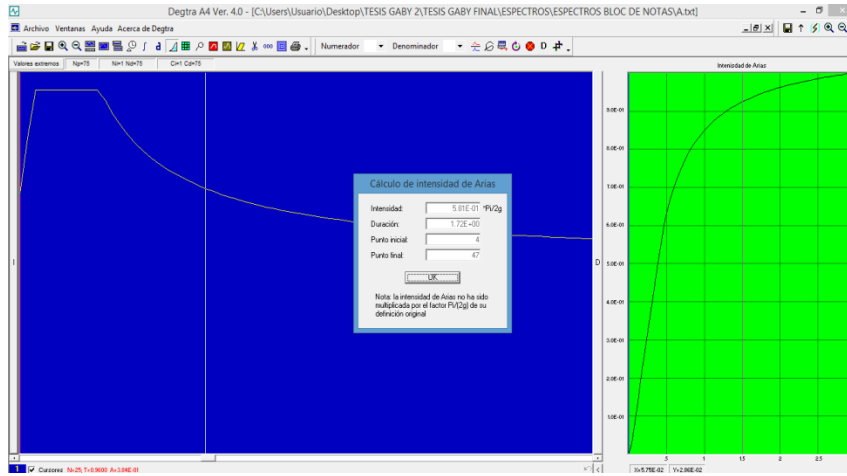
Por último presionamos la opción  para definir la intensidad de Arias de la curva ingresada y se despliega el siguiente cuadro.

Ilustración 5. Cuadro de dialogo intensidad de área.



El resultado de la intensidad de área del espectro del perfil tipo A es el siguiente:

Ilustración 6. Cálculo de intensidad de área Perfil A.

$$g = 980 \text{ cm/sg}^2$$

$$I_A = \frac{5.81E - 01 * \text{Pi}}{2g}$$

$$I_A = \frac{5.81E - 01 * 3.1416}{2 * 980 \text{ cm/sg}^2}$$

$$I_A = 0.00093 \text{ erg}$$

Perfil B

Ilustración 7. Cálculo de intensidad de área Perfil B.

Cálculo de intensidad de Arias

Intensidad: *Pi/2g

Duración:

Punto inicial:

Punto final:

Nota: la intensidad de Arias no ha sido multiplicada por el factor Pi/(2g) de su definición original

$$g = 980 \text{ cm/sg}^2$$

$$I_B = \frac{7.17E - 01 * \text{Pi}}{2g}$$

$$I_B = \frac{7.17E - 01 * 3.1416}{2 * 980 \text{ cm/sg}^2}$$

$$I_B = 0.0011 \text{ erg}$$

Perfil C

Ilustración 8. Cálculo de intensidad de área Perfil C.

Cálculo de intensidad de Arias

Intensidad: *Pi/2g

Duración:

Punto inicial:

Punto final:

Nota: la intensidad de Arias no ha sido multiplicada por el factor Pi/(2g) de su definición original

$$g = 980 \text{ cm/sg}^2$$

$$I_C = \frac{1.81 * \text{Pi}}{2g}$$

$$I_C = \frac{1.81 * 3.1416}{2 * 980 \text{ cm/sg}^2}$$

$$I_C = 0.0029 \text{ erg}$$

Perfil D

Ilustración 9. Cálculo de intensidad de área Perfil D

Cálculo de intensidad de Arias

Intensidad:	<input type="text" value="1.85E+00"/> *Pi/2g
Duración:	<input type="text" value="1.80E+00"/>
Punto inicial:	<input type="text" value="6"/>
Punto final:	<input type="text" value="51"/>

Nota: la intensidad de Arias no ha sido multiplicada por el factor Pi/(2g) de su definición original

$$g = 980 \text{ cm/sg}^2$$

$$I_D = \frac{1.85 * \text{Pi}}{2g}$$

$$I_D = \frac{1.85 * 3.1416}{2 * 980 \text{ cm/sg}^2}$$

$$I_D = 0.003 \text{ erg}$$

Perfil E

Ilustración 10. Cálculo de intensidad de área Perfil E.

Cálculo de intensidad de Arias

Intensidad:	<input type="text" value="2.52E+00"/> *Pi/2g
Duración:	<input type="text" value="2.60E+00"/>
Punto inicial:	<input type="text" value="8"/>
Punto final:	<input type="text" value="73"/>

Nota: la intensidad de Arias no ha sido multiplicada por el factor Pi/(2g) de su definición original

$$g = 980 \text{ cm/sg}^2$$

$$I_E = \frac{2.52 * \text{Pi}}{2g}$$

$$I_E = \frac{2.52 * 3.1416}{2 * 980 \text{ cm/sg}^2}$$

$$I_E = 0.0040 \text{ erg}$$

Realizamos entonces la selección del espectro de diseño del edificio, definiendo el perfil de suelo que presente las condiciones más desfavorables en cada uno de los parámetros fijados, como se muestra en la tabla:

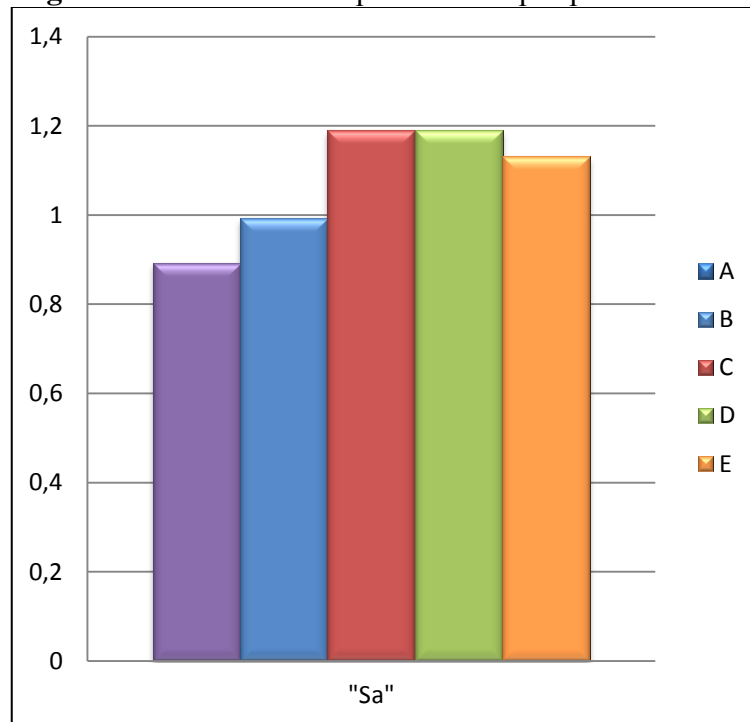
Tabla 12. Parámetros para la selección del espectro de diseño.

TIPO PERFIL DE SUELO	A	B	C	D	E
Aceleración espectral Sa	0.892	0.992	1.190	1.190	1.131
Cortante basal V (Tn)	70.73	78.59	149.86	149.86	142.36
Área bajo la curva Energía	27.20	30.22	53.38	52.26	64.57
Intensidad de área I (erg)	9.3×10^{-4}	1.1×10^{-3}	2.9×10^{-3}	3×10^{-3}	4×10^{-3}

Fuente: Elaboración propia

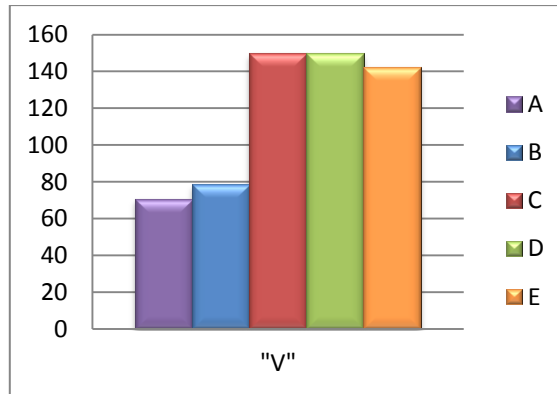
Enseguida graficaremos los datos obtenidos para poder seleccionar el espectro de diseño.

Figura 42. Aceleración espectral "Sa" por perfil de suelo.



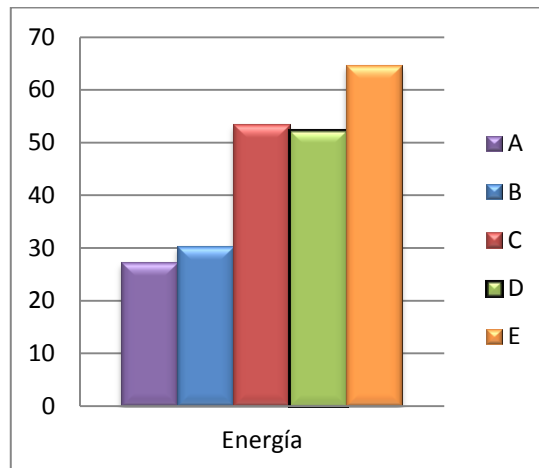
Fuente: Elaboración propia.

Figura 43.Cortante basal “V” por perfil de suelo.



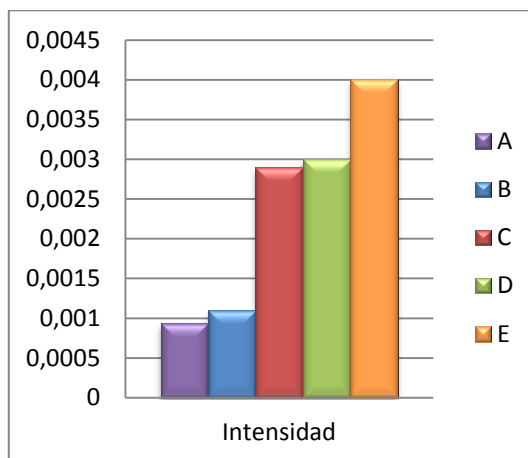
Fuente: Elaboración propia.

Figura 44.Área bajo la curva “Energía” por perfil de suelo.



Fuente: Elaboración propia.

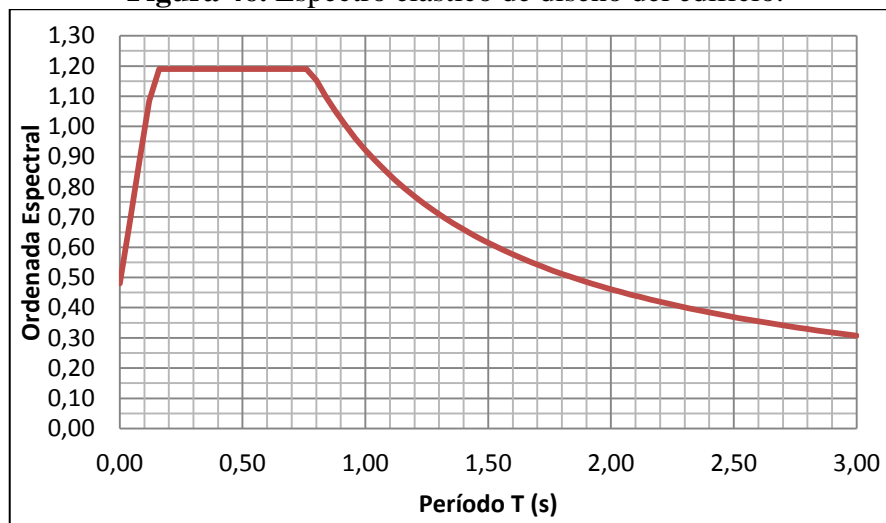
Figura 45.Intensidad de área “I” por perfil de suelo.



Fuente: Elaboración propia.

Concluimos entonces que el perfil tipo C tiene los valores más elevados en los parámetros más importantes para el análisis sismo-resistente de un edificio como son la aceleración espectral y el cortante basal, y por otra parte el área bajo la curva es mayor que el perfil D. Por lo tanto precisamos que el espectro elástico de diseño para realizar el análisis de la estructura es el correspondiente al perfil de suelo C.

Figura 46. Espectro elástico de diseño del edificio.



Fuente: Elaboración propia

6.7.8 Carga de sismo

6.7.8.1 Fuerzas horizontales

Utilizaremos lo establecido en Norma Ecuatoriana de la Construcción 2.7.2.4, que indica el peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales para los diferentes perfiles de suelos mostrados.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

Ec. 19

Dónde:

F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n = número de pisos de la estructura

W_x = peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

W_i = peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x = altura del piso x de la estructura.

h_i = altura del piso i de la estructura.

k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de $T \leq 0.5\text{sg}$, $k=1.0$
- Para valores de $0.5\text{sg} < T \leq 2.5\text{sg}$, $k = 0.75 + 0.50 T$
- Para valores de $T > 2.5\text{sg}$, $k = 2.0$

$$0.5\text{sg} < 0.655 \leq 2.5\text{sg}$$

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.655$$

$$k = 1.078$$

$$V = 149.86 \text{ Tn}$$

Aplicamos la fórmula para la determinación de las fuerzas laterales:

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V = \frac{6.43 * 18.69^{1.078}}{8456.35} * 149.86 = 2.67$$

Tabla 13.Fuerzas horizontales de sismo. Perfil tipo C.

Piso	Nivel hi (m)	Peso Wi (Tn)	Wi x hi (Tn-m)	Fx (Tn)	V (Tn)
6	18,69	6,43	150,89	2,67	2,67
5	15,84	104,00	2041,95	36,19	38,86
4	12,78	160,98	2507,92	44,44	83,30
3	9,72	160,98	1867,28	33,09	116,39
2	6,66	161,47	1246,16	22,08	138,48
1	3,60	161,47	642,15	11,38	149,86

Σ	755,33	8456,35	149,86
----------	---------------	----------------	---------------

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14.Distribución de fuerzas horizontales de sismo. Perfil tipo C.

Piso	Nivel hi (m)	Fx (Tn)	F X-X (Tn)	F Y-Y (Tn)
6	18,69	2,67	1,34	1,34
5	15,84	36,19	7,24	9,05
4	12,78	44,44	8,89	11,11
3	9,72	33,09	6,62	8,27
2	6,66	22,08	4,42	5,52
1	3,60	11,38	2,28	2,84

Fuente: Elaboración propia

6.7.9 Corte sísmico por torsión

Coordenadas del centro de masas (CM)

Niveles +15.84, +12.78, +9.72, +6.66, +3.60

$$X_{CM} = 5.68 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = 7.52 \text{ m}$$

Nivel + 18.69

$$X_{CM} = 1.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = 13.65 \text{ m}$$

Coordenadas del centro de rigideces (CR)

Niveles +15.84, +12.78, +9.72, +6.66, +3.60

$$X_{CR} = 4.92 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 9.38 \text{ m}$$

Nivel + 18.69

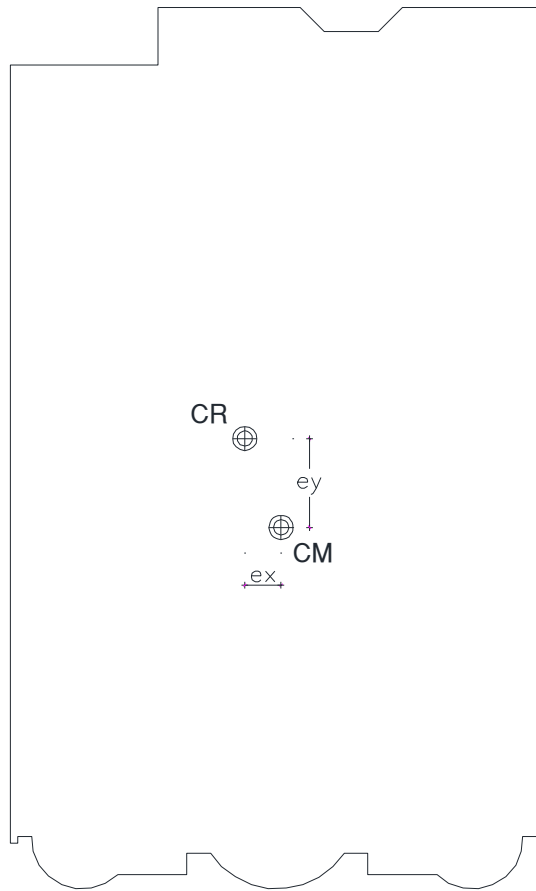
$$X_{CR} = 2.28 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.62 \text{ m}$$

Al no coincidir, en cada nivel, los centros de rigideces con el centro de masas, aparece en cada nivel un Momento Torsional.

El efecto físico se manifiesta como un giro de la planta i respecto a la planta inferior $i-1$, el giro se produce alrededor del centro de rigideces, como se muestra en la figura:

Figura 47. Ubicación del centro de rigidez y centro de masas en planta.



Fuente: Elaboración propia

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción apartado 2.7.4, el momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado).

El valor del momento torsor se calcula realizando el producto del corte en planta por la distancia entre el CR y el CM, esta distancia es conocida como excentricidad e .

La excentricidad de cálculo entonces queda definida por:

$$e_i = e_x + 0.05 * L_i \quad \text{Ec. 20.}$$

Dónde:

e_i = excentricidad de cálculo

e_x = distancia entre el centro de rigideces y el centro de masas

L_i = máxima dimensión en planta del nivel i .

El momento torsor total en el nivel i se calculará usando la expresión:

$$M_{Ti} = F_{xi} * e_i \quad \text{Ec. 21.}$$

Dónde:

M_{Ti} = momento torsor en el entrepiso.

F_{xi} = fuerzas sísmicas ubicadas sobre el nivel i .

e_i = excentricidad de cálculo en el nivel i .

Enseguida calcularemos los momentos torsionantes, para ello anotaremos las coordenadas de los CM y CR.

Centro de masas ubicado en:

$$X_{CM} = 5.68 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = 7.52 \text{ m}$$

Centro de rigideces ubicado en:

$$X_{CR} = 4.92 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 9.38 \text{ m}$$

Las excentricidades calculadas son:

$$e_{ix} = (5.68 - 4.92) + 0.05 * 15.70$$

$$e_{ix} = 1.55 \text{ m}$$

$$e_{i_y} = (9.38 - 7.52) + 0.05 * 15.70$$

$$e_{i_y} = 2.65\text{m}$$

En la tabla siguiente se indican los momentos torsores producidos por la acción de un sismo para los sentidos XX e YY.

Tabla 15. Momentos torsores generados por la acción sísmica.

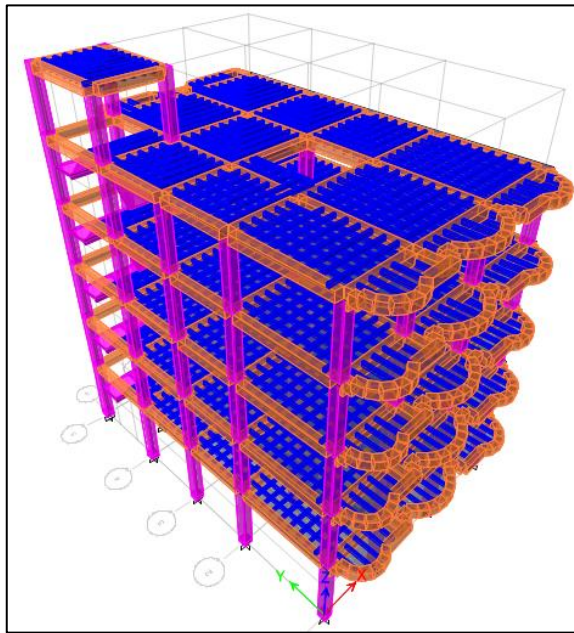
Piso	Fx (Tn)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
6	2,67	1,52	1,82	4,05	4,85
5	36,19	1,55	2,65	55,91	95,71
4	44,44	1,55	2,65	68,67	117,55
3	33,09	1,55	2,65	51,12	87,52
2	22,08	1,55	2,65	34,12	58,41
1	11,38	1,55	2,65	17,58	30,10

Fuente: Elaboración propia

6.7.10 Modelación de la estructura

La modelación de la edificación se la realizó según el literal 2.7.7.4 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que menciona que el modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional. Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

Figura 48. Modelo tridimensional de la estructura.

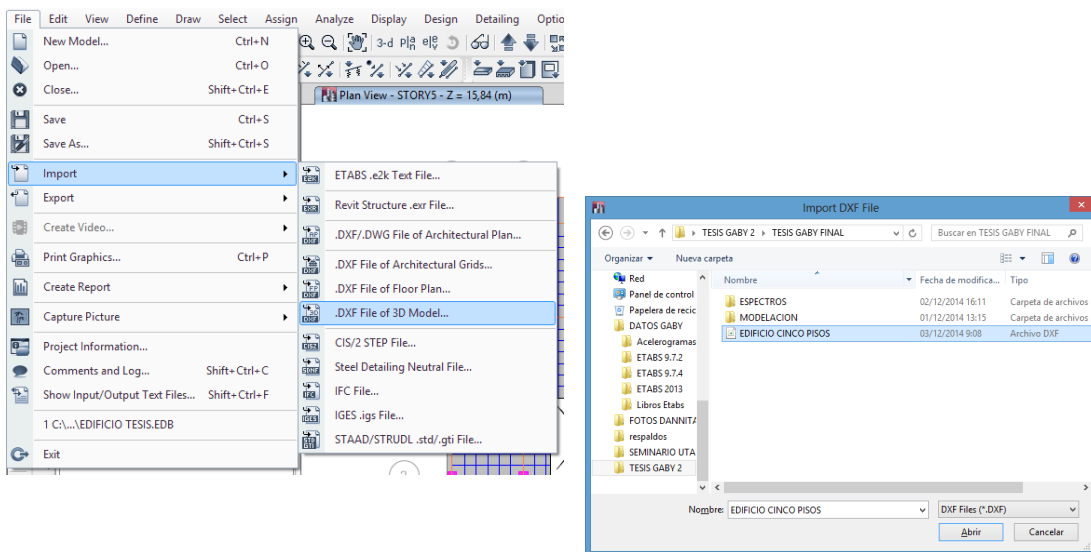


Fuente: Elaboración propia

6.7.10.1 Malla base

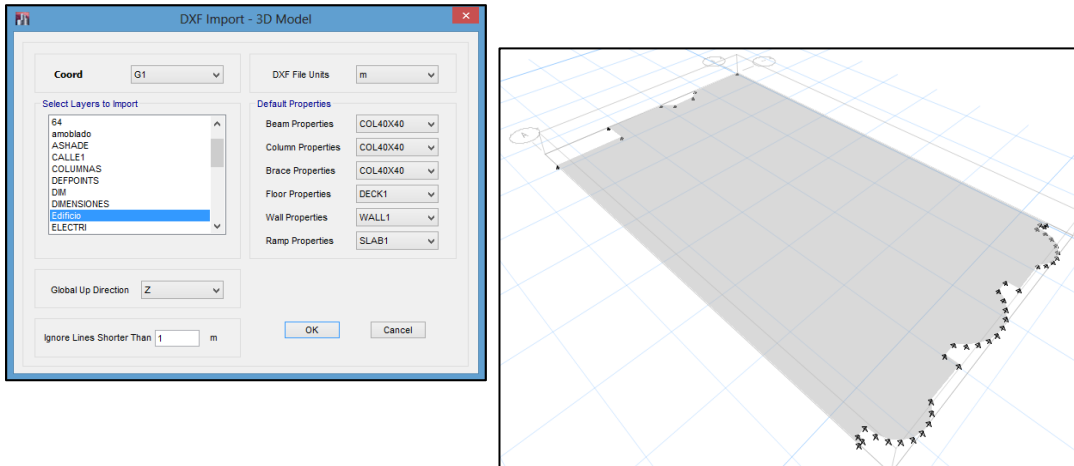
Iniciamos dibujando la planta de la edificación en AutoCad, guardando el archivo con extensión **dxf**, para luego exportarla al software especializado.

Ilustración 11. Cuadros de diálogo pasos para importar el edificio.



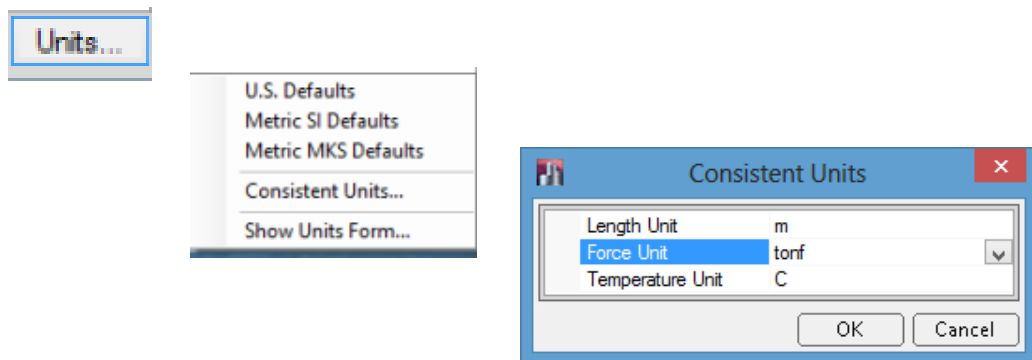
A continuación escogemos las opciones que se nos presentan, incluyendo el nombre de la capa y las unidades en las que se dibujó la estructura, y tenemos la planta arquitectónica.

Ilustración 12. Cuadros de diálogo opciones para importar el edificio.



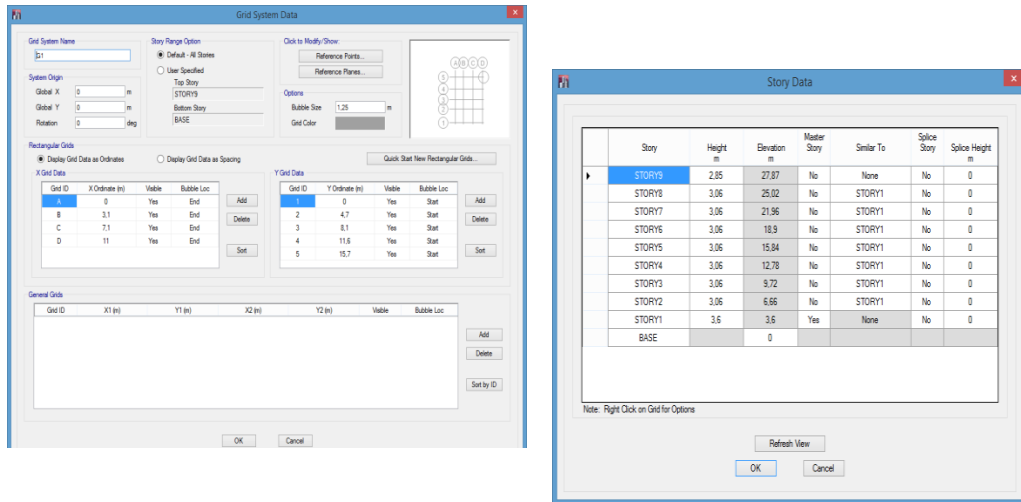
Inmediatamente seleccionamos las unidades con las que ingresaremos todos los datos para la modelación de la edificación, en nuestro caso Tn-m.

Ilustración 13. Cuadros de diálogo de selección de unidades.



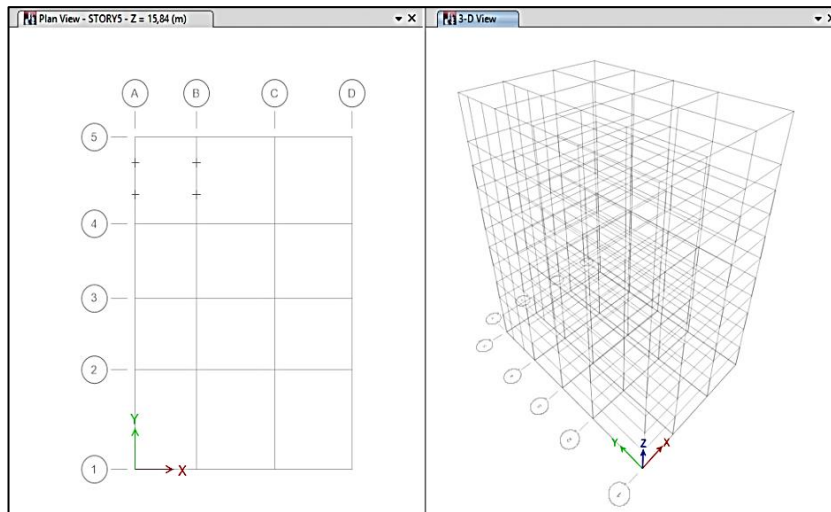
Seguidamente generamos la malla base de nuestro proyecto, fijando las distancias en los sentidos x e y, así como las alturas de entrepiso, según lo indican los planos arquitectónicos de la figura 28.

Ilustración 14. Cuadros de diálogo definición de malla base.



Obteniendo como resultado la siguiente vista:

Ilustración 15. Vista de malla base.



6.7.10.2 Definición de materiales

Definiremos las propiedades de los materiales más importantes en el análisis de la estructura, es decir, el hormigón con una resistencia de $f'c=280\text{kg/cm}^2$ y el acero con una fluencia de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Tabla 16. Propiedades del hormigón.

Masa por unidad de volumen	$m = \gamma/g = 0.2454 \text{ Tn s}^2/\text{m}^4$
Peso por unidad de volumen	$\gamma = 2.41 \text{ Tn}/\text{m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 2893240 \text{ Tn}/\text{m}^2$
Relación de Poisson	$\mu = 0.20$

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 16. Cuadros de diálogo propiedades del hormigón.

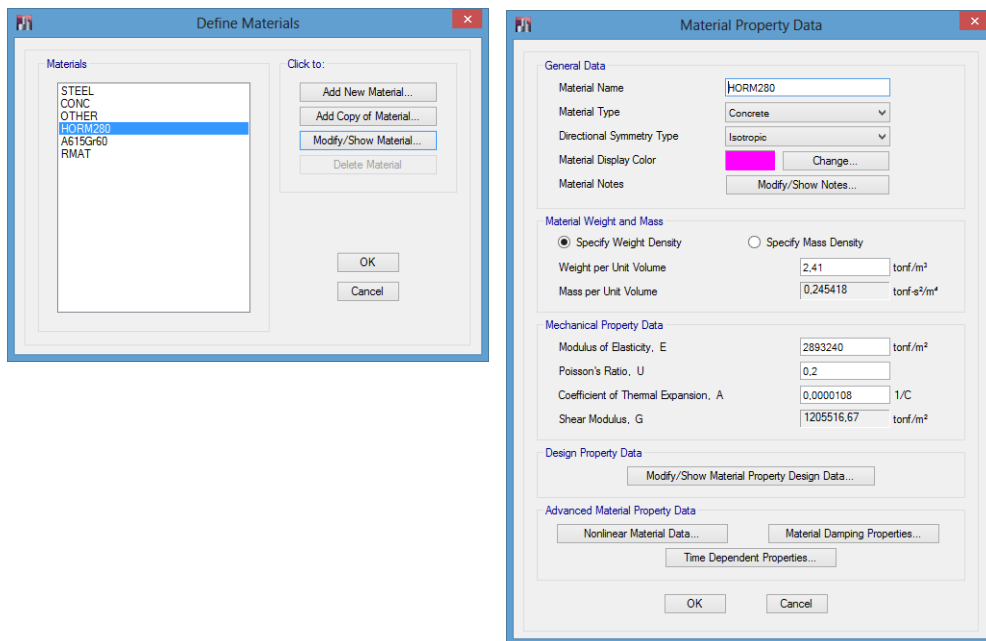
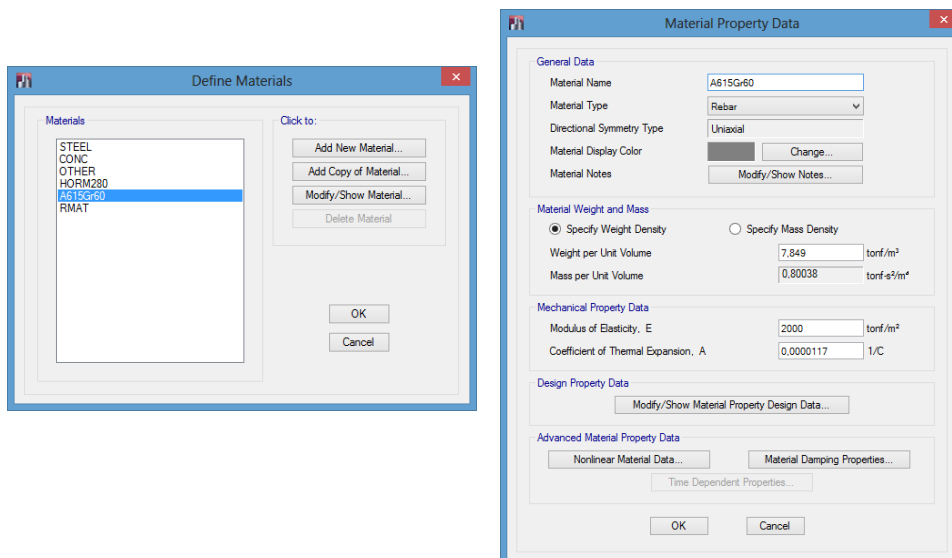


Ilustración 17. Cuadros de diálogo propiedades del acero.

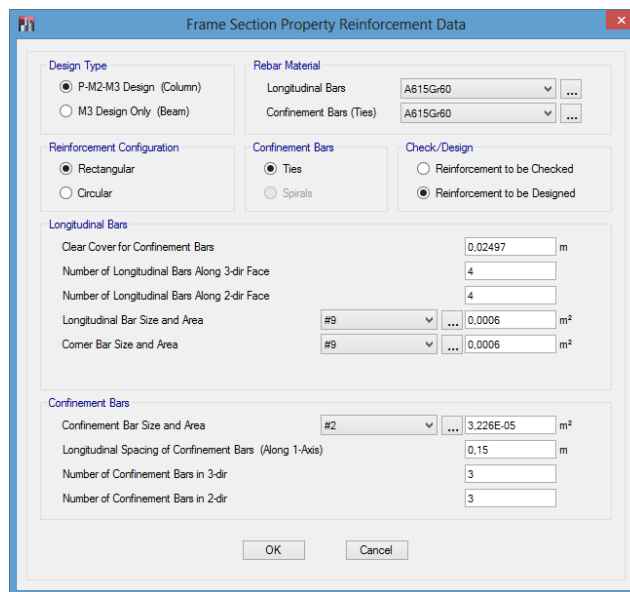
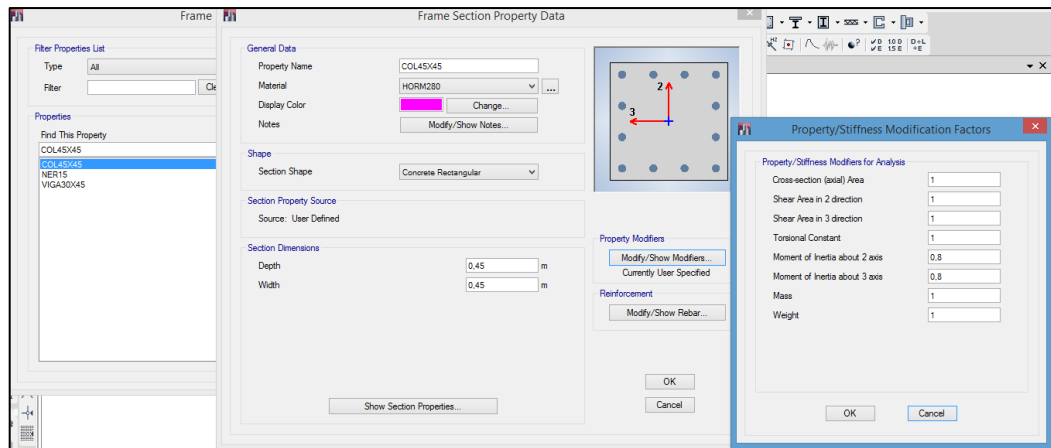


6.7.10.3 Definición de secciones

En base al prediseño de los elementos estructurales realizados anteriormente, procedemos a crear las diferentes secciones “frame” para vigas, columnas y nervios, “shell” para losas y gradas. Los mismos que estarán constituidos por los materiales ya definidos como son el hormigón y acero.

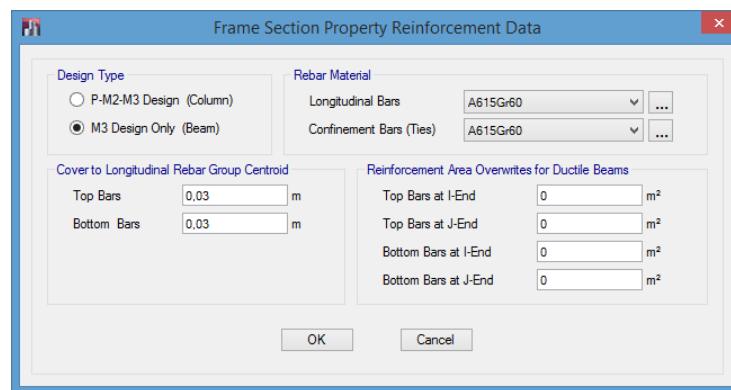
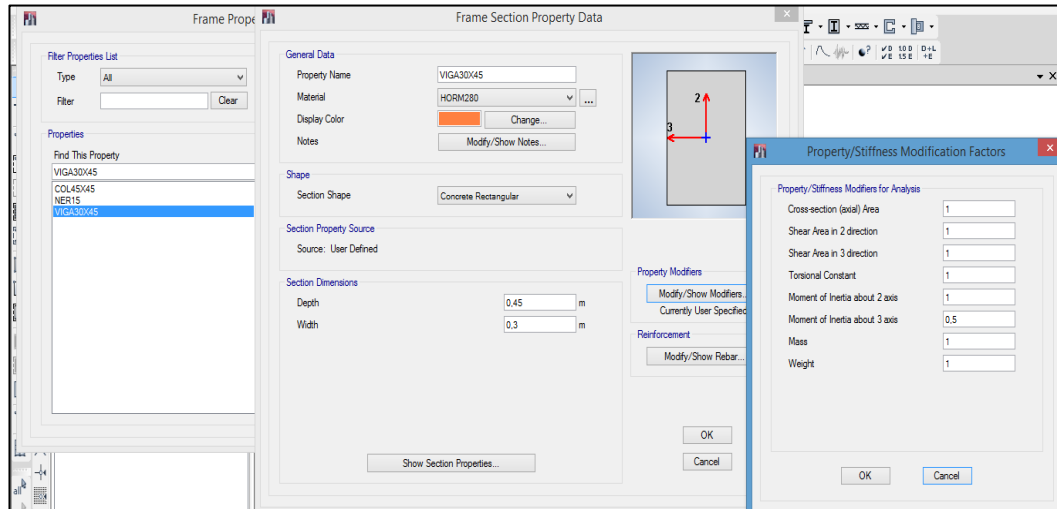
Columnas sección (45x45) cm

Ilustración 18. Cuadros de diálogo características de columnas.



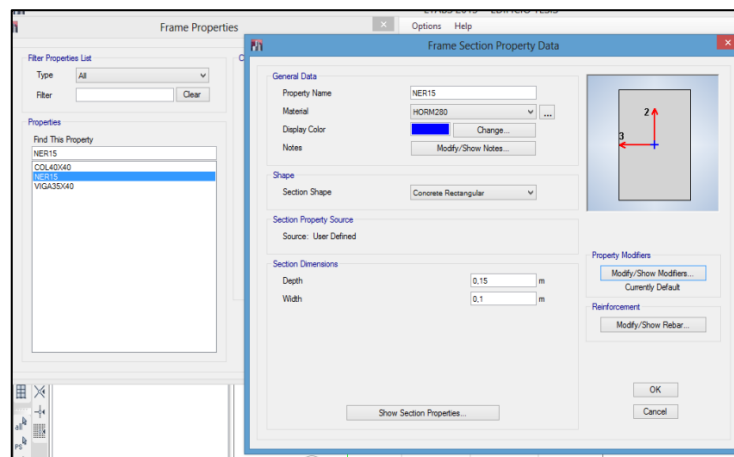
Vigas sección (30x45) cm

Ilustración 19. Cuadros de diálogo características de vigas.



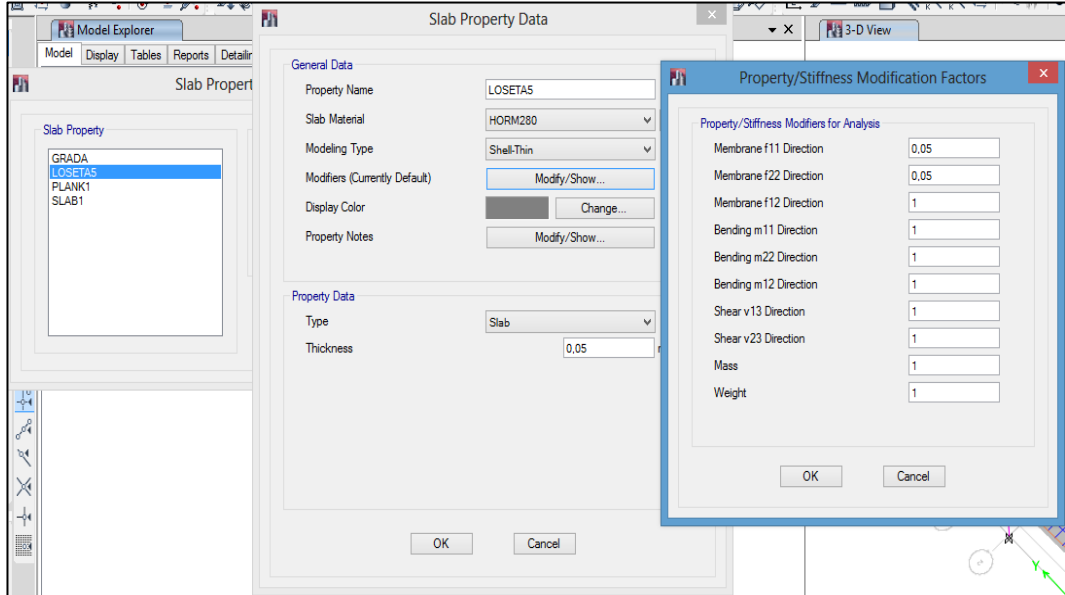
Nervios sección (10x15) cm

Ilustración 20. Cuadros de diálogo características de nervios.



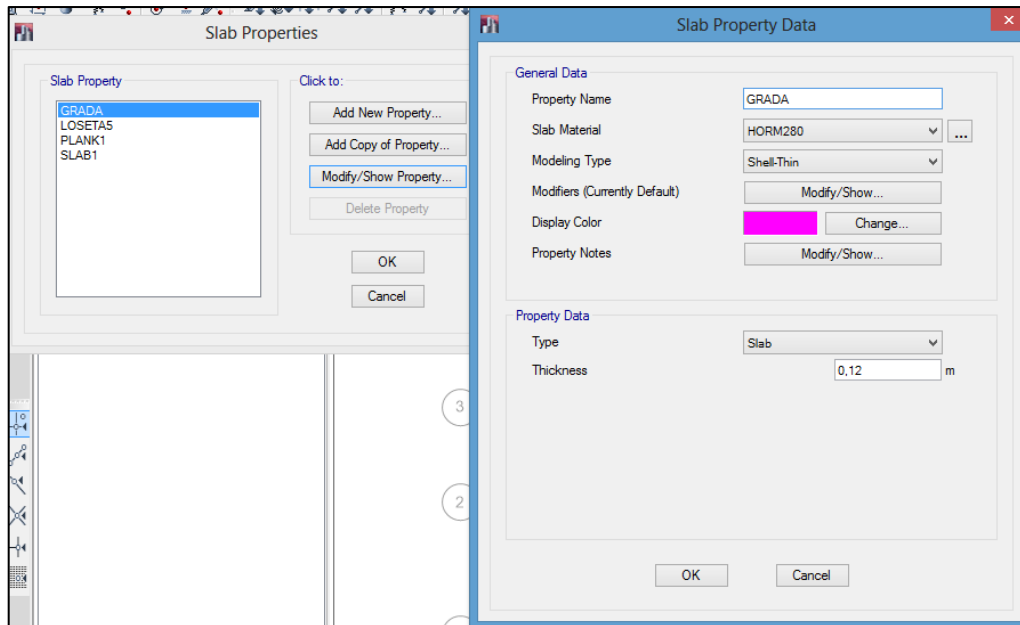
Losa h=20 cm

Ilustración 21. Cuadros de diálogo características de losa.



Grada h=12 cm

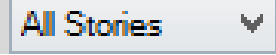
Ilustración 22. Cuadros de diálogo características de grada.



6.7.10.4 Trazado de la edificación

Procedemos a dibujar los elementos estructurales ya definidos del edificio como son vigas, columnas, nervios, losa y gradas.

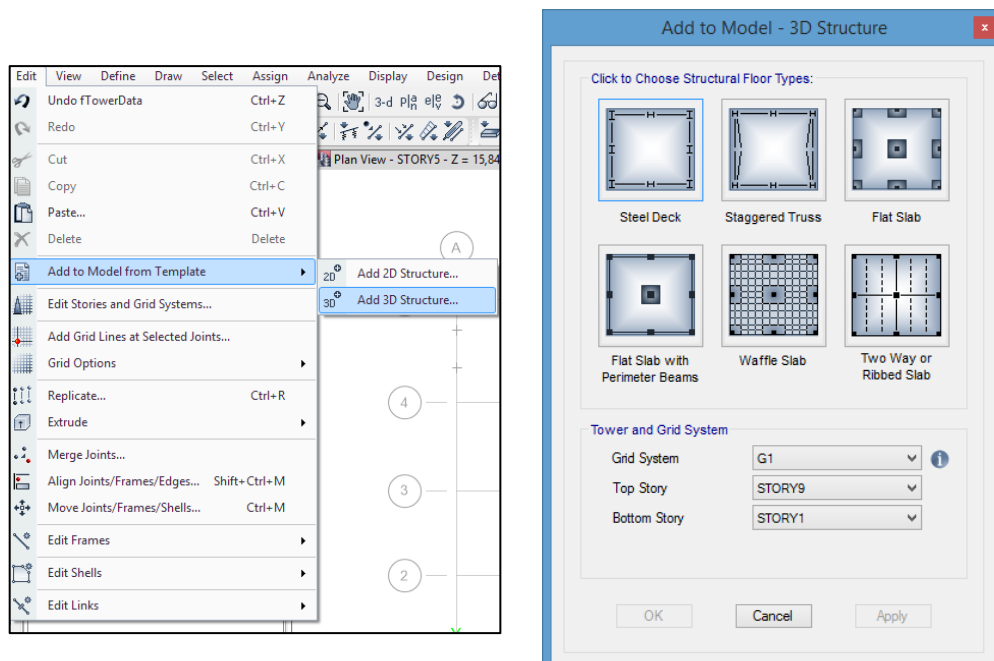
Vigas, columnas, nervios, losa.

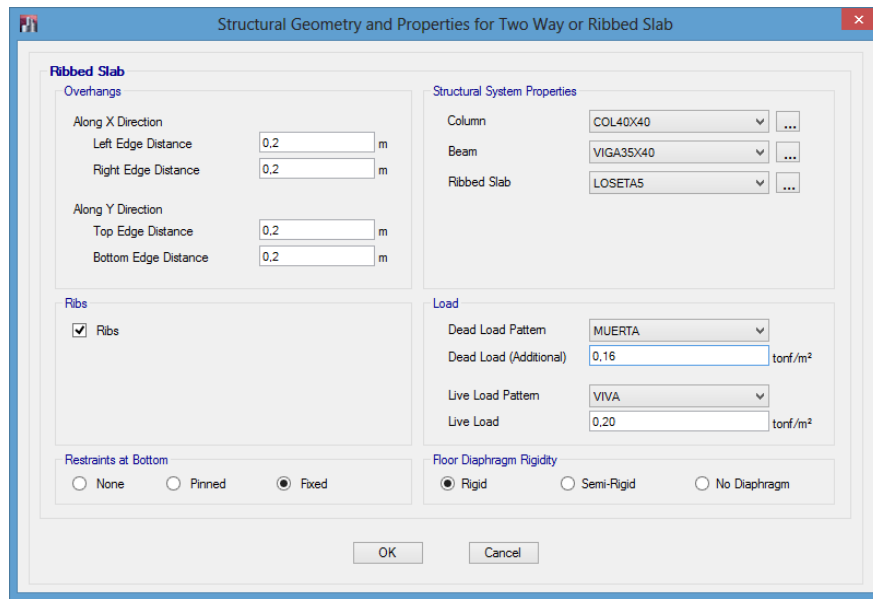
Para ello seleccionamos la opción  para que los cambios realizados se efectúen en todos los pisos.

Consecutivamente seleccionamos la malla base del proyecto y ejecutamos lo siguiente:

Edit / Add to Model from Template / Add 3D Structure, escogemos entonces la opción Two Way or Ribbed Slab, en vista de que modelaremos una losa bidireccional alivianada. Posteriormente ingresaremos los datos de las secciones que en esta opción se requieren y aceptamos.

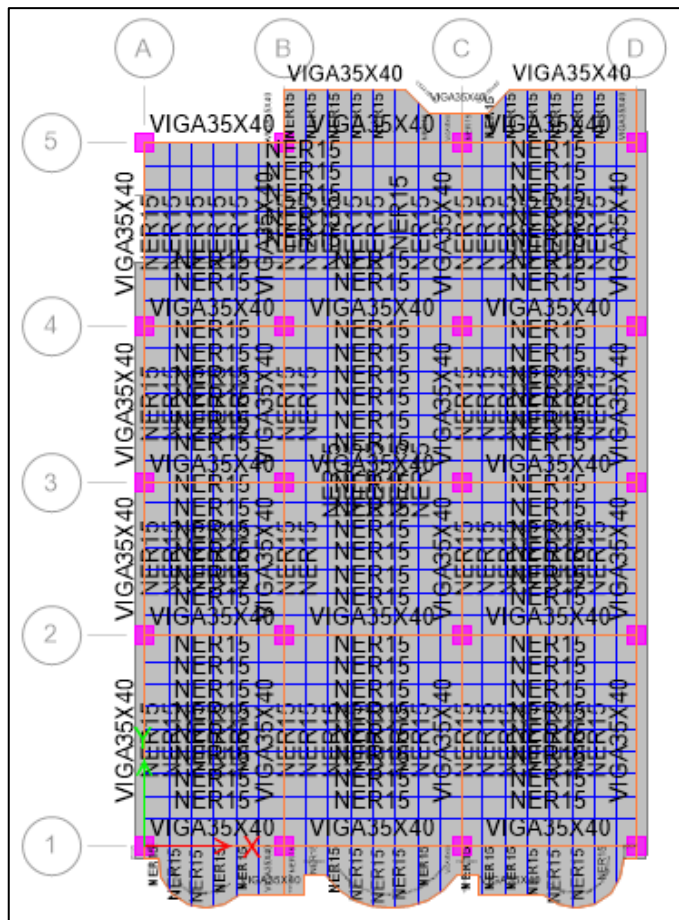
Ilustración 23. Cuadros de diálogo proceso de trazado de elementos estructurales.





Ahora es necesario asignar determinados nervios a vigas principales:

Ilustración 24. Asignación de elementos frame.



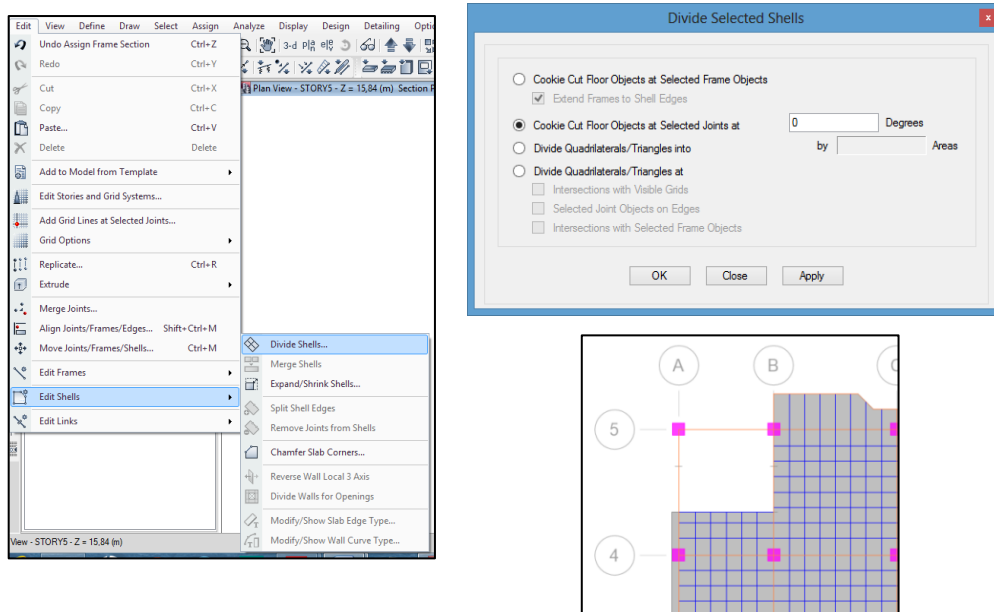
Gradas

Orificios


Creamos a continuación el orificio en la losa para el acceso de las gradas, para lo cual señalamos los nervios que se encuentran en la zona en cuestión y los eliminamos.

Para eliminar la loseta de las gradas elegimos los cuatro puntos del orificio, la losa general del edificio y los dividimos, para eliminar después el área que no se necesite.

Ilustración 25. Cuadros de diálogo creación de orificio en grada.



Ejecutamos el mismo proceso para ubicar el orificio del ducto de ventilación del edificio.

Inmediatamente volvemos a unificar las áreas divididas de la losa, para ello tomamos de dos en dos las superficies y con la opción  Merge Shells formamos un solo elemento shell.

Debemos además establecer el tablero del tapagradas, eliminando las áreas de losa que no corresponden a éste.

Dibujo de las gradas

Para ingresar gradas se debe crear una malla en elevación y puntos de referencia en planta las cuales permitirán colocar las escaleras.

Ilustración 26. Cuadros de diálogo líneas auxiliares.

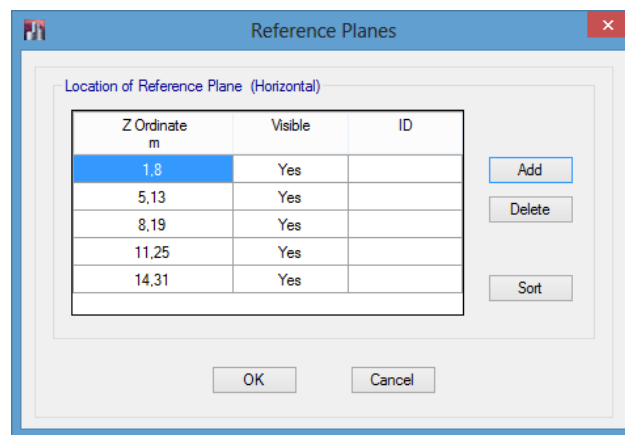
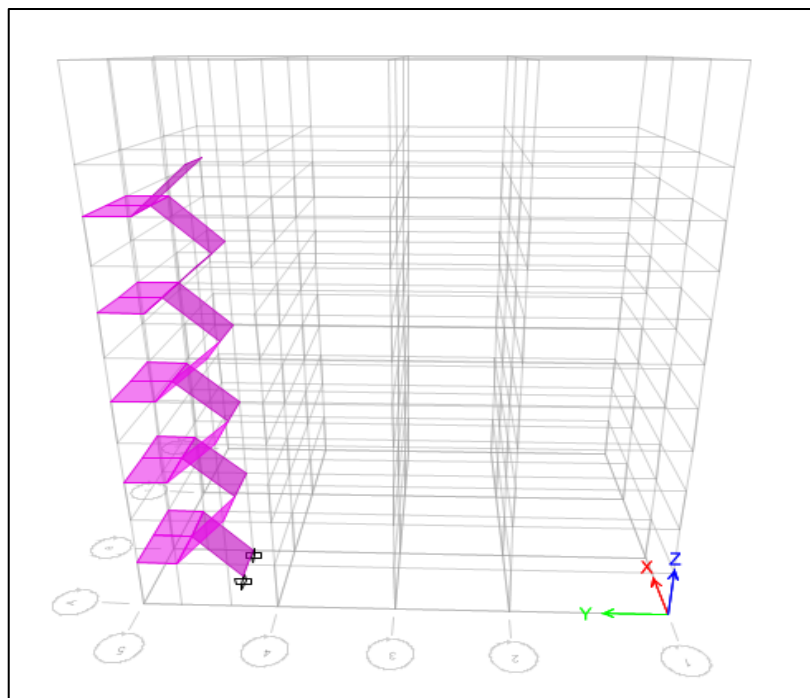
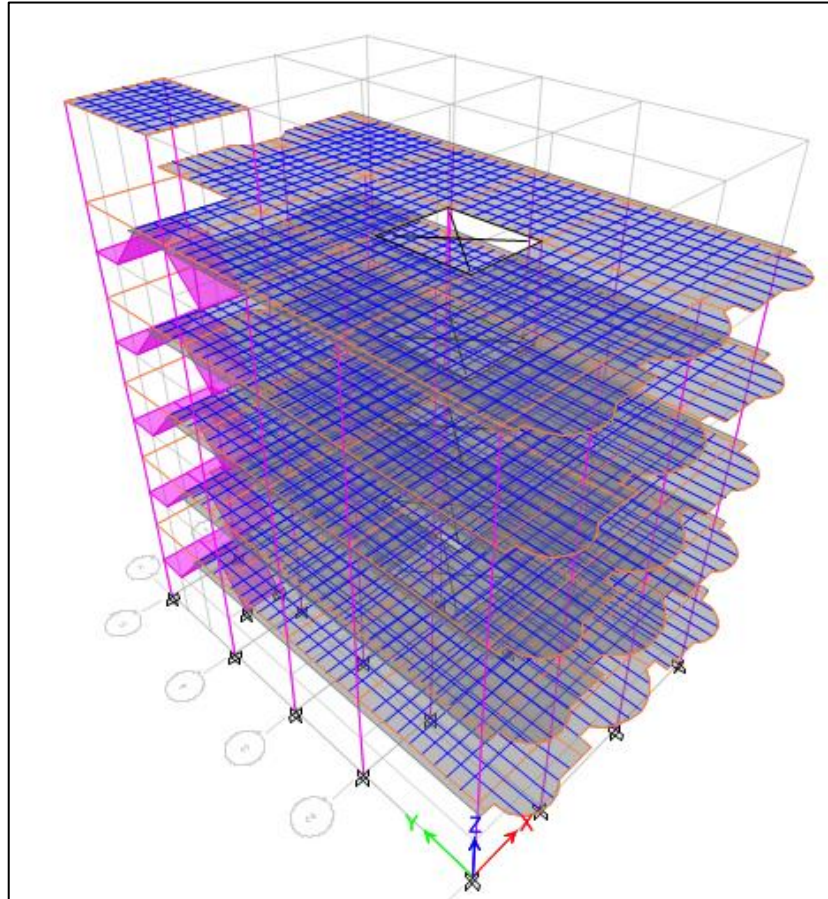


Ilustración 27. Vista tridimensional de las gradas.



Finalmente el modelo completo es:

Ilustración 28. Modelo completo de la estructura.

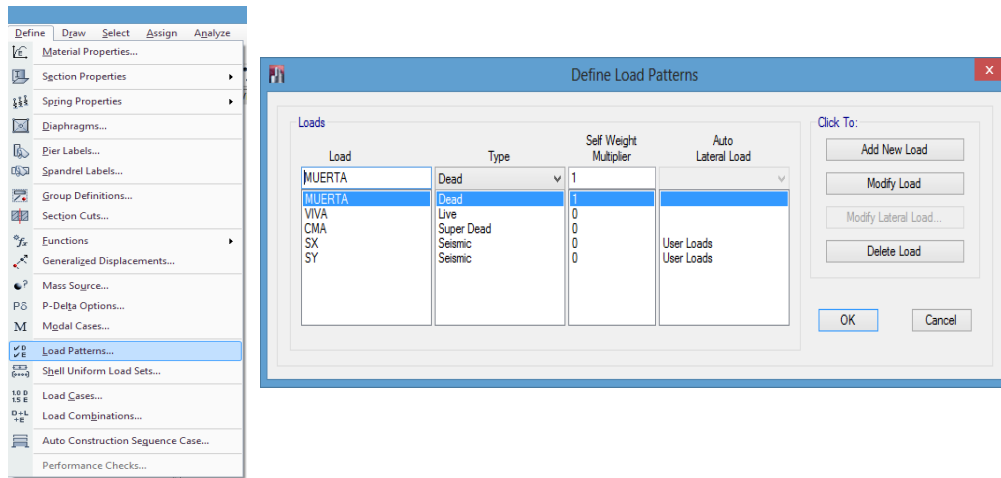


6.7.10.5 Definición de cargas

Definiremos ahora las cargas cuantificadas anteriormente que serán distribuidas uniformemente en cada piso, como son la carga muerta CM, carga muerta adicional (paredes) CMA, carga viva CV y cargas sísmicas en las dos direcciones SX, SY.

Seguiremos entonces los pasos:

Ilustración 29. Cuadros de diálogo definición de cargas



Como las cargas de sismo las calculamos manualmente, ubicamos en cada sentido SX y SY la opción User Loads, del menú “Auto Lateral Load”, para poder ingresar en cada sentido las fuerzas indicadas en la tabla 13.

6.7.10.6 Asignación de cargas

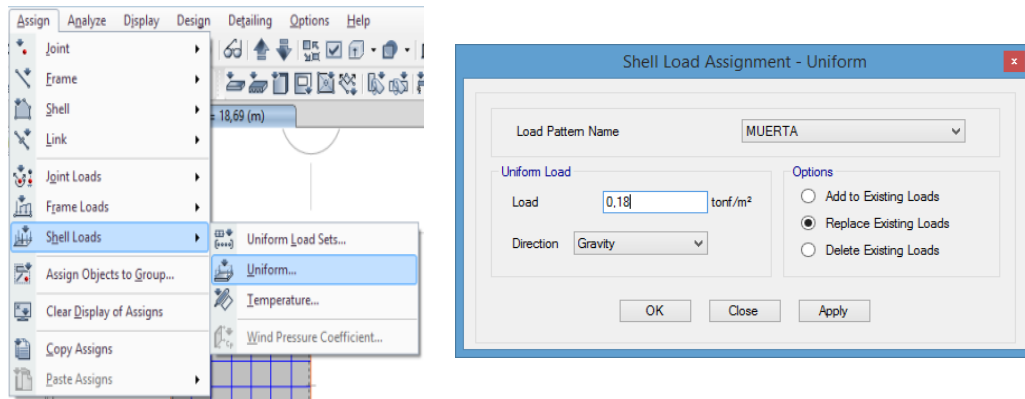
Seleccionamos la losa de cada planta y asignamos las cargas correspondientes como se muestra en la tabla:

Tabla 17. Cargas por piso.

NIVEL	TIPO DE CARGA	CARGA Tn/m ²
Todos los niveles	CM (acabados)	0.18
Nv. +3.60 al Nv. +15.84	CV	0.20
Nv. +15.84	CMA	0.07
Nv. +12.78, Nv. +9.72	CMA	0.37
Nv. +3.60, Nv. +6.66	CMA	0.38

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 30. Cuadros de diálogo asignación de cargas.



6.7.10.7 Combinaciones de carga

Señalaremos las combinaciones de carga estipuladas en los códigos ACI 318 -08 y NEC. Ingresaremos al programa éstas últimas.

Según lo indicado en el código ACI 318 -08, la resistencia requerida se muestra en las siguientes combinaciones de carga:

$$\text{COMB1} = 1.4 D$$

$$\text{COMB2} = 1.2 D + 1.6 L$$

$$\text{COMB3} = 1.2 D + L$$

$$\text{COMB4} = 1.2 D + SX + L$$

$$\text{COMB5} = 1.2 D - SX + L$$

$$\text{COMB6} = 1.2 D + SY + L$$

$$\text{COMB7} = 1.2 D - SY + L$$

$$\text{COMB8} = 0.9 D$$

$$\text{COMB9} = 0.9 D + SX$$

$$\text{COMB10} = 0.9 D - SX$$

$$\text{COMB11} = 0.9 D + SY$$

$$\text{COMB12} = 0.9 D - SY$$

Las combinaciones de carga a definir en base a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo 1 son:

$$\text{COMB1} = 1.4 D$$

$$\text{COMB2} = 1.2 D + 1.6 L$$

$$\text{COMB3} = 1.2 D + SX + L$$

$$\text{COMB4} = 1.2 D - SX + L$$

$$\text{COMB5} = 1.2 D + SY + L$$

$$\text{COMB6} = 1.2 D - SY + L$$

$$\text{COMB7} = 0.9 D + SX$$

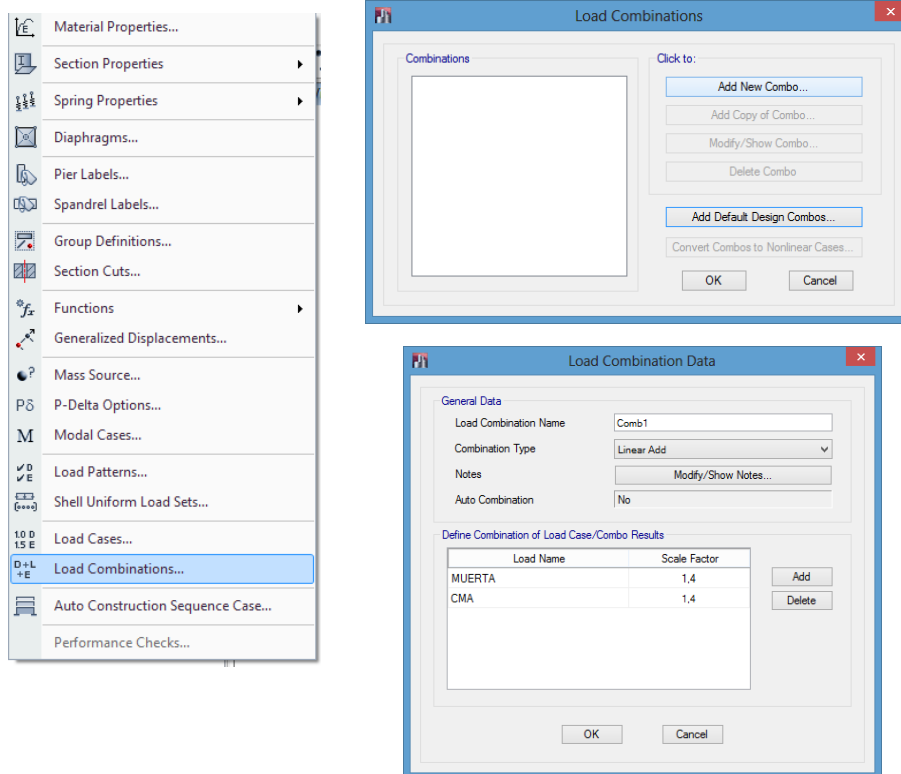
$$\text{COMB8} = 0.9 D - SX$$

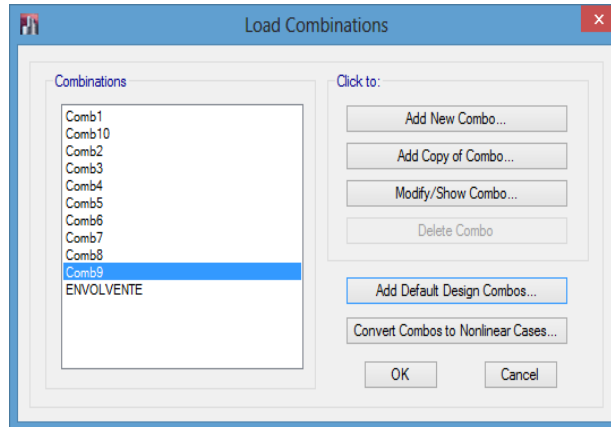
$$\text{COMB9} = 0.9 D + SY$$

$$\text{COMB10} = 0.9 D - SY$$

Crearemos además una combinación ENVOLVENTE adicional, será la COMB11 ya que reúne los valores más altos de todas las combinaciones anteriores.

Ilustración 31. Cuadros de diálogo combinaciones de carga.



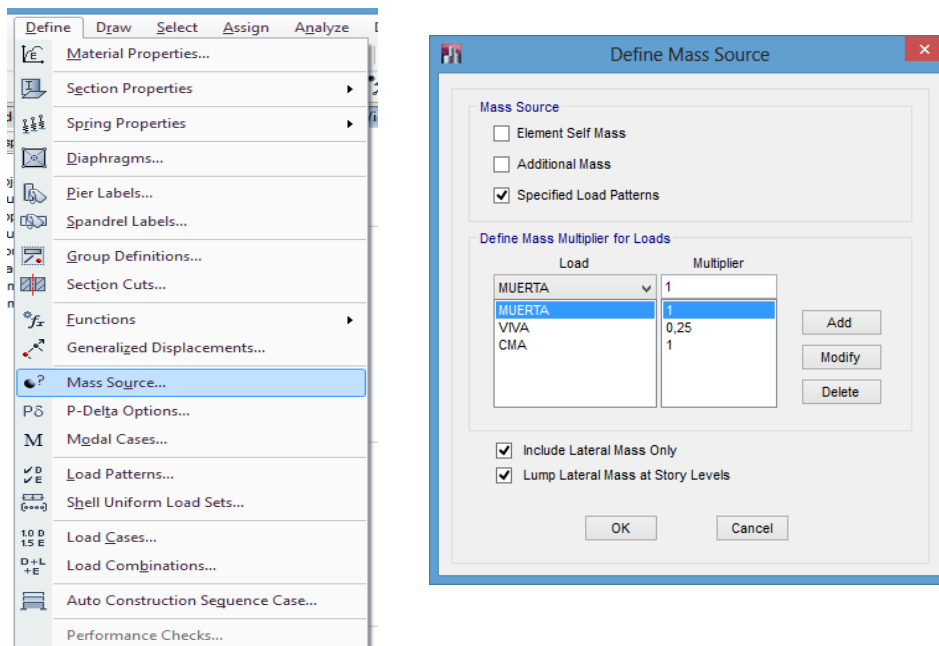


6.7.10.8 Definición de la masa de la estructura

Es necesario determinar la carga reactiva de la estructura para ello aplicaremos lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo 2: la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso.

Se realizará la siguiente secuencia:

Ilustración 32. Cuadros de diálogo asignación de masa.



6.7.10.9 Espectro de respuesta

Para ingresar el espectro al programa debemos tener una base de datos del espectro de diseño con un formato .txt, como se muestra:

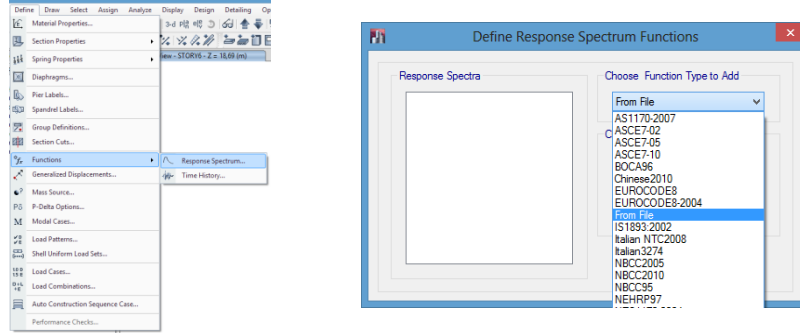
Tabla 18. Datos espectro elástico de diseño, perfil tipo C.

ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO PERFIL TIPO C					
T	Sa	T	Sa	T	Sa
0,00	0,48000	1,04	0,88660	2,08	0,44330
0,04	0,68177	1,08	0,85376	2,12	0,43494
0,08	0,88354	1,12	0,82327	2,16	0,42688
0,12	1,08531	1,16	0,79488	2,20	0,41912
0,16	1,19040	1,20	0,76839	2,24	0,41164
0,20	1,19040	1,24	0,74360	2,28	0,40441
0,24	1,19040	1,28	0,72036	2,32	0,39744
0,28	1,19040	1,32	0,69853	2,36	0,39071
0,32	1,19040	1,36	0,67799	2,40	0,38419
0,36	1,19040	1,40	0,65862	2,44	0,37790
0,40	1,19040	1,44	0,64032	2,48	0,37180
0,44	1,19040	1,48	0,62302	2,52	0,36590
0,48	1,19040	1,52	0,60662	2,56	0,36018
0,52	1,19040	1,56	0,59107	2,60	0,35464
0,56	1,19040	1,60	0,57629	2,64	0,34927
0,60	1,19040	1,64	0,56223	2,68	0,34405
0,64	1,19040	1,68	0,54885	2,72	0,33899
0,68	1,19040	1,72	0,53608	2,76	0,33408
0,72	1,19040	1,76	0,52390	2,80	0,32931
0,76	1,19040	1,80	0,51226	2,84	0,32467
0,80	1,15258	1,84	0,50112	2,88	0,32016
0,84	1,09770	1,88	0,49046	2,92	0,31578
0,88	1,04780	1,92	0,48024	2,96	0,31151
0,92	1,00224	1,96	0,47044	3,00	0,30735
0,96	0,96048	2,00	0,46103		
1,00	0,92206	2,04	0,45199		

Fuente: Elaboración propia

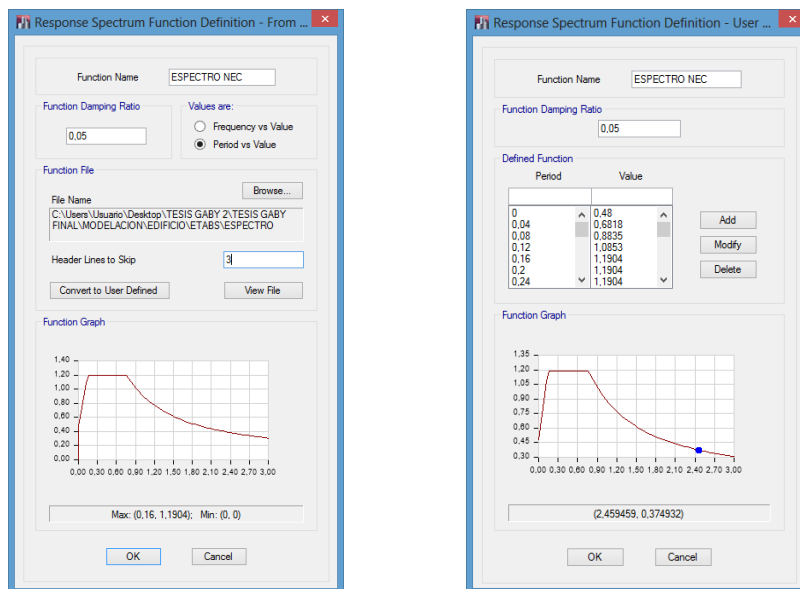
Agregamos la base de datos del espectro de respuesta al programa, de la siguiente forma:

Ilustración 33. Cuadros de diálogo ingreso de espectro de diseño.



Colocamos el nombre del espectro, y la opción “Period vs Value”, definimos la ubicación del archivo y activamos “Convert to User Defined”.

Ilustración 34. Cuadros de diálogo definición de espectro de diseño.



6.7.10.9.1 Casos espectro de respuesta

En el capítulo 2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se manifiesta que para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Por ende tendremos los siguientes casos de cargas espectrales:

Para la dirección en x (U1) - SISX:

U1 = 100% ESPECTRO

U2 = 30% ESPECTRO

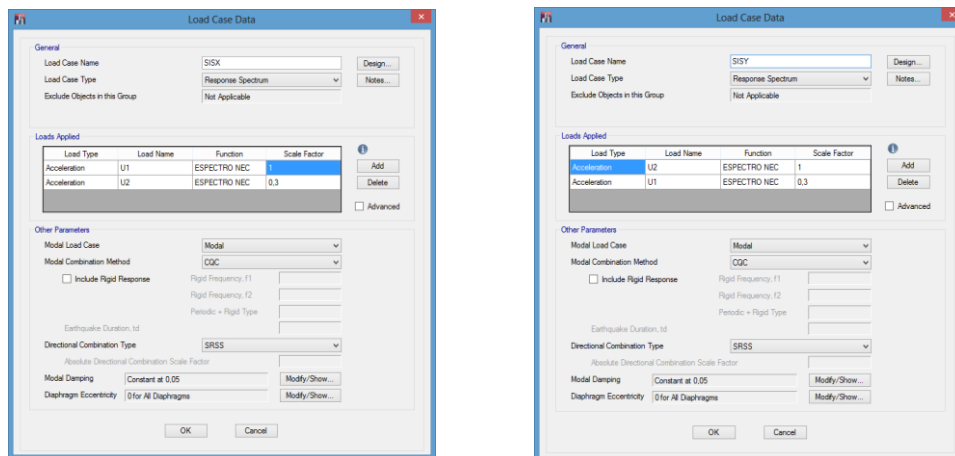
Para la dirección en y (U2) - SISY:


U1 = 30% ESPECTRO

U2 = 100% ESPECTRO

En este paso vamos a definir los casos de espectro tanto en X, como en Y, y se debe llenar los casilleros de la forma descrita a continuación.

Ilustración 35. Cuadros de diálogo casos de espectro



Finalmente analizamos el edificio presionando la pestaña  “Run Analysis”.

6.7.11 Análisis y verificación de resultados

6.7.11.1 Características de deformación de los elementos resistentes

Necesitamos conocer los desplazamientos del centro de masas tanto en el sentido XX como en el sentido YY.

La información del reporte solicitado se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 19. Desplazamientos del centro de masas.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX cm	UY cm	UZ cm	RX rad	RY rad	RZ rad	Point
STORY 6	D6	ENVOLVENTE Max	0.733	0.305	0.000	0.000	0.000	0.001567	1115
STORY 6	D6	ENVOLVENTE Min	-0.553	-0.360	0.000	0.000	0.000	-0.001643	1115
STORY 5	D5	ENVOLVENTE Max	0.758	0.859	0.000	0.000	0.000	0.00144	1116
STORY 5	D5	ENVOLVENTE Min	-0.649	-0.923	0.000	0.000	0.000	-0.001512	1116
STORY 4	D4	ENVOLVENTE Max	0.672	0.781	0.000	0.000	0.000	0.001311	1117
STORY 4	D4	ENVOLVENTE Min	-0.594	-0.830	0.000	0.000	0.000	-0.001361	1117
STORY 3	D3	ENVOLVENTE Max	0.534	0.635	0.000	0.000	0.000	0.001072	1118
STORY 3	D3	ENVOLVENTE Min	-0.488	-0.667	0.000	0.000	0.000	-0.001102	1118
STORY 2	D2	ENVOLVENTE Max	0.357	0.435	0.000	0.000	0.000	0.000739	1119
STORY 2	D2	ENVOLVENTE Min	-0.338	-0.450	0.000	0.000	0.000	-0.000751	1119
STORY 1	D1	ENVOLVENTE Max	0.164	0.205	0.000	0.000	0.000	0.000353	1120
STORY 1	D1	ENVOLVENTE Min	-0.163	-0.208	0.000	0.000	0.000	-0.000352	1120

Fuente: Reporte análisis del edificio.

Con los desplazamientos obtenidos determinamos las características de los elementos resistentes, la tabla consecutiva determina el periodo real de la estructura.

Tabla 20. Características de deformación de los elementos resistentes.

Piso	dx (cm)	Wi.dx² (Tn cm²)	Fx.dx (Tn cm)	dy (cm)	Wi.dy² (Tn cm²)	Fx.dy (Tn cm)
6	0,733	3,45	1,96	0,305	0,60	0,82
5	0,758	59,75	27,43	0,859	76,74	31,08
4	0,672	72,70	29,87	0,781	98,19	34,71
3	0,534	45,90	17,67	0,635	64,91	21,01
2	0,357	20,58	7,88	0,435	30,55	9,61
1	0,164	4,34	1,87	0,205	6,79	2,33

Σ	206,73	86,68	Σ	277,78	99,56
----------	---------------	--------------	----------	---------------	--------------

Fuente: Elaboración propia.

Estimando lo definido en 2.7.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, acerca del período de vibración de la estructura:

Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i d_i}} \quad \text{Ec. 22}$$

Dónde:

f_i = representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i , de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i = deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

Sin embargo, el valor de T calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{206.73}{980 * 86.68}} = 0.31 \text{ sg}$$

$$T_{yy} = 2\pi \sqrt{\frac{277.78}{980 * 99.56}} = 0.34 \text{ sg}$$

Método 1 = $T_1 = 0.66 \text{ sg}$

Método 2 = $T_2 = 0.32 \text{ sg}$

Relación $T_1/T_2 = 0.49$

0.49 < 1.30 OK.

6.7.11.2 Efectos P-Δ

Una vez obtenidos los desplazamientos del centro de masas descritos en la tabla 19, evaluamos la estructura para saber si se requiere considerar los efectos P-Δ y controlar las derivas máximas de piso.

Este chequeo se lo realizará en base a las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción sección 2.7.5 en dónde se muestra que:

Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0.10 y no debe exceder el valor de 0.30.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. 23}$$

Dónde:

Q_i = índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i = deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = cortante sísmico del piso i

h_i = altura del piso i considerado.

Para considerar el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que $0.1 < Q_i < 0.3$, las derivas de piso, fuerzas y momentos obtenidos en cada pórtico, deben multiplicarse por el factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \text{Ec. 24}$$

Aplicaremos lo descrito en la norma para determinar si existen o no estos efectos P- Δ en nuestra edificación:

Tabla 21. Verificación del Efecto P- Δ , sentido XX.

PISO	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi* Δ i Tn-m	Vi*hi Tn-m	Qi	Cálculo	f _{P-Δ}
6	2,85	2,67	6,43	0,00	0,733	-0,025	-0,0001	-0,002	7,62	-0,0002	OK	1,00
5	3,06	38,86	100,99	37,74	0,758	0,086	0,0003	0,119	118,91	0,0010	OK	1,00
4	3,06	83,30	252,54	75,49	0,672	0,138	0,0005	0,453	254,91	0,0018	OK	1,00
3	3,06	116,39	404,09	113,23	0,534	0,177	0,0006	0,916	356,17	0,0026	OK	1,00
2	3,06	138,48	556,13	150,98	0,357	0,193	0,0006	1,365	423,74	0,0032	OK	1,00
1	3,06	149,86	708,16	188,72	0,164	0,164	0,0005	1,471	458,56	0,0032	OK	1,00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Verificación del Efecto P- Δ , sentido YY.

PISO	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi* Δ i Tn-m	Vi*hi Tn-m	Qi	Cálculo	f _{P-Δ}
6	2,85	2,67	6,43	0,00	0,305	-0,554	-0,0019	-0,036	7,62	-0,0047	OK	1,00
5	3,06	38,86	100,99	37,74	0,859	0,078	0,0003	0,108	118,91	0,0009	OK	1,00
4	3,06	83,30	252,54	75,49	0,781	0,146	0,0005	0,479	254,91	0,0019	OK	1,00
3	3,06	116,39	404,09	113,23	0,635	0,200	0,0007	1,035	356,17	0,0029	OK	1,00
2	3,06	138,48	556,13	150,98	0,435	0,230	0,0008	1,626	423,74	0,0038	OK	1,00
1	3,06	149,86	708,16	188,72	0,205	0,205	0,0007	1,839	458,56	0,0040	OK	1,00

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos notar en las tablas mostradas anteriormente no se requiere considerar los efectos P- Δ en el análisis de la estructura.

6.7.11.3 Derivas Máximas

En el apartado 2.6.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, observamos que los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas Δ_M , son:

Tabla 23. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: NEC. Cap. 2

Tabla 24. Verificación de las derivas máximas de pisos.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.02$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,733	0,305	0,733	0,305	-0,025	-0,554	-0,0001	-0,0019	OK	OK
5	3,06	0,758	0,859	0,758	0,859	0,086	0,078	0,0003	0,0003	OK	OK
4	3,06	0,672	0,781	0,672	0,781	0,138	0,146	0,0005	0,0005	OK	OK
3	3,06	0,534	0,635	0,534	0,635	0,177	0,2	0,0006	0,0007	OK	OK
2	3,06	0,357	0,435	0,357	0,435	0,193	0,23	0,0006	0,0008	OK	OK
1	3,06	0,164	0,205	0,164	0,205	0,164	0,205	0,0005	0,0007	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Las secciones de la estructura pasas los requerimientos de sismo-resistencia, por ende se procede al diseño de las cimentaciones superficiales.

6.7.12 Clasificación del suelo

En el literal 2.5.4.5 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se definen seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A y E.

Tabla 25. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kfg/cm}^2)$

Fuente: NEC. Cap. 2

6.7.12.1 Capacidad portante del suelo

La capacidad de carga es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelos difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

En tal virtud indicaremos los valores de las capacidades de carga definidos por varios autores para diferentes tipos de suelo, para luego cotejarlas con la clasificación de suelos establecida por la norma y definir su capacidad portante.

En caso de no contar con un estudio de mecánica de suelos en el sitio o bien para realizar un diseño preliminar de la cimentación, la siguientes tablas proporciona las capacidades de carga para diferentes tipos de suelo.

Tabla 26. Capacidad portante de suelo.

Tipos y condiciones admisibles	MPa	Tn/m²
Rocas ígneas y metamórficas sanas (granito, diorita, basalto, gneis)	10.0	100.0
Rocas metamórficas foliadas sanas, rocas sedimentarias sanas, conglomerados cementados.	3.0	30.0
Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas.	0,6	6.0
Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas.	0,2	2.0
Arcillas y limos blandos	0.075	0.75

Fuente: Prontuario *“Características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas a los mismos.”*

Tabla 27. Capacidades de carga para diferentes tipos de suelo.

Tipos de suelo	Capacidad de carga (Tn/m²)
Roca firme cristalina maciza, con granito, diorita, gneis y roca volcánica.	100.0
Rocas laminadas como esquistos o pizarra.	40.0
Grava y mezclas de grava-arena de alto grado de compactación.	5.0
Grava y mezclas de grava-arena bajo grado de compactación.	3.0
Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas, arcillas pobres.	1.0

Fuente: Singh, B. y Goel, R.K. (1999). *Rock Mass Classification*.

Tabla 28. Valores nominales de capacidad de soporte admisible del suelo.

Tipo de material	Consistencia en sitio	Valor recomendado (MPa)	Valor recomendado (Tn/m²)
Roca masiva cristalina ígnea y metamórfica (granito, diorita basalto, gneis, conglomerado)	Roca dura e intacta	8.0	80.0
Roca metamórfica laminada (pizarra, esquistos)	Roca medio dura e intacta	3.5	35.0
Grava, mezclas de grava y arena, mezclas de cantos rodados y grava.	Medio compacta	0.50	5.0
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina.	Medio compacta	0.25	2.5
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina.	Suelta	0.15	1.5

Fuente: Skempton, A.W. y MacDonald, D.H. (1956) "*The Allowable Settlement of Buildings*"

Tabla 29. Peso específico y capacidad portante del suelo.

Clase de suelo	Peso específico γ (kg/m ³)	Capacidad portante σ_{adm} (Tn/m ²)	
		Suelo seco	Suelo inundado
Roca dura, estratificada, sana y compacta.	2800 a 3000	60 a 100	-
Rocas estratificadas	2600	25 a 30	-
Grava con arena compacta (al menos 1/3 de grava de 70 mm)	2000	5 a 8	2 a 4
Arena gruesa seca	1800	3 a 5	-
Arena arcillosa seca y suelta	1700	1 a 2	-

Fuente: Prontuario “*Características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas a los mismos.*”

Tabla 30. Presiones admisibles a efectos orientativos.

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible (MPa)	Presión admisible (Tn/m ²)
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas (granito, diorita, basalto, gneis)	10.0	100.0
	Rocas metamórficas foliadas sanas (esquistos, pizarras)	3.0	30.0
Suelos granulares (% finos inferior a 35% en peso)	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0.2 a 0.6	2.0 a 6.0
	Gravas y mezclas de arena y gravas, sueltas.	< 0.2	< 2.0
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas firmes	0.075 a 0.15	0.75 a 1.5

Fuente: MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. “*Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones.*”

6.7.12.2 Determinación de la capacidad portante del suelo

En base a los valores fijados por diferentes autores, estableceremos la capacidad de carga para cada uno de los suelos descritos y los cotejaremos con los indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, a excepción del perfil tipo A o roca, obteniendo el valor promedio entre las opciones.

Tabla 31. Capacidad de carga de suelos adoptada.

Tipo de perfil	Definición	Descripción aproximada del suelo	Capacidad de carga (Tn/m ²)
B	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$	Rocas metamórficas foliadas sanas, rocas sedimentarias sanas, conglomerados cementados.	30.0
C	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas.	15.0
D	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas.	7.5
E	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$	Arcillas y limos blandos.	2.5

Fuente: Elaboración propia.

6.7.13 Predimensionamiento de cimientos

Una vez obtenidos los valores de la capacidad portante para de los diversos perfiles suelo, procedemos a realizar un predimensionamiento de las diferente cimentaciones dependiendo del perfil del mismo.

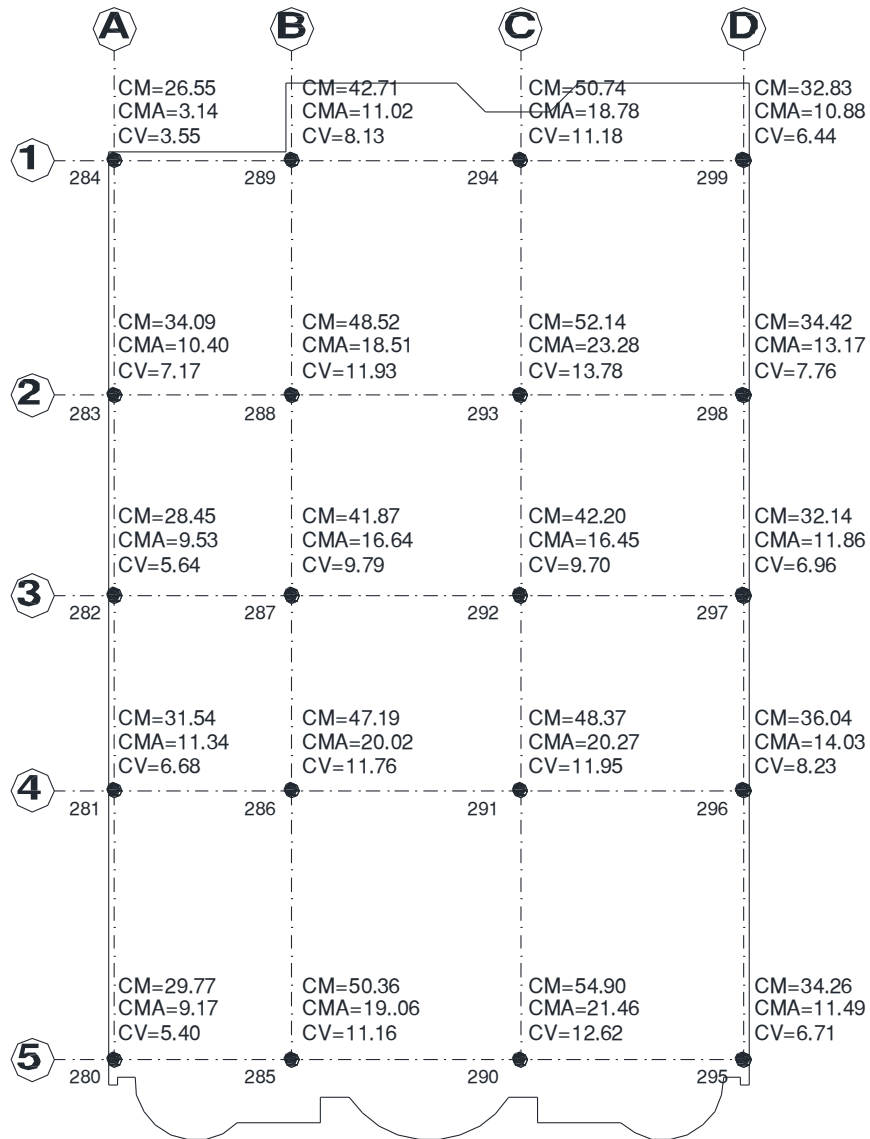
Del análisis de la estructura realizado anteriormente, adquirimos las cargas de servicio que serán transmitidas a la cimentación:

Tabla 32. Cargas transmitidas a la cimentación.

Punto	Tipo de Carga	Carga (Tn)	Tipo de Carga	Carga (Tn)	Tipo de Carga	Carga (Tn)
280	CM	29,78	CMA	9,17	CV	5,40
281	CM	31,54	CMA	11,34	CV	6,68
282	CM	28,45	CMA	9,53	CV	5,64
283	CM	34,09	CMA	10,40	CV	7,17
284	CM	26,55	CMA	3,14	CV	3,55
285	CM	50,36	CMA	19,06	CV	11,16
286	CM	47,19	CMA	20,02	CV	11,76
287	CM	41,87	CMA	16,64	CV	9,79
288	CM	48,52	CMA	18,51	CV	11,93
289	CM	42,71	CMA	11,02	CV	8,13
290	CM	54,90	CMA	21,46	CV	12,62
291	CM	48,37	CMA	20,27	CV	11,95
292	CM	42,20	CMA	16,45	CV	9,70
293	CM	52,14	CMA	23,28	CV	13,78
294	CM	50,74	CMA	18,78	CV	11,18
295	CM	34,26	CMA	11,49	CV	6,71
296	CM	36,04	CMA	14,03	CV	8,23
297	CM	32,14	CMA	11,86	CV	6,96
298	CM	34,42	CMA	13,17	CV	7,76
299	CM	32,83	CMA	10,88	CV	6,44

Fuente: Reporte análisis del edificio

Figura 49.Ubicación de cargas transmitidas a la cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

Para definir las secciones agruparemos los puntos de la cimentación según las cargas de cada uno, pues como podemos notar son bastante similares entre sí.

Tabla 33. Valores de cargas para prediseño de plintos.

Ejes	Tipo de Carga	Carga (Tn)
A-1	CM	26,55
	CMA	3,14
	CV	3,55
B-1	CM	42,71
	CMA	11,02
	CV	8,13
B (2-3-4-5) C (1-2-3-4-5)	CM	54,90
	CMA	21,46
	CV	12,62
A (2-3-4-5) D (1-2-3-4-5)	CM	36,04
	CMA	14,03
	CV	8,23

Fuente: Elaboración propia.

6.7.13.1 Prediseño de zapatas aisladas - Perfil B

En este caso predimensionaremos las secciones de los plintos, para ello ejecutaremos un proceso iterativo entre la capacidad de carga del suelo y el área de fundación calculada.

$$A = \frac{P_s}{\sigma_s} \quad \text{Ec. 25}$$

Dónde:

A = área de fundación

P_s = Carga de servicio (Tn)

σ_s = Capacidad de carga del suelo (Tn/m²)

6.7.13.1.1 Carga de servicio

En base a los valores de las cargas indicados en la tabla 33, estableceremos las cargas de servicio.

Carga de servicio I

$$CM = 26.55\text{Tn}$$

$$CMA = 3.14\text{Tn}$$

$$CV = 3.55\text{Tn}$$

$$Ps_I = CM + CMA + CV$$

$$Ps_I = (26.55 + 3.14 + 3.55)\text{Tn}$$

$$Ps_I = 33.24 \text{ Tn}$$

Carga de servicio II

$$CM = 42.71\text{Tn}$$

$$CMA = 11.02\text{Tn}$$

$$CV = 8.13\text{Tn}$$

$$Ps_{II} = CM + CMA + CV$$

$$Ps_{II} = (42.71 + 11.02 + 8.13)\text{Tn}$$

$$Ps_{II} = 61.86 \text{ Tn}$$

Carga de servicio III

$$CM = 54.90 \text{ Tn}$$

$$CMA = 21.46\text{Tn}$$

$$CV = 12.62\text{Tn}$$

$$Ps_{III} = CM + CMA + CV$$

$$Ps_{III} = (54.90 + 21.46 + 12.62)\text{Tn}$$

$$Ps_{III} = 88.98 \text{ Tn}$$

Carga de servicio IV

$$CM = 36.04 \text{ Tn}$$

$$CMA = 14.03 \text{ Tn}$$

$$CV = 8.23 \text{ Tn}$$

$$Ps_{IV} = CM + CMA + CV$$

$$Ps_{IV} = (36.04 + 14.03 + 8.23) \text{ Tn}$$

$$Ps_{IV} = 58.30 \text{ Tn}$$

Carga de servicio V

$$CM = 52.14 \text{ Tn}$$

$$CMA = 23.28 \text{ Tn}$$

$$CV = 13.20 \text{ Tn}$$

$$Ps_{IV} = CM + CMA + CV$$

$$Ps_{IV} = (52.14 + 23.28 + 13.20) \text{ Tn}$$

$$Ps_{IV} = 89.20 \text{ Tn}$$

Carga de servicio VI

$$CM = 34.42 \text{ Tn}$$

$$CMA = 13.17 \text{ Tn}$$

$$CV = 7.76 \text{ Tn}$$

$$Ps_{IV} = CM + CMA + CV$$

$$Ps_{IV} = (34.42 + 13.17 + 7.76) \text{ Tn}$$

$$Ps_{IV} = 55.35 \text{ Tn}$$

6.7.13.1.2 Determinación de secciones de plintos

$$\sigma_{sB} = 30 \text{ Tn/m}^2$$

$$P_{sI} = 33.24 \text{ Tn}$$

$$A_I = \frac{P_{sI}}{\sigma_{sB}}$$

$$A_I = \frac{33.24 \text{ Tn}}{30 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A_I = 1.11 \text{ m}^2$$

$$b_I = \sqrt{A_I}$$

$$b_I = \sqrt{1.11 \text{ m}^2}$$

$$b_I = 1.05 \text{ m}$$

Sección asumida (1.20 x 1.20) m.

$$P_{sII} = 61.86 \text{ Tn}$$

$$A_{II} = \frac{P_{sI}}{\sigma_{sB}}$$

$$A_{II} = \frac{61.86 \text{ Tn}}{30 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A_{II} = 2.06 \text{ m}^2$$

$$b_{II} = \sqrt{A_{II}}$$

$$b_{II} = \sqrt{2.06 \text{ m}^2}$$

$$b_{II} = 1.44 \text{ m}$$

Sección asumida (1.60 x 1.60)m.

$$P_{S_{III}} = 88.98 \text{ Tn}$$

$$A_{III} = \frac{P_{S_{III}}}{\sigma_{sB}}$$

$$A_{III} = \frac{88.98 \text{ Tn}}{30 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A_{III} = 2.97 \text{ m}^2$$

$$b_{III} = \sqrt{A_{III}}$$

$$b_{III} = \sqrt{2.97 \text{ m}^2}$$

$$b_{III} = 1.72 \text{ m}$$

Sección asumida (1.80 x 1.80)m.

$$P_{S_{IV}} = 58.30 \text{ Tn}$$

$$A_{IV} = \frac{P_{S_{IV}}}{\sigma_{sB}}$$

$$A_{IV} = \frac{58.30 \text{ Tn}}{30 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A_{IV} = 1.94 \text{ m}^2$$

$$b_{IV} = \sqrt{A_{IV}}$$

$$b_{IV} = \sqrt{1.94 \text{ m}^2}$$

$$b_{IV} = 1.39 \text{ m}$$

Sección asumida (1.40 x 1.40)m.

$$P_{S_V} = 89.20 \text{ Tn}$$

$$A_V = \frac{P_{S_V}}{\sigma_{sB}}$$

$$A_V = \frac{89.20 \text{ Tn}}{30 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A_V = 2.97 \text{ m}^2$$

$$b_V = \sqrt{A_{IV}}$$

$$b_V = \sqrt{2.97 \text{ m}^2}$$

$$b_V = 1.72 \text{ m}$$

Sección asumida (1.90 x 1.90)m.

$$P_{sVI} = 55.35 \text{ Tn}$$

$$A_{VI} = \frac{P_{sVI}}{\sigma_{sB}}$$

$$A_{VI} = \frac{55.35 \text{ Tn}}{30 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A_{VI} = 1.85 \text{ m}^2$$

$$b_{VI} = \sqrt{A_{VI}}$$

$$b_{VI} = \sqrt{1.85 \text{ m}^2}$$

$$b_{VI} = 1.36 \text{ m}$$

Sección asumida (1.50 x 1.50) m.

Tabla 34. Resumen de secciones perfil B.

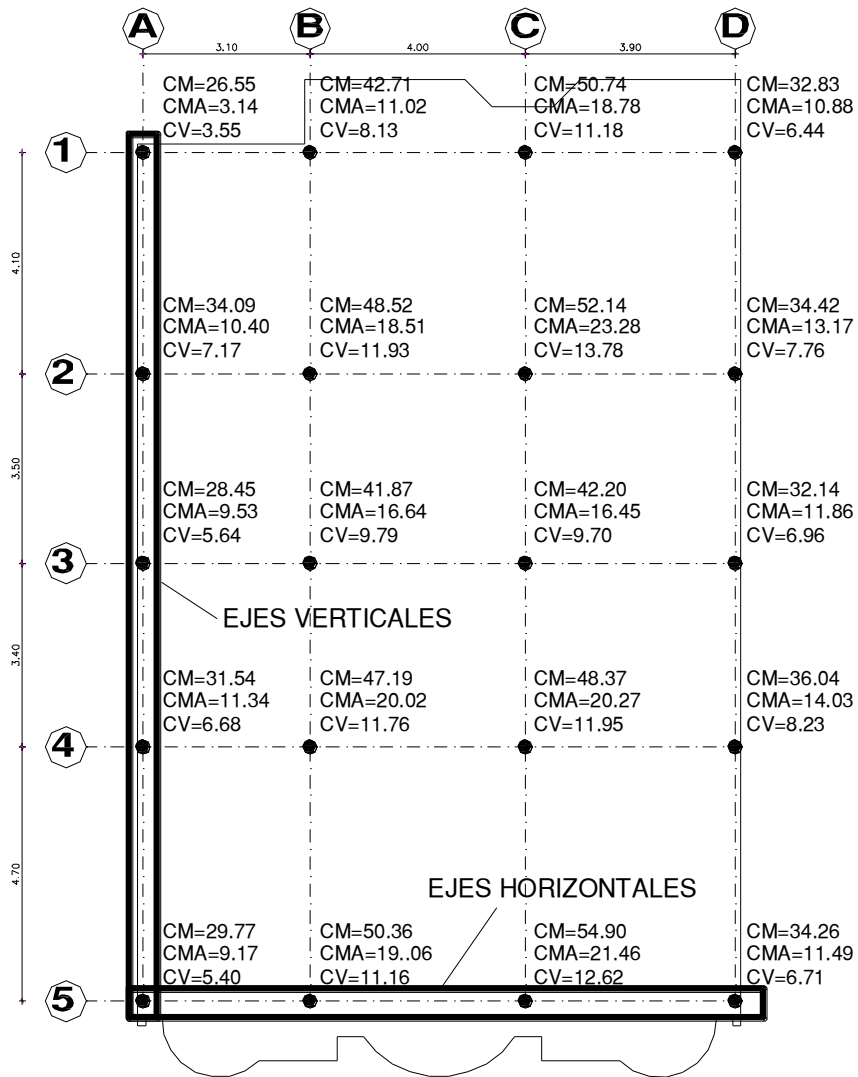
Tipo de Perfil	Sección	Plinto	Carga de servicio	Puntos
B	1.20 x 1.20	Tipo I	I	A-1
	1.40 x 1.40	Tipo II	IV	A (2-3-4-5); D (1-3-4)
	1.50 x 1.50	Tipo III	VI	D (2-5)
	1.60 x 1.60	Tipo IV	II	B-1
	1.80 x 1.80	Tipo V	V	B (2-3-4-5); C (1-3-4)
	1.90 x 1.90	Tipo VI	III	C (2-5)

Fuente: Elaboración propia.

6.7.13.2 Prediseño de zapatas corridas – Perfil C.

Considerando que una zapata combinada se caracteriza por soportar más de un elemento sobre una misma base, ubicaremos la sumatoria de las cargas que se encuentran tanto en los ejes verticales como en los horizontales, así:

Figura 50. Esquema de sumatorias de cargas en ejes verticales y horizontales.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35. Sumatoria de cargas ejes verticales.

IDENTIF.	EJE A Carga (Tn)	IDENTIF.	EJE B Carga (Tn)	IDENTIF.	EJE C Carga (Tn)	IDENTIF.	EJE D Carga (Tn)
A-5	44,35	B-5	80,59	C-5	88,98	D-5	52,46
A-4	49,56	B-4	78,98	C-4	80,59	D-4	58,29
A-3	43,62	B-3	68,30	C-3	68,36	D-3	50,95
A-2	51,66	B-2	78,96	C-2	89,20	D-2	55,35
A-1	33,24	B-1	61,86	C-1	80,71	D-1	50,15
TOTAL	222,43	TOTAL	368,69	TOTAL	407,83	TOTAL	267,21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36. Sumatoria de cargas ejes horizontales.

IDENTIF.	EJE 1 Carga (Tn)	IDENTIF.	EJE 2 Carga (Tn)	IDENTIF.	EJE 3 Carga (Tn)
A-5	44,35	A-4	49,56	A-3	43,62
B-5	80,59	B-4	78,98	B-3	68,30
C-5	88,98	C-4	80,59	C-3	68,36
D-5	52,46	D-4	58,29	D-3	50,95
TOTAL	266,37	TOTAL	267,42	TOTAL	231,23

IDENTIF.	EJE 4 Carga (Tn)	IDENTIF.	EJE 5 Carga (Tn)
A-2	51,66	A-1	33,24
B-2	78,96	B-1	61,86
C-2	89,20	C-1	80,71
D-2	55,35	D-1	50,15
TOTAL	275,17	TOTAL	225,96

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar en ancho b de las zapatas, aplicaremos la fórmula indicada:

$$b = \frac{P}{L * \sigma_{sc}}$$

Ec. 26

Dónde:

b = ancho de zapata combinada (m).

P = carga de servicio por eje (Tn)

L = longitud entre ejes (m)

σ_{sc} = capacidad portante perfil C (Tn/m²)

$$\sigma_c = 15 \text{ Tn/m}^2$$

$$b = \frac{P}{L * \sigma_{sc}}$$

$$b = \frac{222.43 \text{ Tn}}{15.70\text{m} * 15 \text{ Tn/m}^2}$$

$$b = 0.94\text{m}$$

Tabla 37. Cálculo del ancho zapata corrida.

EJE	P (Tn)	L (m)	σ_s (Tn/m ²)	b (m)	b (m) asumida
A	222,43	15,7	15	0,94	1,80
B	368,69	15,7	15	1,57	
C	407,83	15,7	15	1,73	
D	267,21	15,7	15	1,13	
1	266,37	11	15	1,61	1,80
2	267,42	11	15	1,62	
3	231,23	11	15	1,40	
4	275,17	11	15	1,67	
5	225,96	11	15	1,37	

Fuente: Elaboración propia.

En consecuencia el ancho b de las zapatas combinadas tanto en el eje horizontal como en el vertical es **1.80m**.

6.7.13.3 Prediseño de losa de cimentación – Perfil D.

Una losa de cimentación se define como una estructura que puede soportar varias columnas al mismo tiempo. Para establecer el área de ésta utilizaremos la

ecuación 27, la carga de servicio total será la sumatoria de las cargas de todos los puntos de la cimentación.

$$A = \frac{P_s}{\sigma_s}$$

Ec. 27

Dónde:

A = área de fundación

P_s = Carga de servicio (Tn)

σ_s = Capacidad de carga del suelo (Tn/m²)

Tabla 38. Carga de servicio total.

EJE	CARGA P (Tn)
A (1-2-3-4-5)	222,43
B (1-2-3-4-5)	368,69
C (1-2-3-4-5)	407,83
D (1-2-3-4-5)	267,21
1 (A-B-C-D)	266,37
2 (A-B-C-D)	267,42
3 (A-B-C-D)	231,23
4 (A-B-C-D)	275,17
5 (A-B-C-D)	225,96
TOTAL	2532,30

Fuente: Elaboración propia.

$$\sigma_D = 7.5 \text{ Tn/m}^2$$

$$A = \frac{P_s}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{2532.30 \text{ Tn}}{7.5 \text{ Tn/m}^2}$$

$$A = 337.64 \text{ m}^2$$

6.7.13.4 Prediseño de pilotes – Perfil E.

Dado que existe mucha incertidumbre aún sobre el comportamiento de los pilotes la información mostrada se puede aplicar para el prediseño de los mismos; para ello asumiremos las posibles secciones de los pilotes.

$D = 0.30$ m (diámetro del pilote)

$h = 10$ m (altura del pilote)

La capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas y limos arcillosos se obtiene con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad \text{Ec. 28.}$$

Dónde:

Q_u = Capacidad última de soporte de pilotes.

Q_b = Capacidad por punta del pilote.

Q_s = Capacidad por fricción del pilote.

$$Q_b = N_c * C_b * A_b \quad \text{Ec. 29.}$$

Dónde:

N_c = factor de suelo igual a 9.

C_b = fuerza de cortante no alterada en la base.

A_b = área de la punta.

$$Q_s = \alpha * C_u * A_s \quad \text{Ec. 30.}$$

Dónde:

α = factor de adhesión (ver Anexo 2)

C_u = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote.

A_b = área de la superficie del cuerpo del pilote.

Fuente: URBINA, Palacios Rodrigo. (2003). “*Guía para el diseño de pilotes*”. Piura: Universidad de Piura.

Capacidad por punta del pilote (Q_b)

Como primer paso definiremos la fórmula de la fuerza de cortante no alterada en la base:

$$C_b = c + \sigma' \tan \phi \quad \text{Ec. 31.}$$

Dónde:

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte (carga de servicio).

c = cohesión.

ϕ = ángulo de fricción.

Fuente: DAS, BRAJA M. (1999). *Principios de Ingeniería en Cimentaciones*.

Es necesario definir el resto de incógnitas de la ecuación 31, como son la cohesión y el ángulo de fricción para el suelo, los valores se muestran a continuación:

Tabla 39. Valores aproximados del ángulo de fricción interna y cohesión de algunos suelos.

Tipos de Suelos		Ángulo de fricción Interna en grados “ ϕ ”	Cohesión “c” (kg/cm ²)
Granulares o no cohesivos	Arena suelta	30	
	Arena de compactación media	32.5	
	Grava	35	
	Grava arenosa heterogénea	35	
	Bloques de piedra escolleras (sin presencia de arena)	35	
Suelos cohesivos	Arcilla semidura	15	0.25
	Arcillas firmes	16	0.1
	Arcillas blandas	17	0.0
	Arcilla arenosa firme	22.5	0.05
	Arcilla arenosa blanda	23.5	0.0
	Limo firme	24.5	0.02
	Limo blando	25.5	0.0
	Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibroso	10	0.0
Turba	15	0.0	

Fuente: LEONI, Augusto José. (2005). *Geotecnia I. Investigaciones geotécnicas*.

Como se indica en la tabla los valores de la cohesión y del ángulo de fricción para nuestro caso (arcillas firmes) son:

$$c = 0.10 \text{ kg/cm}^2 = 1.0 \text{ Tn/m}^2$$

$$\phi = 16^\circ$$

De la tabla 33, obtenemos el valor mayor de la carga de servicio que representa el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte:

$$\sigma' = 88.98 \text{ Tn.}$$

Substituyendo los valores tenemos:

$$C_b = c + \sigma' \tan \phi$$

$$C_b = 1.0 \frac{Tn}{m^2} + 88.98 Tn * \tan 16^\circ$$

$$C_b = 26.51 \frac{Tn}{m^2}$$

Como segundo paso calculamos área de la punta como se indica:

$$A_b = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ec. 32.}$$

$$A_b = \frac{\pi * 0.30^2}{4}$$

$$A_b = 0.07m^2$$

Reemplazamos finalmente los datos alcanzados para definir Q_b .

$$Q_b = N_c * C_b * A_b$$

$$Q_b = 9 * 26.51 \frac{Tn}{m^2} * 0.07m^2$$

$$Q_b = 16.86 Tn$$

Capacidad por fricción del pilote (Q_s)

Una vez hallada la fuerza cortante no alterada en la base, ubicamos su valor en la figura del Anexo 2, para encontrar el factor de adhesión α , se debe tomar muy en cuenta las unidades.

$$C_b = 26.51 \frac{Tn}{m^2} = 265.10 \frac{KN}{m^2}$$

$$\alpha = 0.30$$

Luego calculamos el promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla C_u y el área de la superficie del cuerpo del pilote A_b .

$$C_u = \frac{C_b}{2} \quad \text{Ec. 33.}$$

$$C_u = \frac{26.51 \text{ Tn/m}^2}{2}$$

$$C_u = 13.26 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

$$A_s = 2\pi * r * (h + r) \quad \text{Ec. 34.}$$

$$A_s = 2\pi * 0.15 * (10 + 0.15)$$

$$A_s = 9.57 \text{ m}^2$$

Finalmente reemplazamos los valores alcanzados para encontrar Q_s .

$$Q_s = \alpha * C_u * A_s$$

$$Q_s = 0.30 * 13.26 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} * 9.57 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \mathbf{38.04 \text{ Tn}}$$

Capacidad última de soporte (Q_u)

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$Q_u = 16.86 \text{ Tn} + 38.04 \text{ Tn}$$

$$Q_u = \mathbf{54.90 \text{ Tn}}$$

6.7.14 Obtención del coeficiente de balasto

6.7.14.1 Coeficiente de balasto para cimentaciones superficiales.

La tabla mostrada con diferentes valores del Coeficiente de Balasto o Módulo de Winkler, que está en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Estos valores son los que hay que darles al programa especializado y no requieren ninguna modificación.

Tabla 40. Módulo de Winkler.

Esf. Adm (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)	Esf. Adm (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)	Esf. Adm (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)
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		

Fuente: *Interacción Suelo-Estructura: Semi-espacio de Winkler.* (MORRISON NELSON, 1993). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona-España.

Tabla 41.Módulo de Winkler para cimentaciones superficiales seleccionado.

Tipo de perfil de suelo	Capacidad de carga (Tn/m ²)	Capacidad de carga (kg/cm ²)	Coefficiente de balasto (kg/cm ³)	Ángulo de fricción interna “Ø”
B	30.0	3.0	6.0	35°
C	15.0	1.50	3.10	32.5°
D	7.5	0.75	1.75	30°
E	2.5	0.25	0.65	16°

Fuente: Elaboración propia.

6.7.14.2 Coeficiente de balasto para cimentaciones profundas.

Para el estudio de elementos verticales, Terzaghi dio las oportunas recomendaciones considerando coeficientes de balasto en sentido horizontal, para el caso del estudio de pilotes o placas sometidos a cargas horizontales, definiendo el parámetro Kh.

Para suelos arcillosos el coeficiente de balasto resulta:

$$K_h \left(\frac{Tn}{m^3} \right) = \frac{40N}{b (m)} \quad \text{Ec. 35.}$$

Dónde:

N = número de golpes del SPT.

b = ancho o base del pilote.

Fuente: URBINA, Palacios Rodrigo. (2003). “Guía para el diseño de pilotes”. Piura: Universidad de Piura.

Tomaremos como referencia la tabla descrita, con los valores aproximados del SPT para arcillas compactas.

Tabla 42. Encuadre de los suelos finos en función de los resultados del “SPT”

Arcillas	Valores del SPT	Compresión Simple (kg/cm ²)
Muy blanda	<2	<0.25
Blanda	2 y 4	0.25 a 0.50
Median. Compacta	4 a 8	0.50 a 1.00
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00
Dura	>30	>4.00

Fuente: LEONI, Augusto José. (2005). *Geotecnia I. Investigaciones geotécnicas*.

Fijaremos un valor de N = 9.

$$K_h = \frac{40N}{b \text{ (m)}}$$

$$K_h = \frac{40 * 9 \text{ Tn}}{0.30 \text{ m}^3}$$

$$K_h = 1200 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3}$$

6.7.14.3 Rigidez de los resortes

Para el cálculo de resortes “Spring” se usa la siguiente ecuación:

$$R_h = K_h * A \quad \text{Ec. 36}$$

Dónde:

R_h = Rigidez del resorte en la punta.

K_h = Coeficiente de balasto para cimentaciones profundas.

A = Área cooperante.

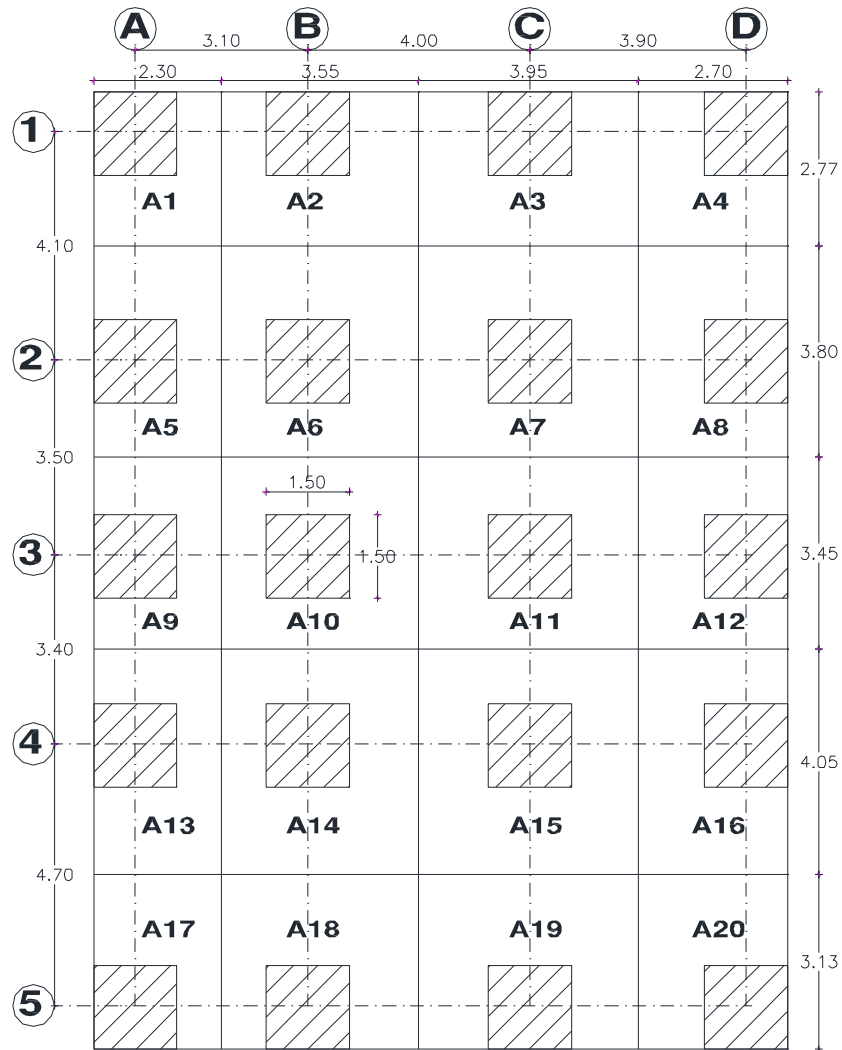
Fuente: URBINA, Palacios Rodrigo. (2003). “*Guía para el diseño de pilotes*”.

Piura: Universidad de Piura.

De acuerdo a la posición del nudo de apoyo o resorte, habrá diferentes áreas cooperantes y por lo tanto rigideces.

En la siguiente figura indicamos las áreas cooperantes de los diferentes nudos.

Figura 51. Áreas cooperantes de los resortes.



Fuente: Elaboración propia.

Procedemos a calcular las diferentes áreas en base a las dimensiones mostradas en la figura anterior.

$$A_1 = 2.30\text{m} * 2.77\text{m} = 6.37\text{m}^2$$

$$A_2 = 3.55\text{m} * 2.77\text{m} = 9.83\text{m}^2$$

$$A_3 = 3.95\text{m} * 2.77\text{m} = 10.94\text{m}^2$$

$$A_4 = 2.70\text{m} * 2.77\text{m} = 7.48\text{m}^2$$

$$A_5 = 2.30\text{m} * 3.80\text{m} = 8.74\text{m}^2$$

$$A_6 = 3.55\text{m} * 3.80\text{m} = 13.49\text{m}^2$$

$$A_7 = 3.95\text{m} * 3.80\text{m} = 15.01\text{m}^2$$

$$A_8 = 2.70\text{m} * 3.80\text{m} = 10.26\text{m}^2$$

$$A_9 = 2.30\text{m} * 3.45\text{m} = 7.94\text{m}^2$$

$$A_{10} = 3.55\text{m} * 3.45\text{m} = 12.25\text{m}^2$$

$$A_{11} = 3.95\text{m} * 3.45\text{m} = 13.63\text{m}^2$$

$$A_{12} = 2.70\text{m} * 3.45\text{m} = 9.32\text{m}^2$$

$$A_{13} = 2.30\text{m} * 4.05\text{m} = 9.32\text{m}^2$$

$$A_{14} = 3.55\text{m} * 4.05\text{m} = 14.38\text{m}^2$$

$$A_{15} = 3.95\text{m} * 4.05\text{m} = 16.00\text{m}^2$$

$$A_{16} = 2.70\text{m} * 4.05\text{m} = 10.94\text{m}^2$$

$$A_{17} = 2.30\text{m} * 3.13\text{m} = 7.20\text{m}^2$$

$$A_{18} = 3.55\text{m} * 3.13\text{m} = 11.11\text{m}^2$$

$$A_{19} = 3.95\text{m} * 3.13\text{m} = 12.36\text{m}^2$$

$$A_{20} = 2.70\text{m} * 3.13\text{m} = 8.45\text{m}^2$$

Reemplazando los valores obtenidos determinaremos la rigidez de los resortes en la punta.

$$R_{h1} = K_h * A_1$$

$$R_{h1} = 1200 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * 6.37\text{m}^2$$

$$R_{h1} = 7644.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h2} = 11796.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h3} = 13128.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h4} = 8976.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h5} = 10488.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h6} = 16188.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h7} = 18012.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$R_{h8} = 12312.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h9} = 9528.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h10} = 14700.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h11} = 16356.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h12} = 11184.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h13} = 11184.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h14} = 17256.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h15} = 19200.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h16} = 13128.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h17} = 8640.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h18} = 13332.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h19} = 14832.0 \frac{Tn}{m}$$

$$R_{h20} = 10140.0 \frac{Tn}{m}$$

A más de éstos debemos calcular los resortes laterales “RI”, debidos a la fricción del pilote que será aproximadamente el 50% de la rigidez de la punta.

En la tabla 43, se exponen los valores de las rigideces de los resortes.

Tabla 43. Resumen de rigideces en los resortes.

NUDO	ÁREA (m2)	RIGIDEZ Rh (Tn/m)	RIGIDEZ RI (Tn/m)
1	6,37	7644,0	3822,0
2	9,83	11796,0	5898,0
3	10,94	13128,0	6564,0
4	7,48	8976,0	4488,0
5	8,74	10488,0	5244,0
6	13,49	16188,0	8094,0
7	15,01	18012,0	9006,0
8	10,26	12312,0	6156,0
9	7,94	9528,0	4764,0
10	12,25	14700,0	7350,0
11	13,63	16356,0	8178,0
12	9,32	11184,0	5592,0
13	9,32	11184,0	5592,0
14	14,38	17256,0	8628,0
15	16	19200,0	9600,0
16	10,94	13128,0	6564,0
17	7,2	8640,0	4320,0
18	11,11	13332,0	6666,0
19	12,36	14832,0	7416,0
20	8,45	10140,0	5070,0

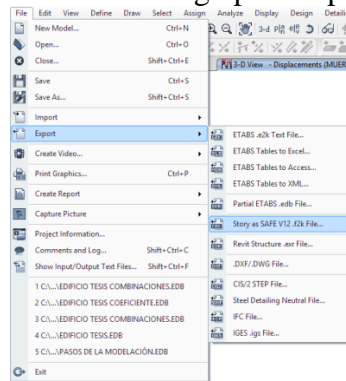
Fuente: Elaboración propia.

6.7.15 Modelación de cimentaciones

6.7.15.1 Exportación de la estructura

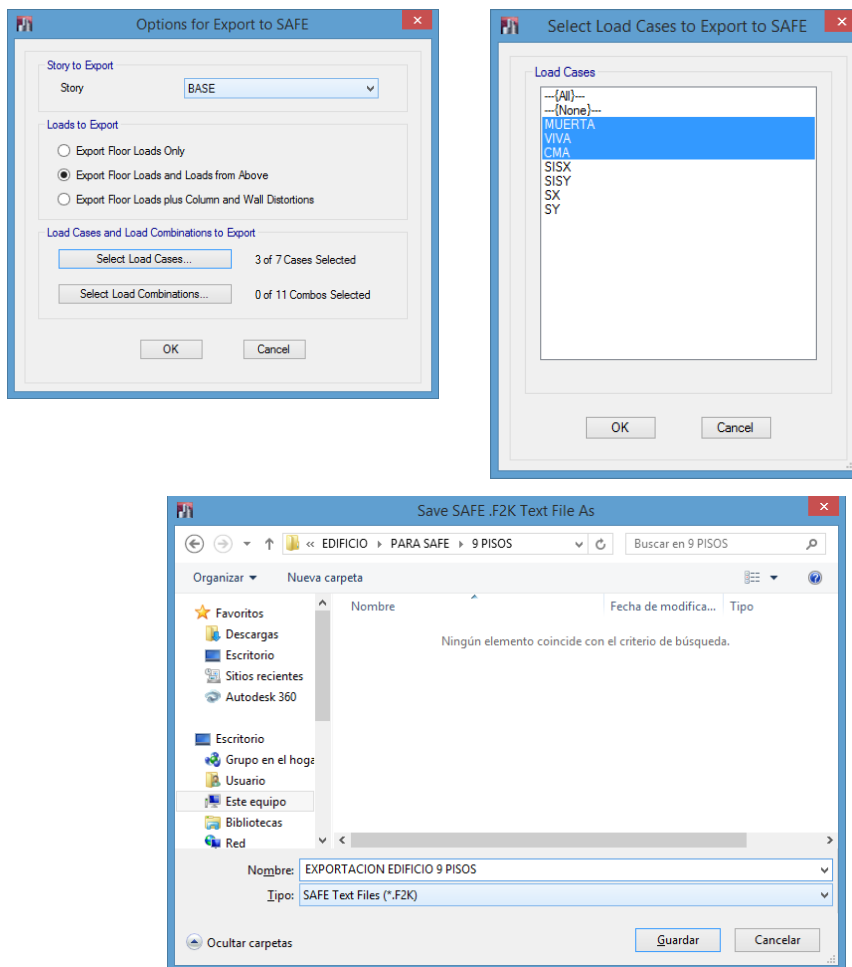
Una vez analizado el edificio como se indicó anteriormente, exportamos los datos de la estructura al programa especializado de la cimentación para su diseño:

Ilustración 36. Cuadro de diálogo para exportar la estructura.



Seleccionamos la planta que se va a diseñar y los casos de carga a ser exportados, indicamos el nombre del archivo y lo direccionamos a una carpeta predeterminada:

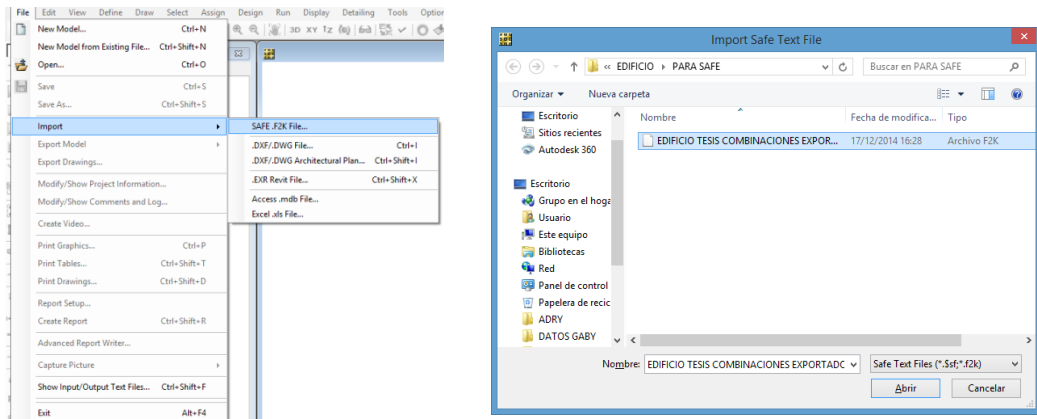
Ilustración 37. Cuadros de diálogo opciones de exportación.



6.7.15.2 Importación del archivo

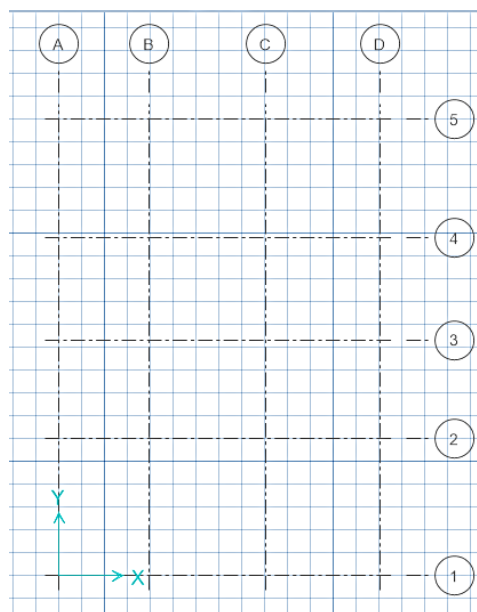
Ingresamos al programa especializado para el diseño de cimentaciones y buscamos el archivo que generamos para importarlo:

Ilustración 38. Cuadros de diálogo importación de datos.



Una vez ingresado el archivo se despliega la siguiente ventana para empezar el análisis de la cimentación.

Ilustración 39. Ventana planta de cimentación.

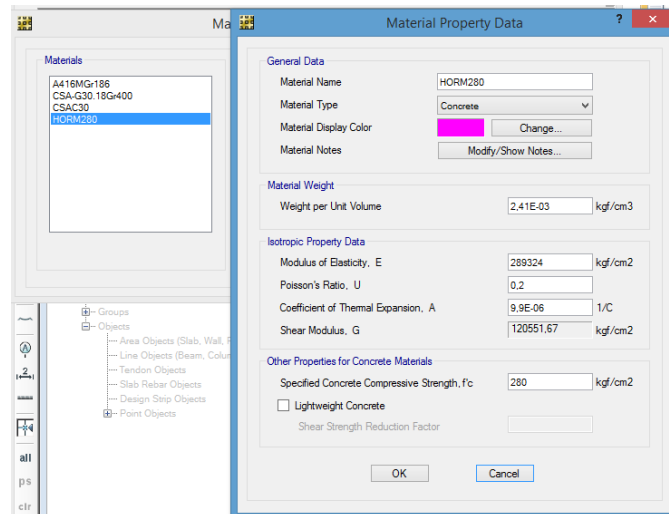


Verificamos si las cargas fueron importadas:

6.7.15.3 Definición de materiales

Aplicaremos un procedimiento similar al ya conocido para definir las propiedades del hormigón:

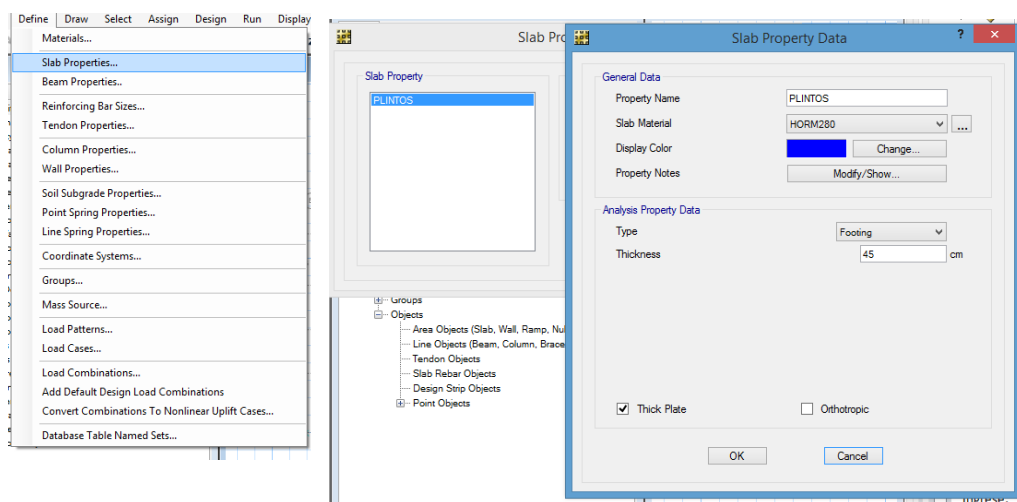
Ilustración 42. Cuadro de diálogo definición del hormigón.



6.7.15.4 Definición de secciones

Establecemos el elemento que definirá a los plintos en las cimentaciones superficiales:

Ilustración 43. Cuadros de diálogo definición de plintos



6.7.15.5 Definición de las propiedades del suelo

En este paso anotaremos los valores del coeficiente de balasto para cada tipo de suelo indicados en la tabla 41, cambiando los datos en la celda mostrada:

Ilustración 44. Cuadros de diálogo definición del suelo.

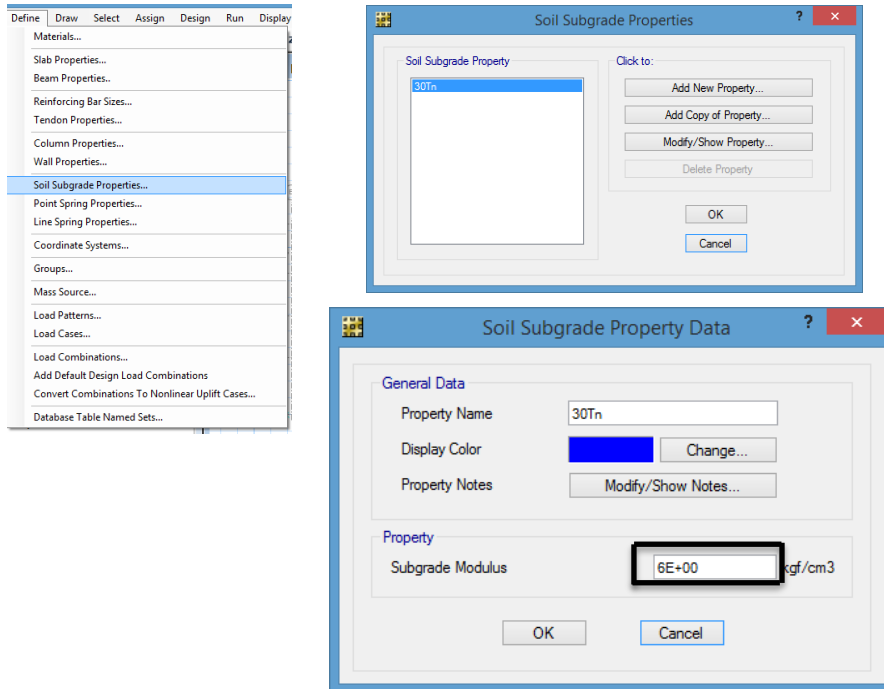


Ilustración 45. Coeficiente de balasto Perfil B.

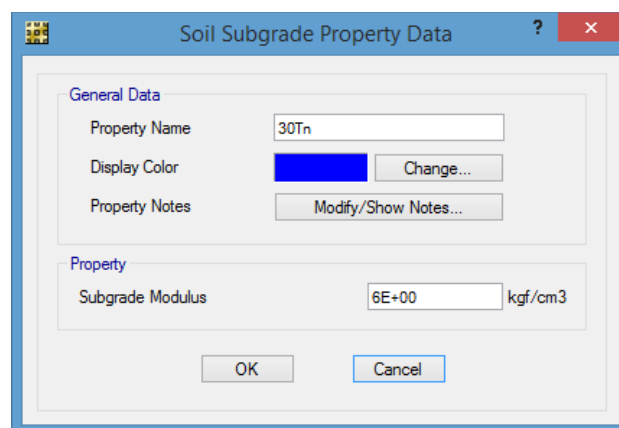


Ilustración 46.Coeficiente de balasto Perfil C.

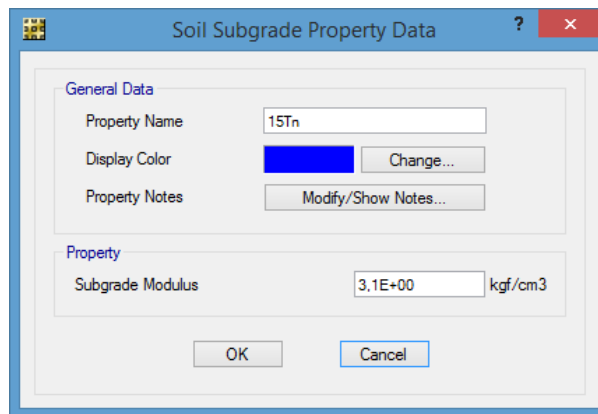
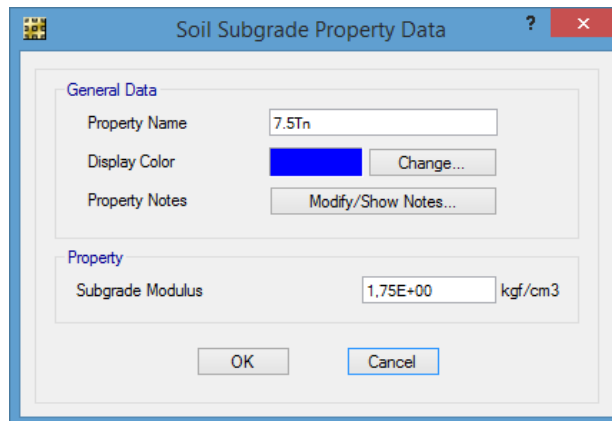
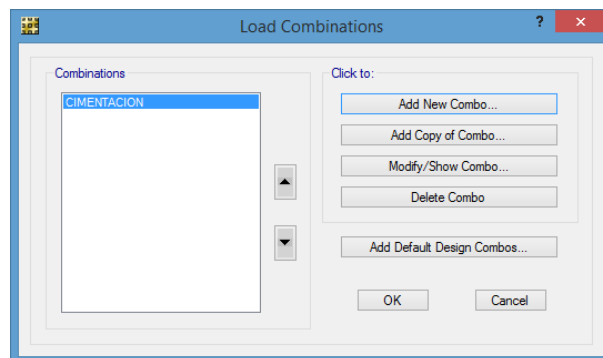
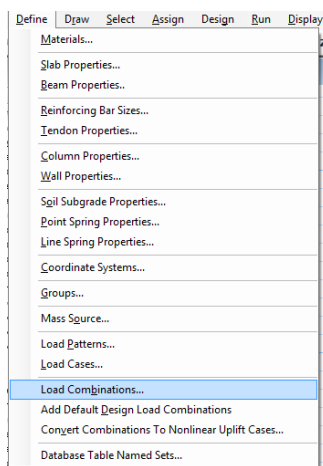


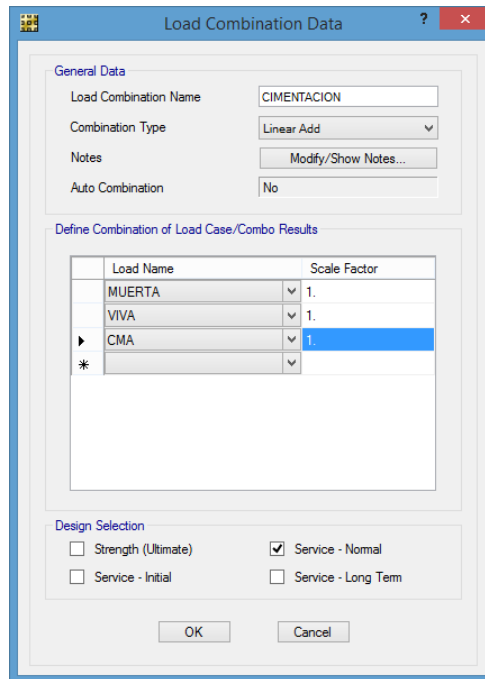
Ilustración 47.Coeficiente de balasto Perfil D.



6.7.15.6 Definición de combinaciones de carga

Implantaremos la combinación de carga para la cimentación basados en las cargas de servicio.





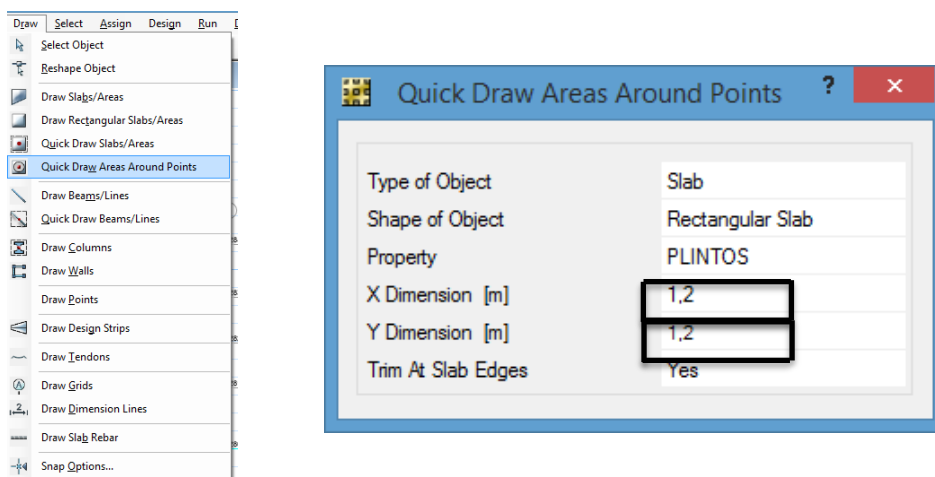
6.7.15.7 Esquema de las cimentaciones

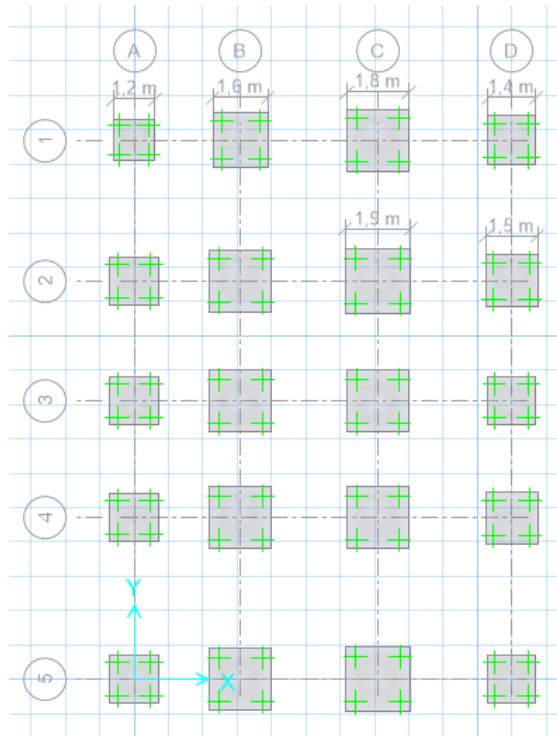
6.7.15.7.1 Cimentaciones superficiales

- Zapatas aisladas Perfil B

Seguiremos las opciones mostradas ingresando el valor de las secciones de los plintos que fueron prediseñadas anteriormente para este tipo de cimentación.

Ilustración 48. Cuadros de diálogo esquematización de zapatas aisladas.





Como siguiente paso graficamos las columnas en la cimentación, recordando que su sección es de 45x45 cm, definiremos primero el elemento para luego colocarlo en cada uno de los ejes.

Ilustración 49. Cuadros de diálogo definición de columnas.

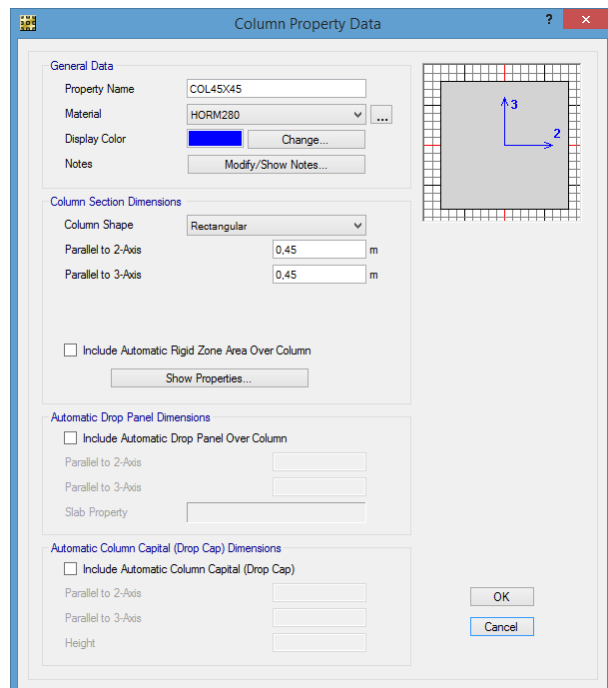
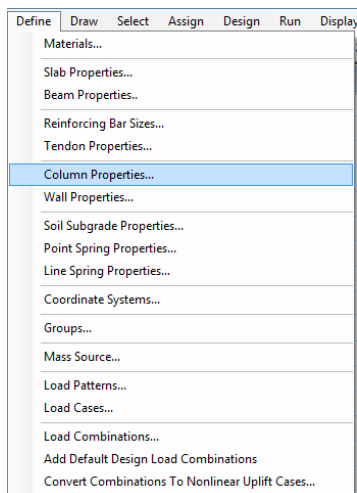
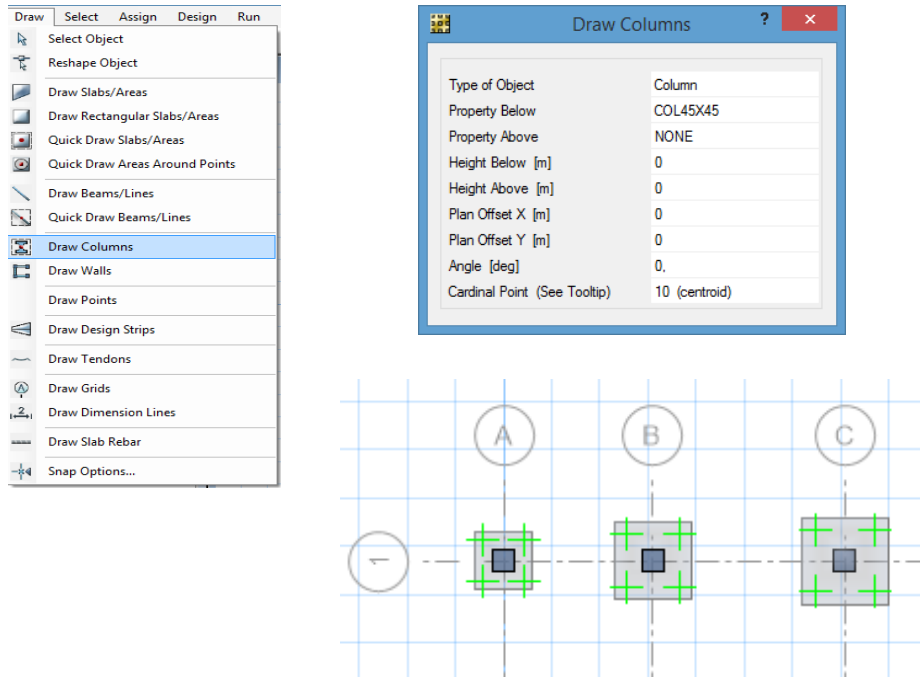


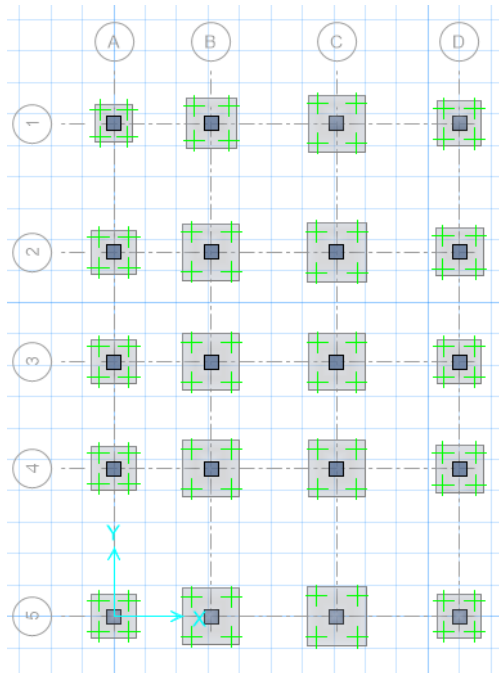
Ilustración 50. Cuadros de diálogo esquematización de columnas.



Caso 1

Mostramos el modelo de la cimentación para el perfil B en su caso 1:

Ilustración 51. Cimentación perfil B – Caso 1.



A continuación asignaremos las propiedades del suelo a la cimentación, seleccionando la misma y siguiendo los siguientes pasos:

Ilustración 52. Cuadros de diálogo asignación propiedades del suelo.

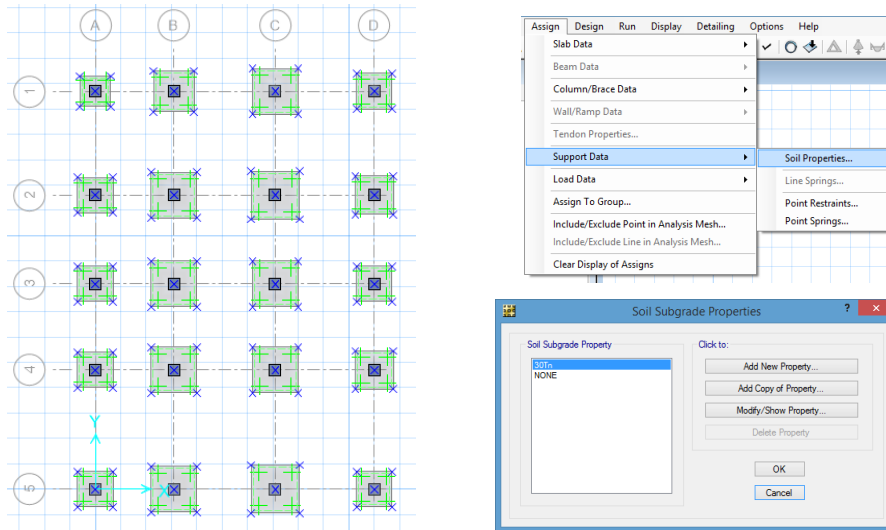
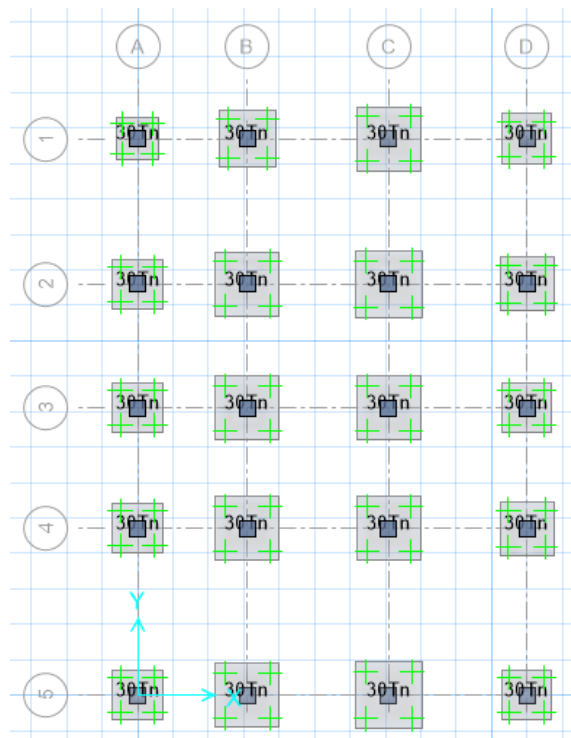



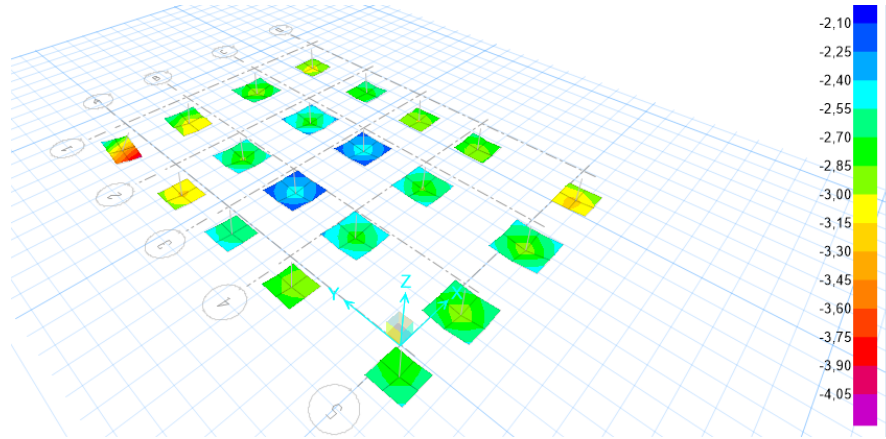
Ilustración 53. Asignación características del suelo.



Posteriormente realizamos el análisis de la cimentación  para efectuar las verificaciones respectivas.

Vemos entonces las deformaciones de la cimentación, para la combinación de carga propuesta, unidades mm.

Ilustración 54. Deformaciones cimentación perfil B.

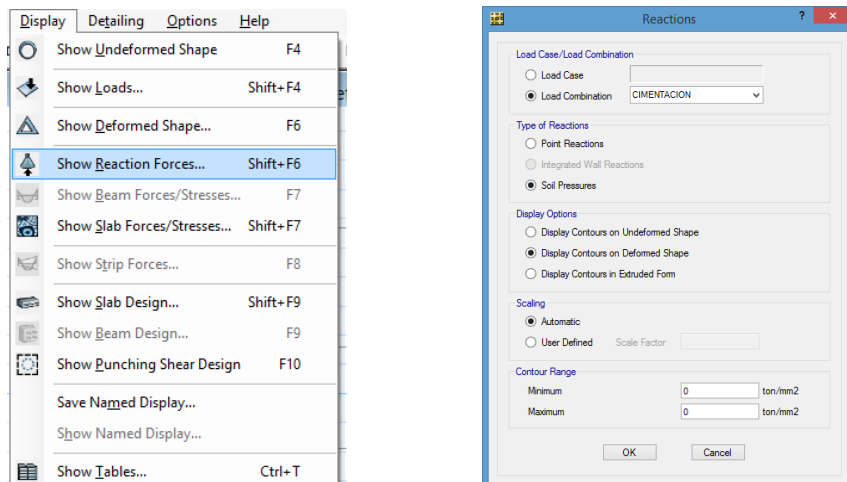


Efectuamos los chequeos necesarios para determinar la adecuada respuesta de la cimentación a la demanda estructural.

El primer chequeo es la verificación de la respuesta de las zapatas ante la sollicitación del suelo de fundación, que debe ser menor al esfuerzo admisible de 30 Tn/m^2 .

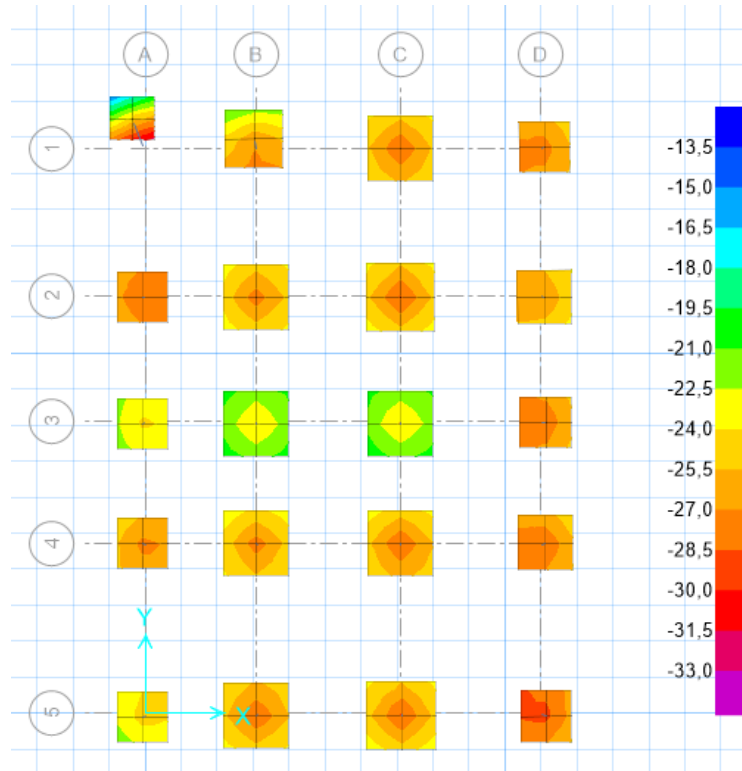
Desplegaremos los valores de la presión producida por los plintos en la cimentación.

Ilustración 55. Cuadros de diálogo primer chequeo.



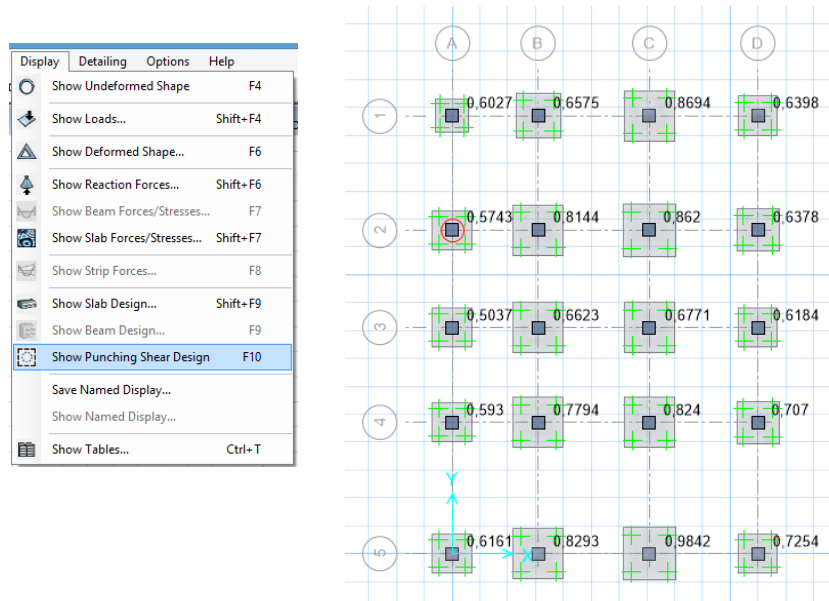
Se seleccionará la combinación de carga dispuesta para la cimentación, chequeamos en todos los plintos que la presión del suelo no sobrepase de las zapatas, unidades Tn/m^2 , si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

Ilustración 56. Presión zapatas aisladas perfil B – Caso 1.



El segundo chequeo es el punzonamiento, éste determina si la altura de la zapata es la ideal para satisfacer la demanda de la estructura, si es así deberá aparecer un valor menor a 1.

Ilustración 57. Punzonamiento zapatas aisladas perfil B – Caso 1.



Concluimos que las secciones de prediseño para las zapatas aisladas son las correctas con una altura de 30cm, pues satisfacen las solicitudes de la estructura.

Caso 2

Para este caso graficamos cadenas en la cimentación, recordando que su sección será la misma que las vigas de 35x45 cm, definiremos primero el elemento para luego dibujarlo entre ejes.

Ilustración 58. Cuadros de diálogo definición de cadenas.

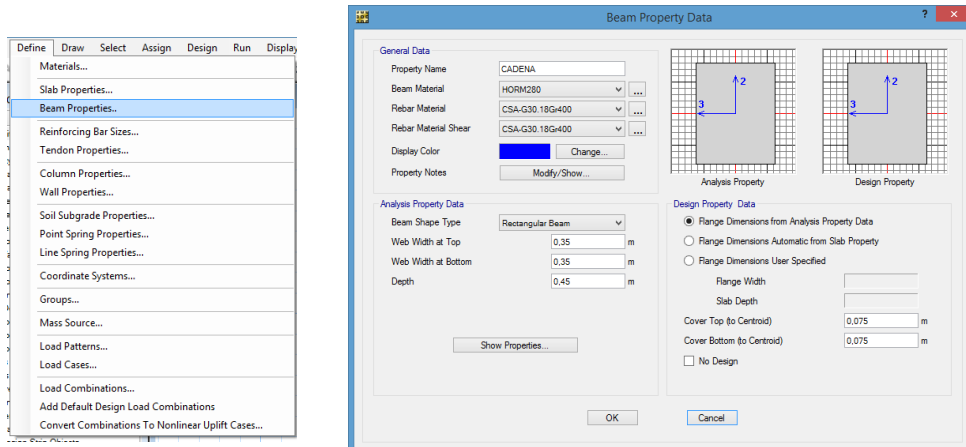
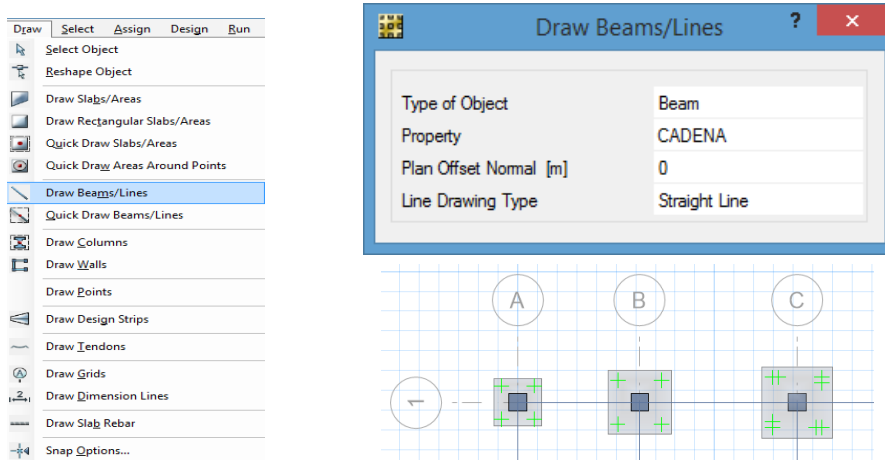
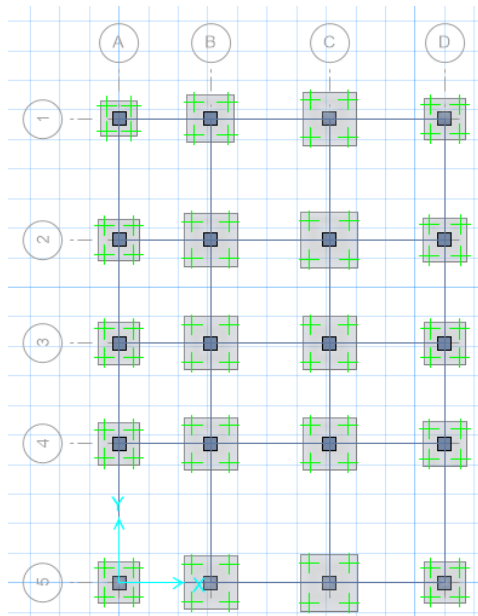


Ilustración 59. Cuadros de diálogo esquematización de cadenas.



Mostramos el modelo de la cimentación para el perfil B, definido como caso 2.

Ilustración 60. Cimentación perfil B – Caso 2.

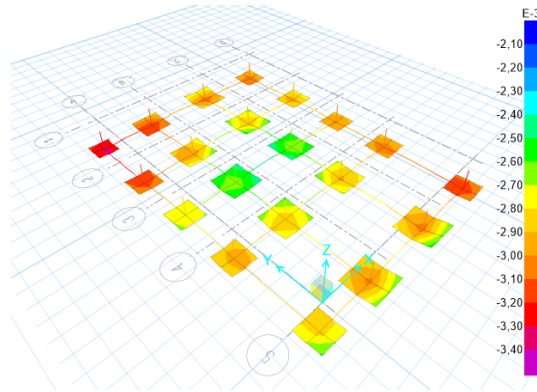


Asignaremos las propiedades del suelo a la cimentación con el proceso ya conocido.

Ejecutamos el análisis de la cimentación  para efectuar las verificaciones respectivas.

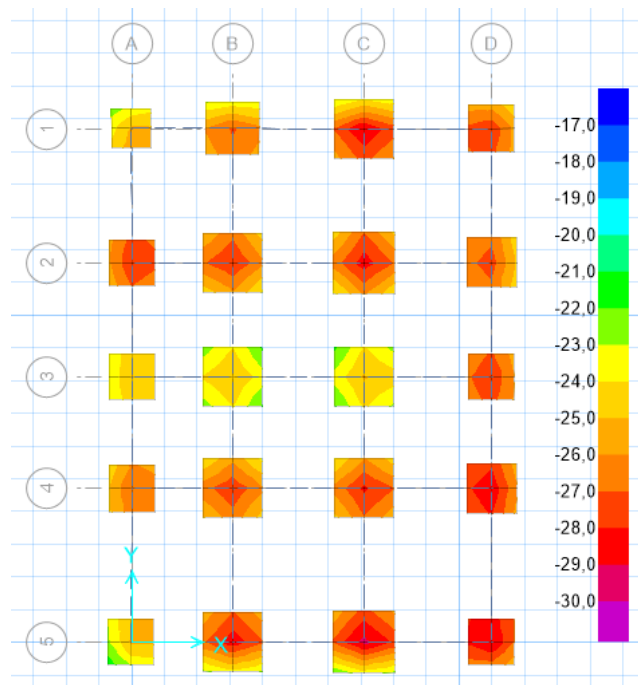
Observamos las deformaciones de la cimentación unidades mm.

Ilustración 61. Deformaciones cimentación perfil B – Caso 2.



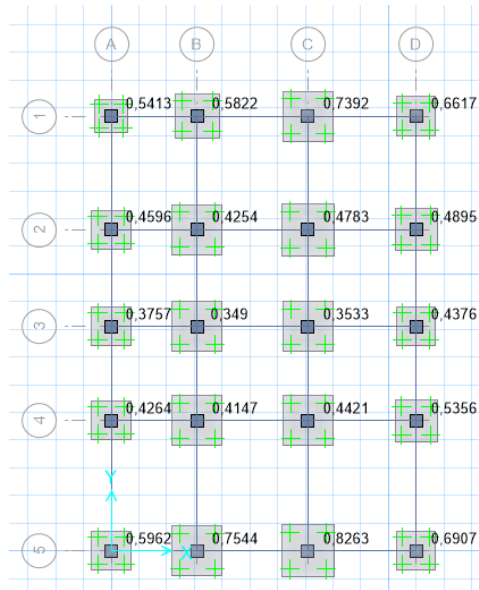
Verificamos la respuesta de las zapatas ante la sollicitación del suelo de fundación, que debe ser menor al esfuerzo admisible de 30 Tn/m^2 , si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

Ilustración 62. Presión zapatas combinadas perfil B – Caso 2.



Chequearemos ahora el punzonamiento que deberá tener un valor menor a 1.

Ilustración 63. Punzonamiento zapatas combinadas perfil B – Caso 2.

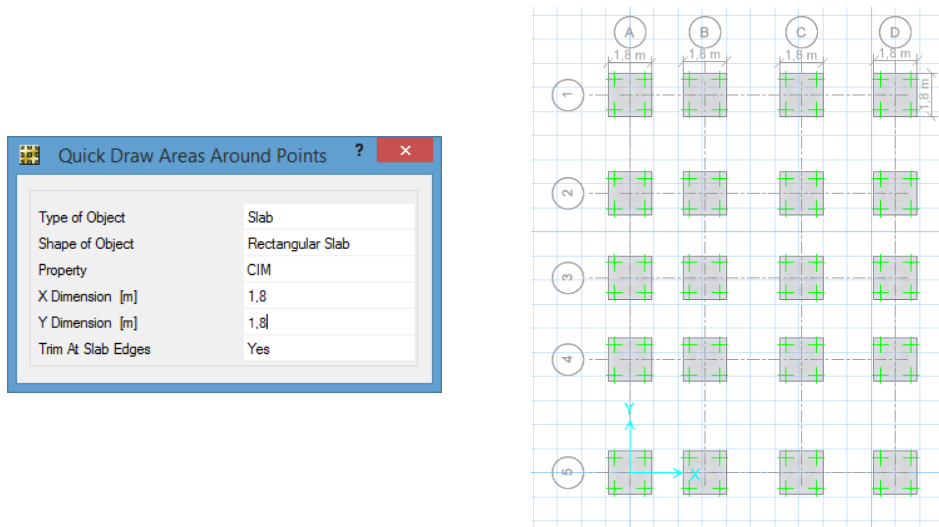


Concluimos que para el caso 2, la sección de prediseño para las zapatas aisladas es la correcta con una altura de 25cm y la incorporación de cadenas, para satisfacer las solicitaciones de la estructura.

- **Zapatas combinadas Perfil C.**

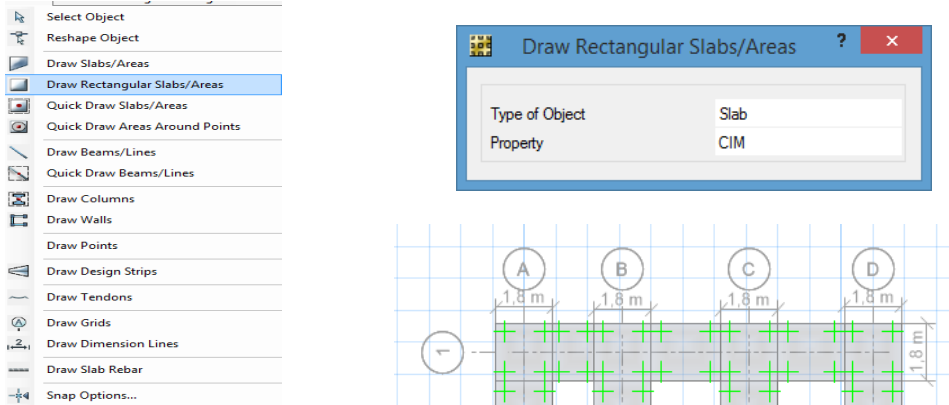
Realizamos el proceso similar dibujando la sección de prediseño de las zapatas combinadas, inicialmente como si fueran zapatas aisladas.

Ilustración 64. Cuadros de diálogo zapatas combinadas.



A continuación completamos las zapatas trazando en ambos sentidos horizontal y vertical la sección necesaria para unir los puntos de cada uno de los plintos graficados originalmente.

Ilustración 65. Cuadros de diálogo zapatas combinadas.



Seguidamente graficamos las columnas en la cimentación, recordando que su sección es de 45x45 cm, definiremos primero el elemento para luego colocarlo en cada uno de los ejes.

Ilustración 66. Cuadros de diálogo definición de columnas.

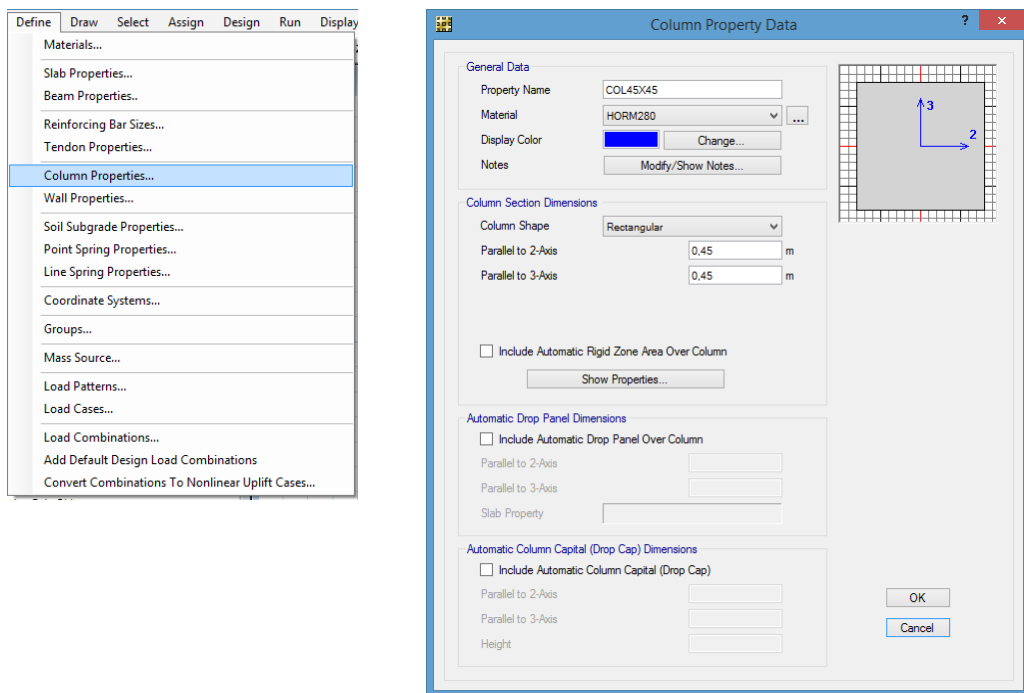
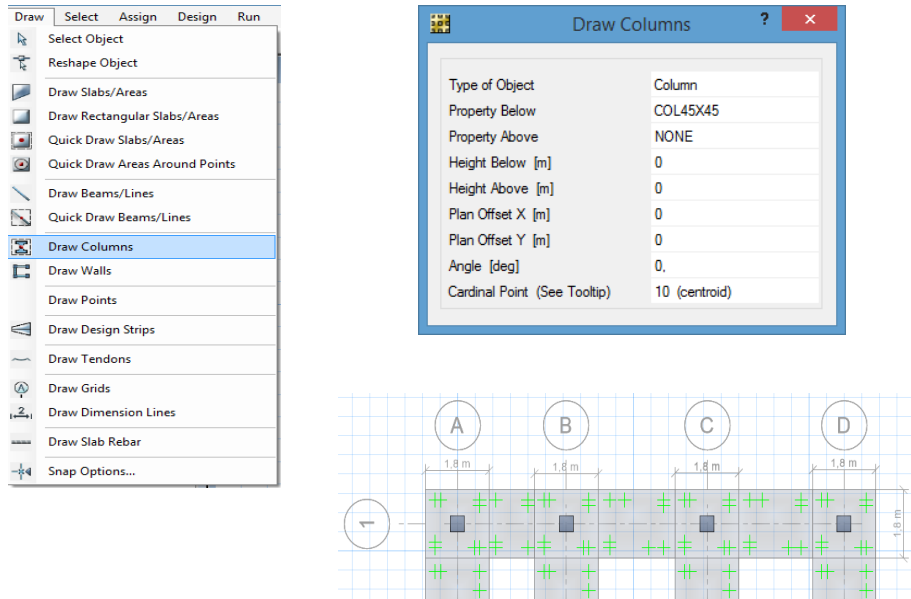


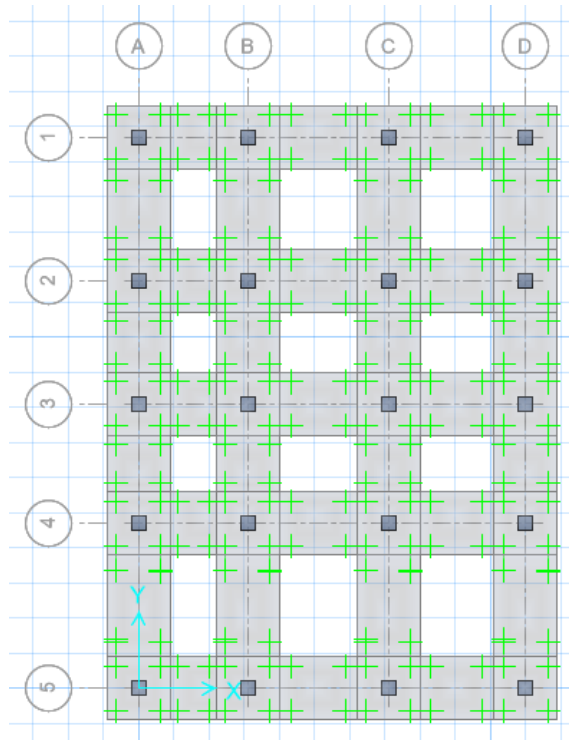
Ilustración 67. Cuadros de diálogo esquematización de columnas.



Caso 1

Mostramos el modelo de la cimentación para el perfil C, definido como caso 1.

Ilustración 68. Cimentación perfil C – Caso 1.



Asignaremos las propiedades del suelo a la cimentación, seleccionando la misma y siguiendo los siguientes pasos:

Ilustración 69. Cuadros de diálogo asignación propiedades del suelo.

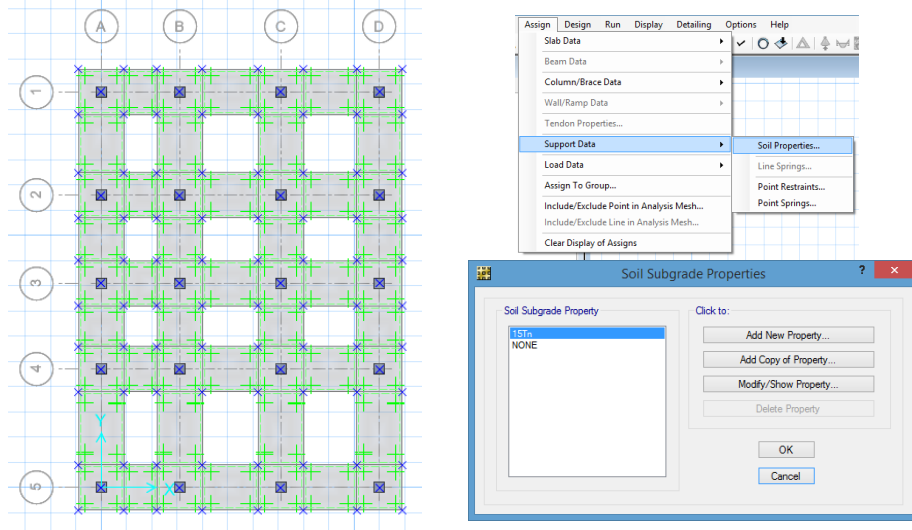
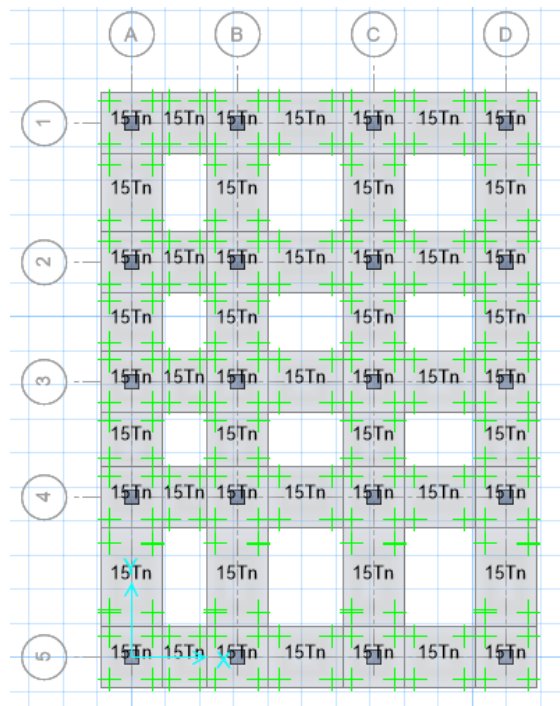



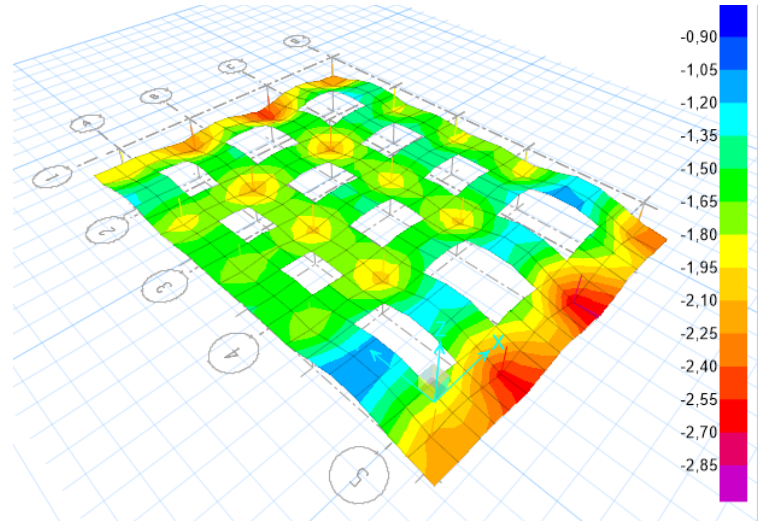
Ilustración 70. Asignación características del suelo.



Realizamos el análisis de la cimentación  para efectuar las verificaciones respectivas.

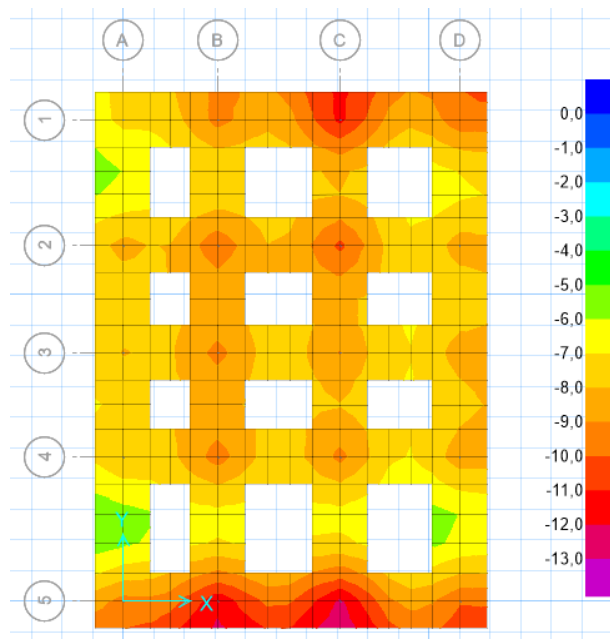
Vemos las deformaciones de la cimentación, para la combinación de carga propuesta, unidades mm.

Ilustración 71. Deformaciones cimentación perfil C – Caso 1.



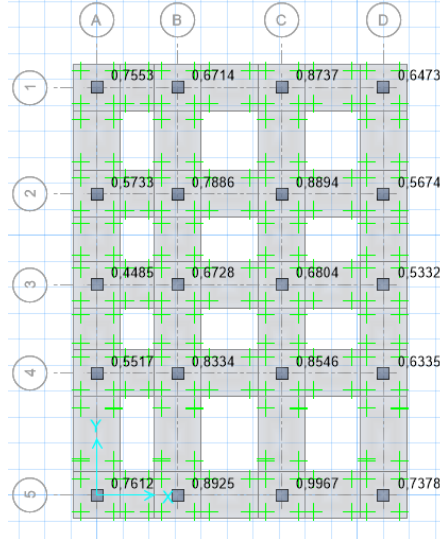
Efectuamos el primer chequeo de la respuesta de las zapatas ante la sollicitación del suelo de fundación, que debe ser menor al esfuerzo admisible de 15Tn/m^2 , si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

Ilustración 72. Presión zapatas combinadas perfil C – Caso 1.



Chequearemos ahora el punzonamiento que deberá tener un valor menor a 1.

Ilustración 73. Punzonamiento zapatas combinadas perfil C – Caso 1.



Concluimos que para el caso 1, la sección de prediseño para las zapatas combinadas es la correcta con una altura de 35cm, para satisfacer las solicitaciones de la estructura.

Caso 2

Para este caso graficamos cadenas en la cimentación, recordando que su sección será la misma que las vigas de 35x45 cm, definiremos primero el elemento para luego dibujarlo entre ejes.

Ilustración 74. Cuadros de diálogo definición de cadenas.

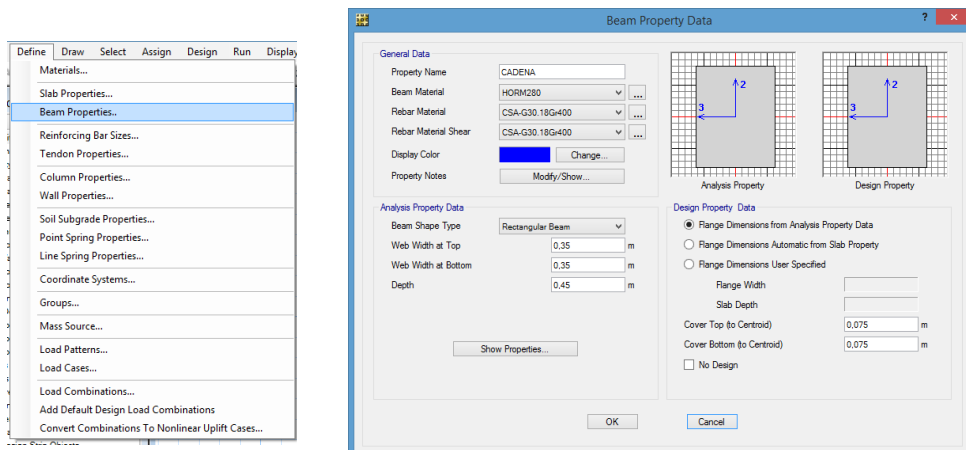
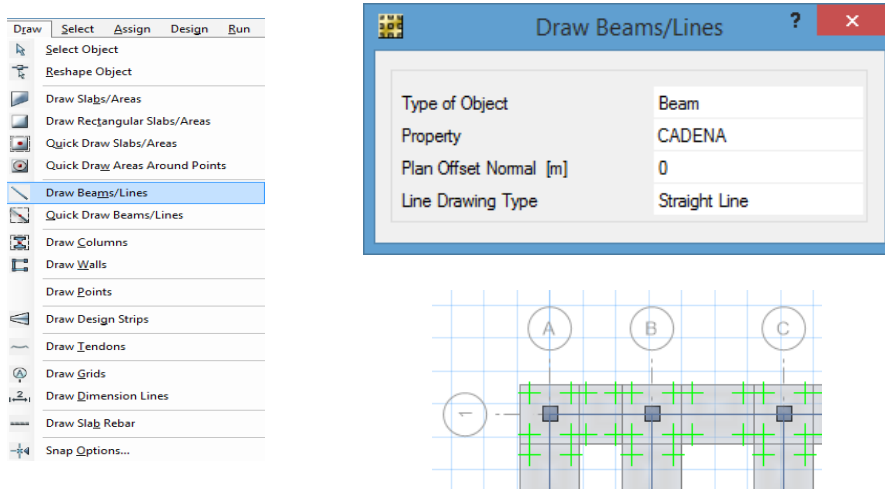
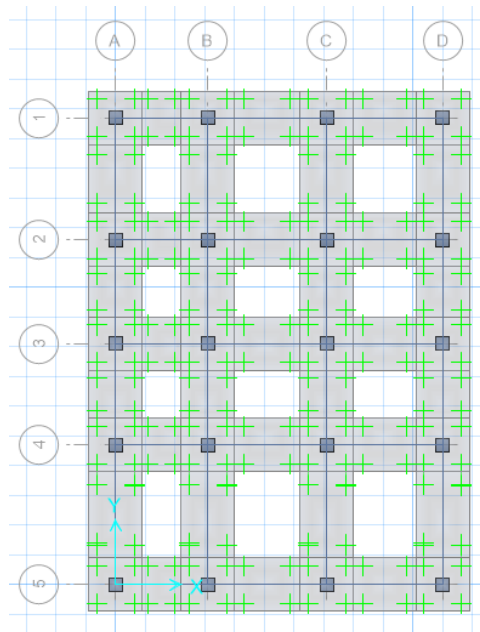


Ilustración 75. Cuadros de diálogo esquematización de cadenas.



Mostramos el modelo de la cimentación para el perfil C, definido como caso 2.

Ilustración 76. Cimentación perfil C – Caso 2.

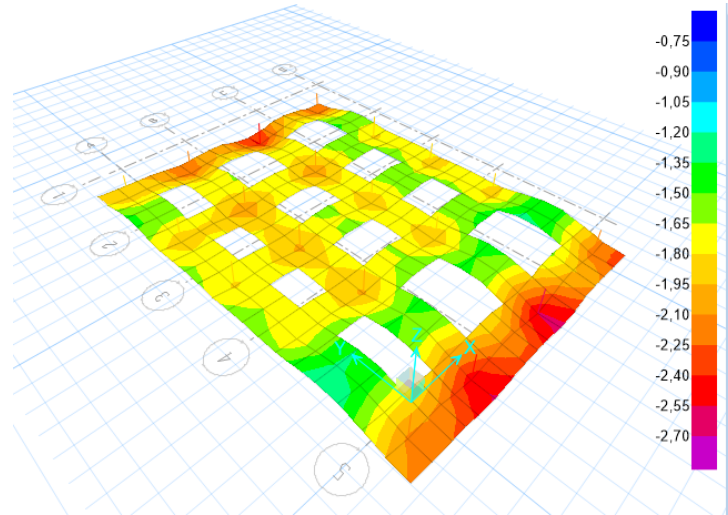


Asignaremos las propiedades del suelo a la cimentación con el proceso ya conocido.

Ejecutamos el análisis de la cimentación  para efectuar las verificaciones respectivas.

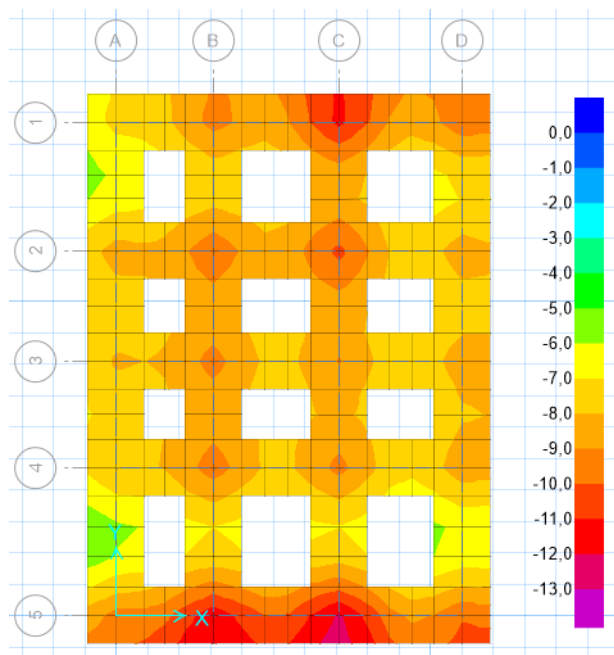
Observamos las deformaciones de la cimentación unidades mm.

Ilustración 77. Deformaciones cimentación perfil C – Caso 2.



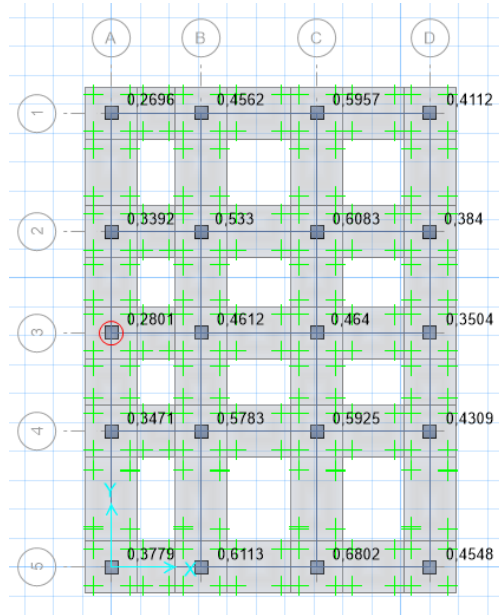
Verificamos la respuesta de las zapatas ante la sollicitación del suelo de fundación, que debe ser menor al esfuerzo admisible de 15 Tn/m^2 , si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

Ilustración 78. Presión zapatas combinadas perfil C – Caso 2.



Chequearemos ahora el punzonamiento que deberá tener un valor menor a 1.

Ilustración 79. Punzonamiento zapatas combinadas perfil C – Caso 2.

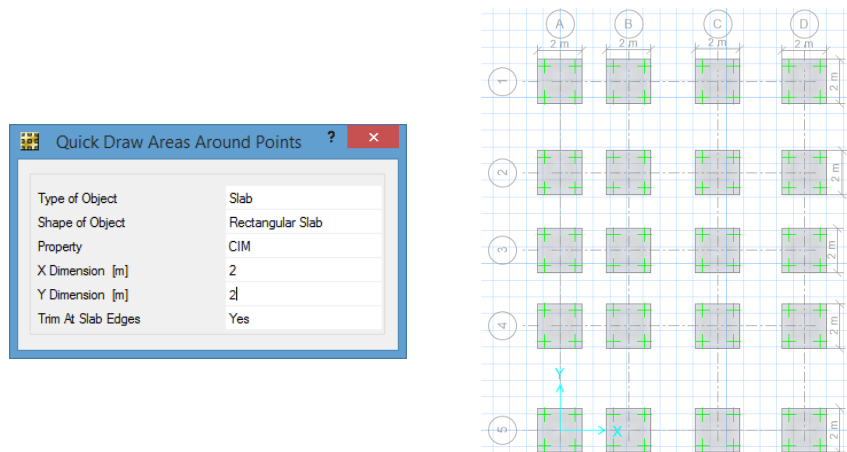


Concluimos que para el caso 2, la sección de prediseño para las zapatas combinadas es la correcta con una altura de 30cm y la incorporación de cadenas, para satisfacer las solicitudes de la estructura.

- Losa de cimentación Perfil D.

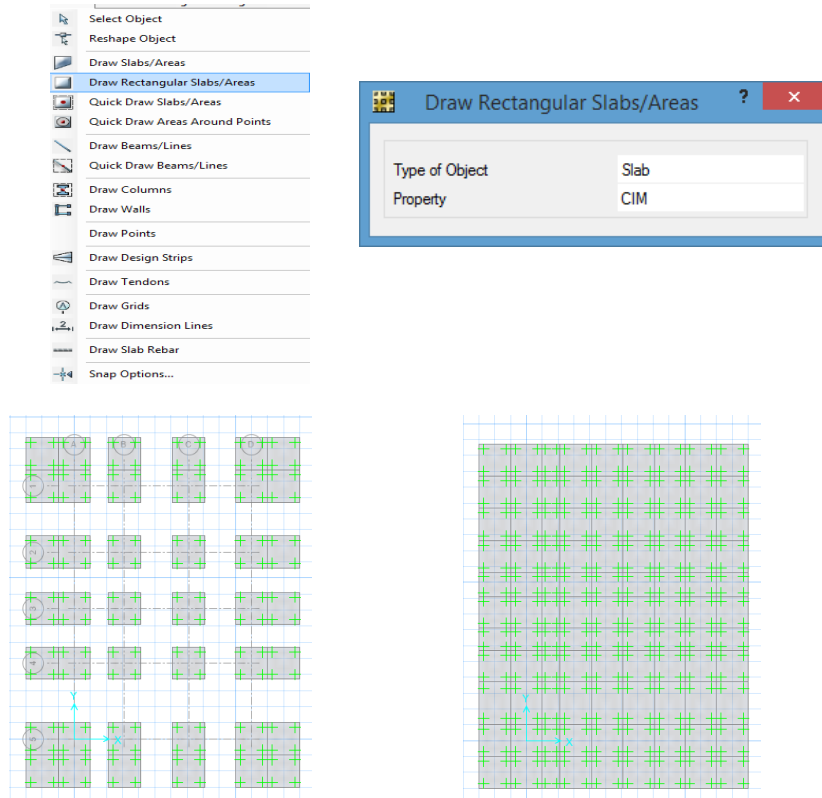
Efectuamos un procedimiento parecido dibujando una sección de 2.0x2.0m en cada eje, como si fueran zapatas aisladas, con el propósito de obtener el área de prediseño calculada.

Ilustración 80. Cuadros de diálogo losa de cimentación.



A continuación graficamos la misma sección alrededor de los plintos ya dibujados. Finalmente completamos la losa de cimentación uniendo los puntos existentes.

Ilustración 81. Cuadros de diálogo losa de cimentación.



Seguidamente graficamos las columnas en la cimentación, recordando que su sección es de 45x45 cm, definiremos primero el elemento para luego colocarlo en cada uno de los ejes.

Ilustración 82. Cuadros de diálogo definición de columnas.

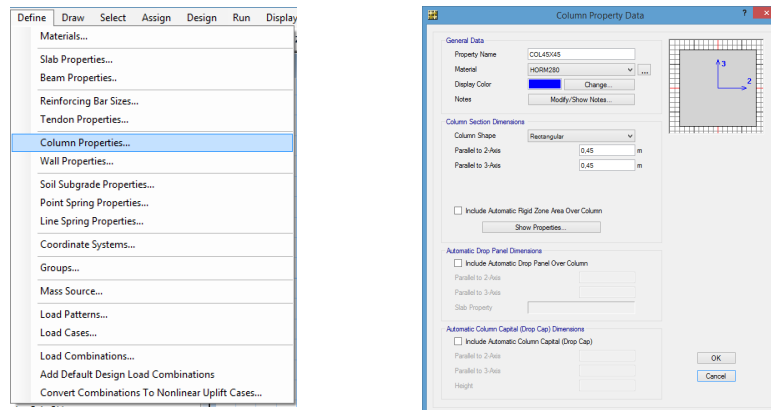
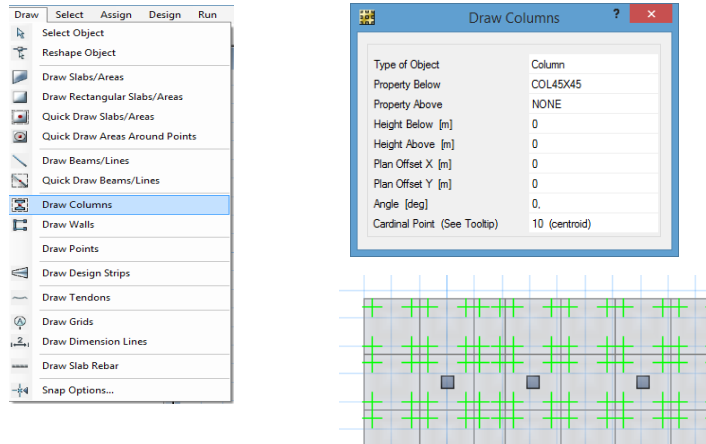


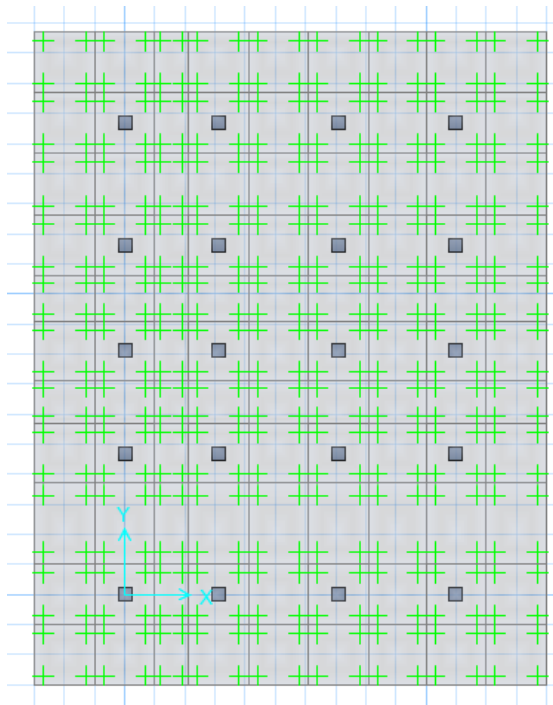
Ilustración 83. Cuadros de diálogo esquematización de columnas.



Caso 1

Mostramos el modelo de la cimentación para el perfil D, definido como caso 1.

Ilustración 84. Cimentación perfil D – Caso 1.



Asignaremos las propiedades del suelo a la cimentación, seleccionando la misma y siguiendo los siguientes pasos:

Ilustración 85. Cuadros de diálogo asignación propiedades del suelo perfil D.

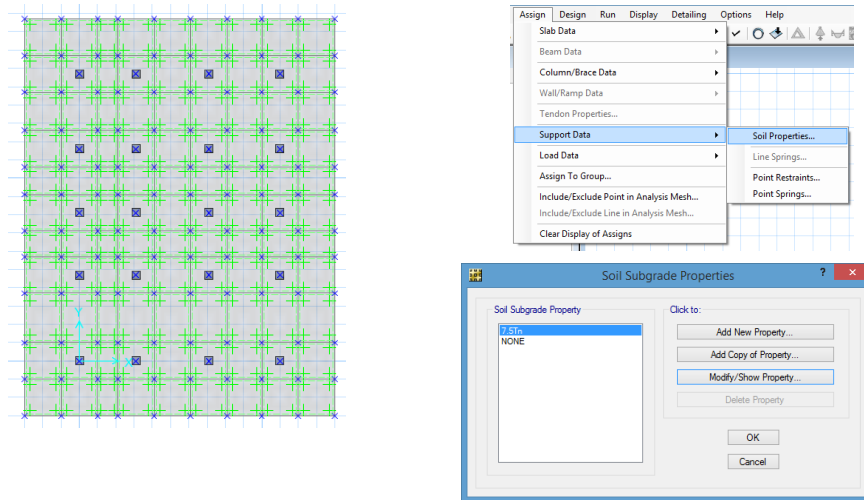
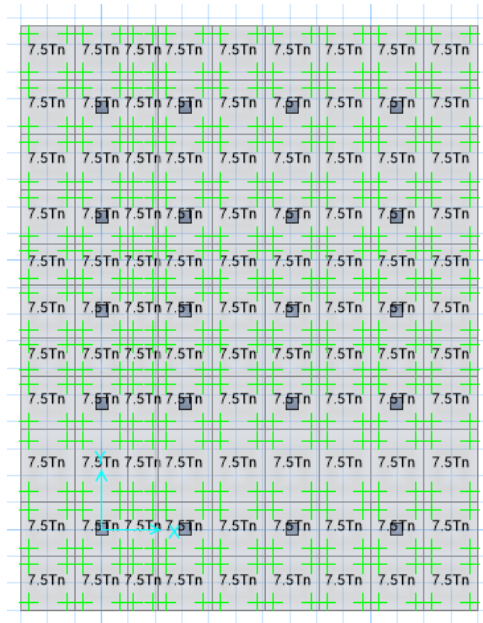



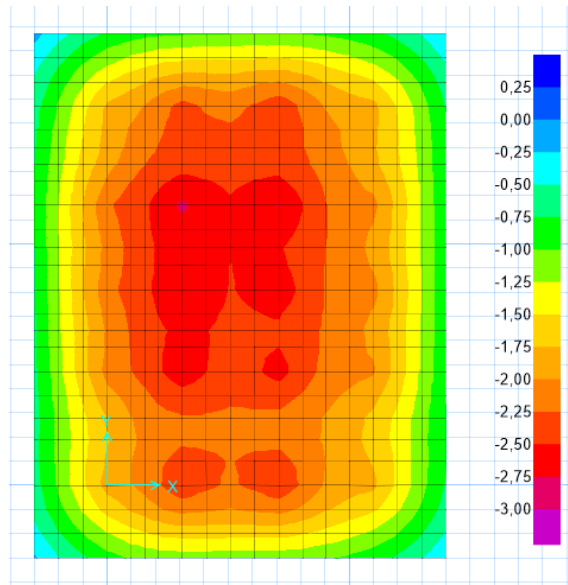
Ilustración 86. Asignación características del suelo perfil D.



Realizamos el análisis de la cimentación  para efectuar las verificaciones respectivas.

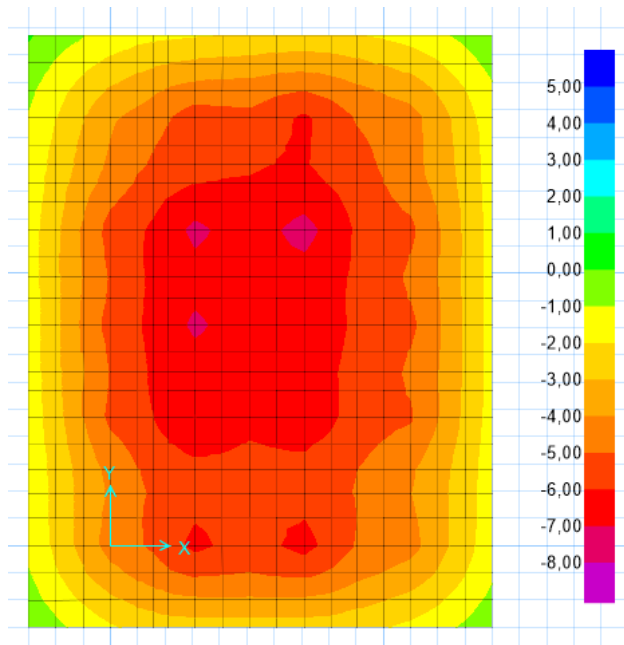
Las deformaciones de la cimentación se muestran a continuación, unidades mm.

Ilustración 87. Deformaciones cimentación perfil D – Caso 1.



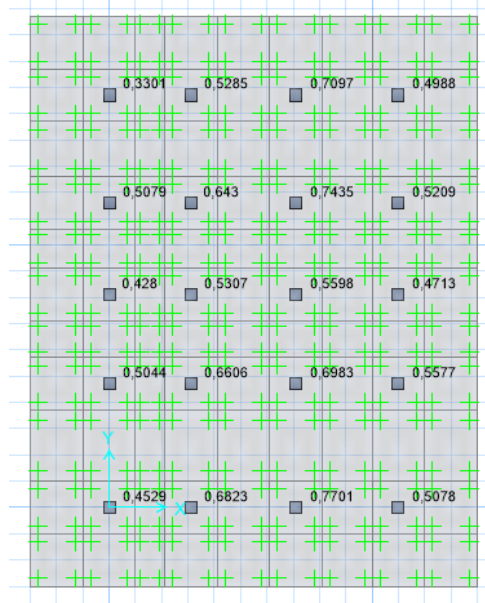
El primer chequeo es que la respuesta de las losa de cimentación ante la sollicitación del suelo de fundación, que debe ser menor al esfuerzo admisible de 7.5 Tn/m^2 , si cumple este parámetro cumple con la demanda.

Ilustración 88. Presión losa de cimentación perfil D – Caso 1.



Chequearemos el punzonamiento en la cimentación que deberá tener un valor menor a 1.

Ilustración 89. Punzonamiento zapatas combinadas perfil C – Caso 1.



Concluimos que para el caso 1, el área de prediseño para la losa de cimentación es la correcta con una altura de 40cm, para satisfacer las solicitaciones de la estructura.

Caso 2

Para este caso graficamos cadenas en la cimentación, recordando que su sección será la misma que las vigas de 35x45 cm, definiremos primero el elemento para luego dibujarlo de eje a eje.

Ilustración 90. Cuadros de diálogo definición de cadenas.

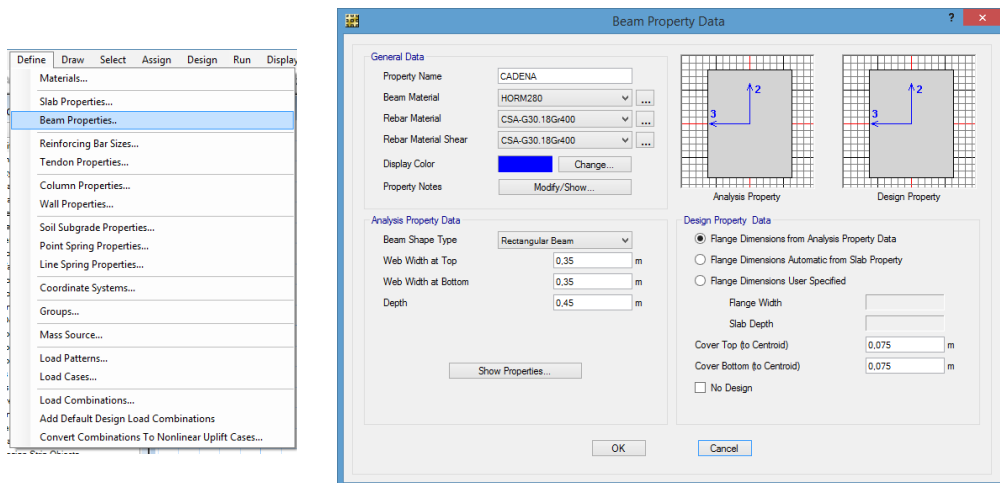
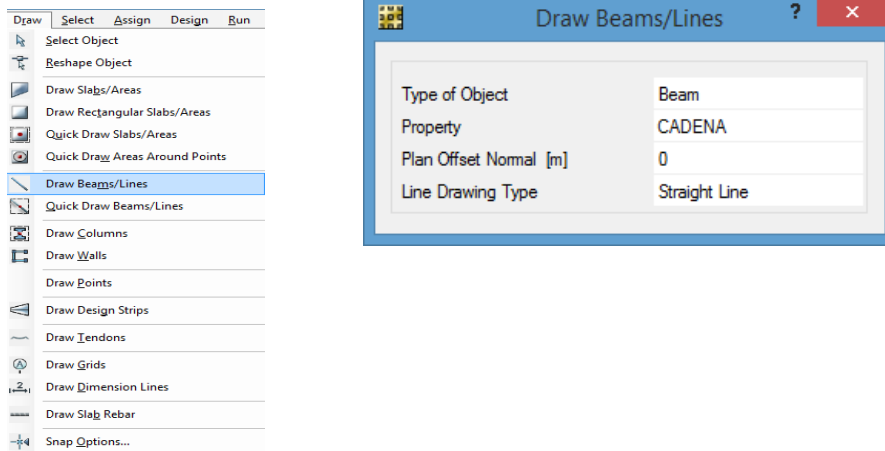
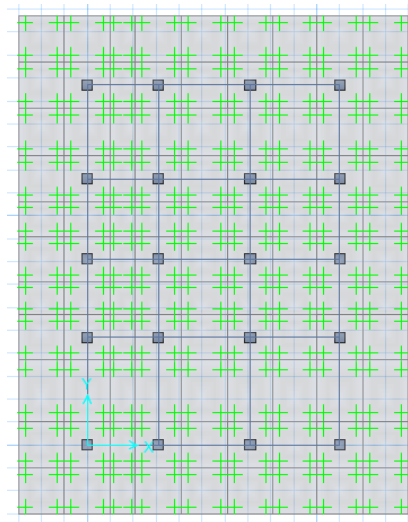


Ilustración 91. Cuadros de diálogo esquematización de cadenas.



Exponemos el modelo de la cimentación para el perfil D, definido como caso 2.

Ilustración 92. Cimentación perfil C – Caso 2.

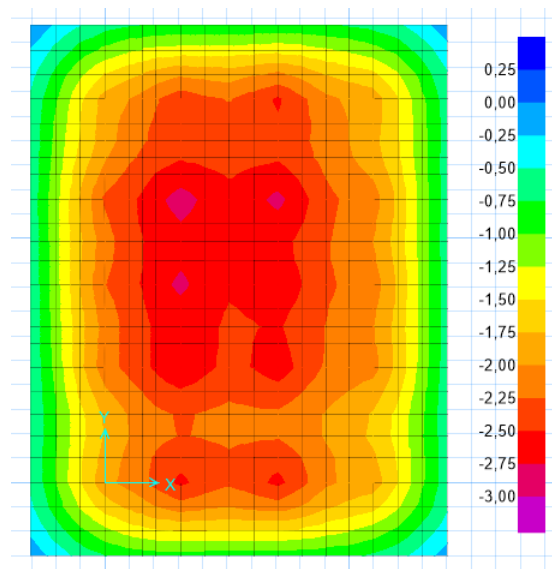


Asignaremos las propiedades del suelo a la cimentación con el proceso ya conocido.

Procesamos el análisis de la cimentación  para efectuar las verificaciones respectivas.

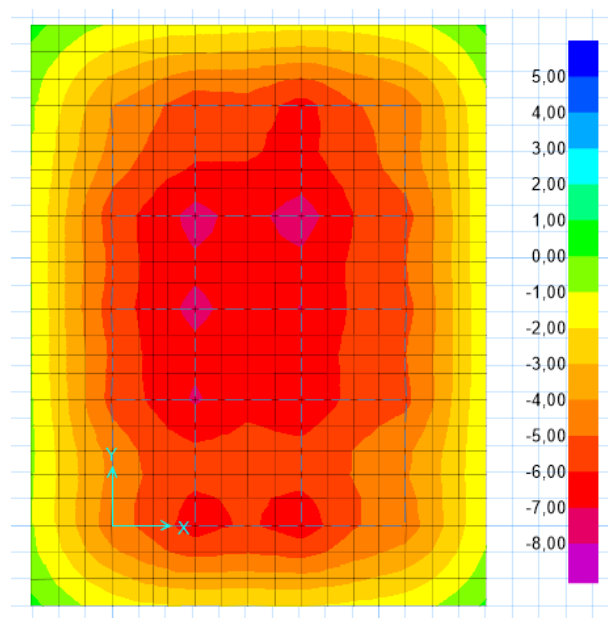
Notamos las deformaciones de la cimentación unidades mm.

Ilustración 93. Deformaciones cimentación perfil D – Caso 2.



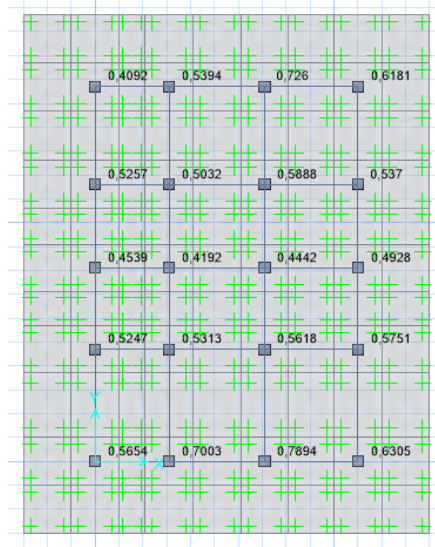
Verificamos la respuesta de las zapatas ante la sollicitación del suelo de fundación, que debe ser menor al esfuerzo admisible de $7,5 \text{ Tn/m}^2$, si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

Ilustración 94. Presión losa de cimentación perfil D – Caso 2.



Chequearemos el punzonamiento en la cimentación que deberá tener un valor menor a 1.

Ilustración 95. Punzonamiento zapatas combinadas perfil D – Caso 2.

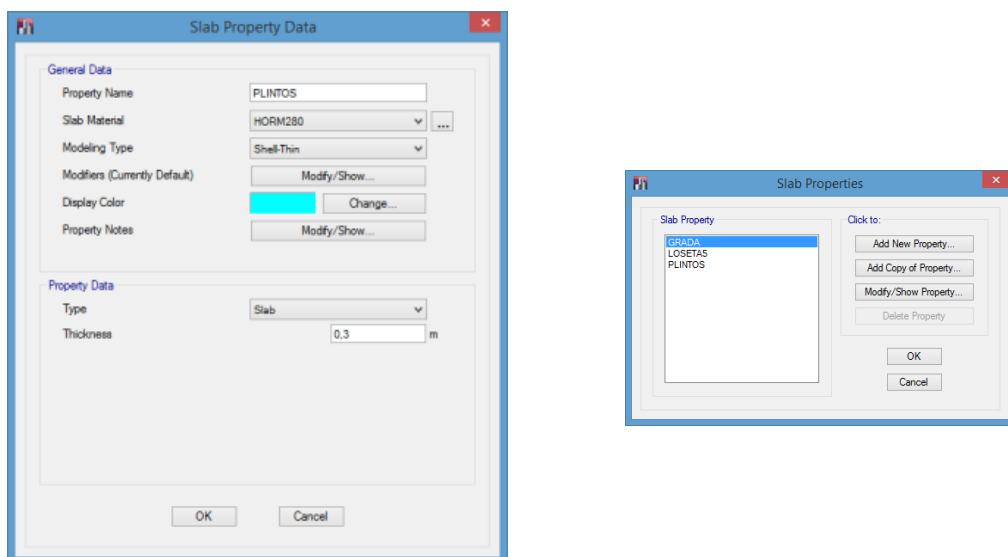


Concluimos que para el caso 2, el área de prediseño para la losa de cimentación es la correcta con una altura de 35cm, para satisfacer las solicitudes de la estructura.

- **Pilotes Perfil E.**

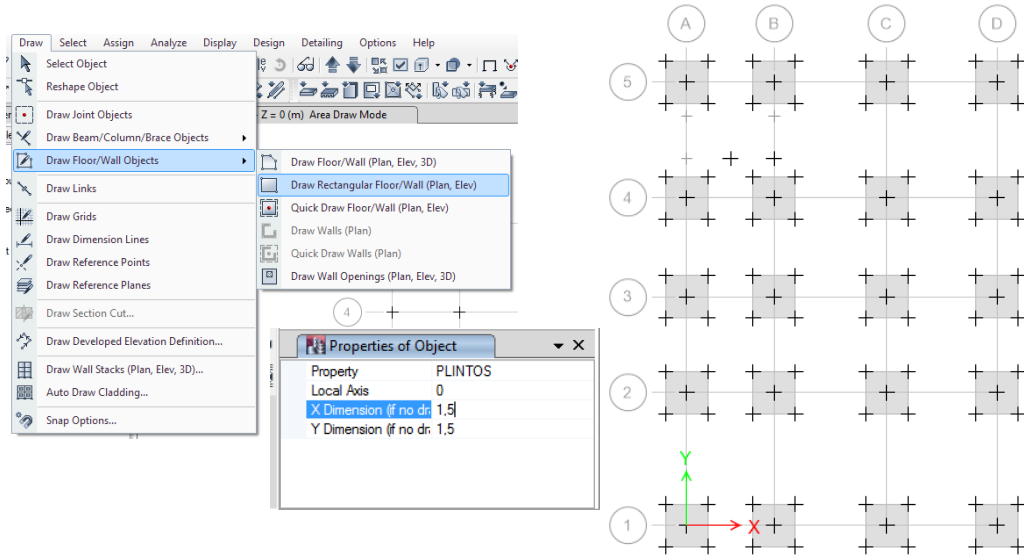
En el programa especializado para la modelación de estructura definimos el elemento “shell” que estará sobre los pilotes, que funcionara como un plinto.

Ilustración 96. Definición de plintos.



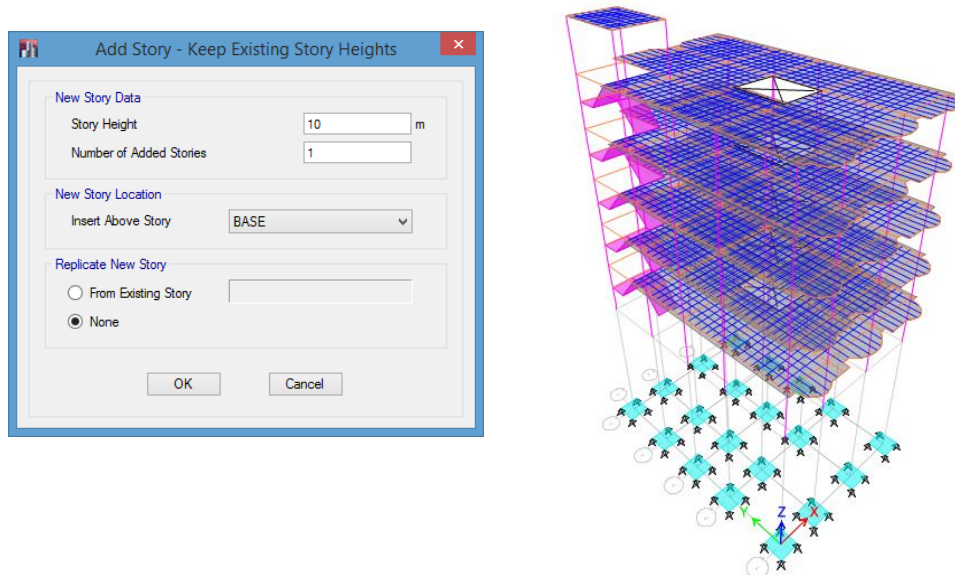
Seguidamente graficaremos el elemento en la base de la estructura, asumiendo su sección.

Ilustración 97. Cuadros de diálogo dibujo de plintos.



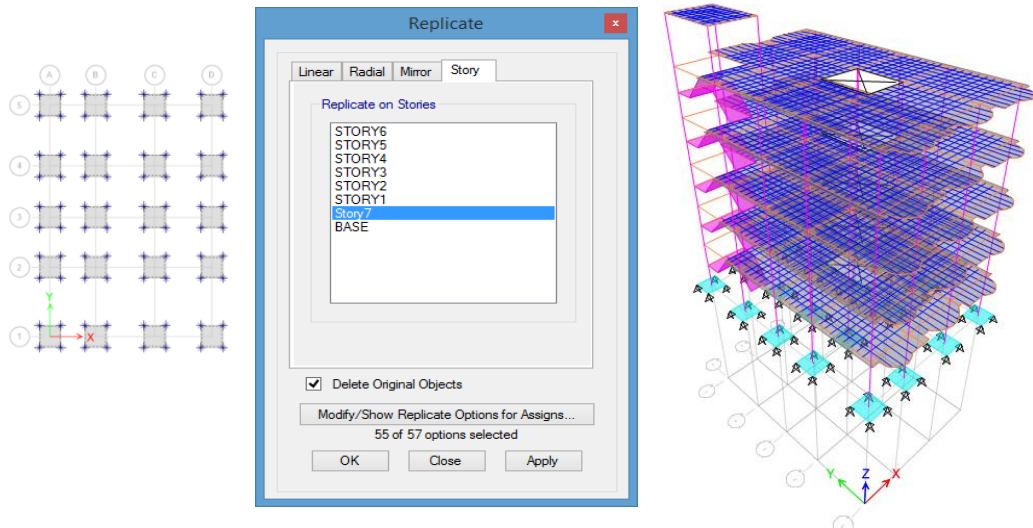
Insertaremos un piso adicional debajo de la base recordando que la longitud asumida de los pilotes es de 10 metros.

Ilustración 98. Cuadros de diálogo incremento de piso adicional.



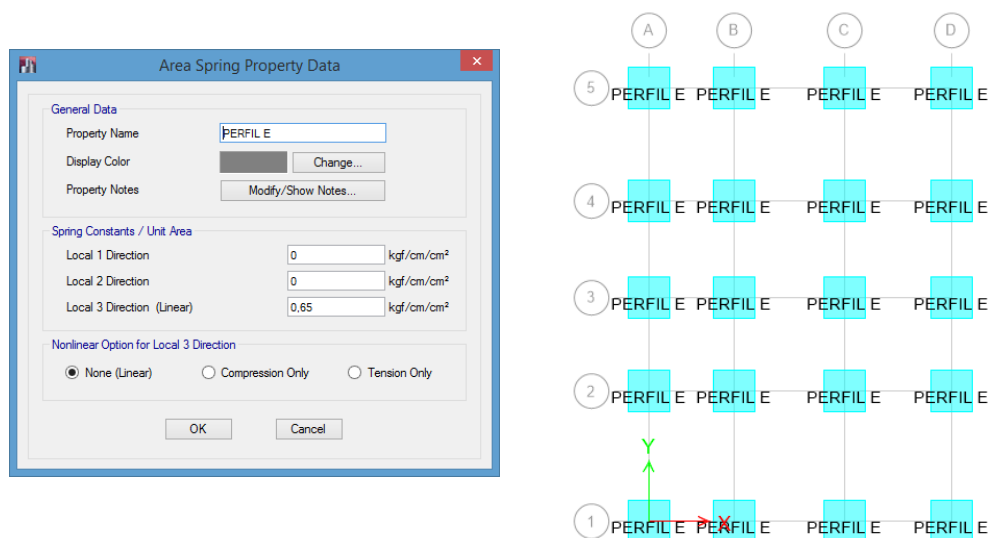
Seleccionamos los elementos de la base y los replicamos al piso que creamos mediante la secuencia Edit / Replicate / Story.

Ilustración 99. Cuadros de diálogo desplazamiento de elementos de la base.



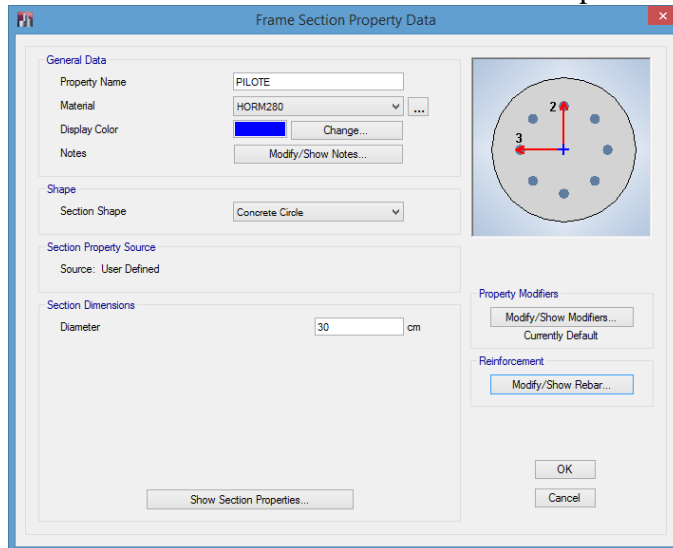
Seleccionamos los plintos, les quitamos los apoyos, y les asignamos el valor del coeficiente de balasto establecido en la tabla 41, seguimos la ruta Assign / Shell / Area spring.

Ilustración 100. Cuadros de diálogo asignación de springs área.



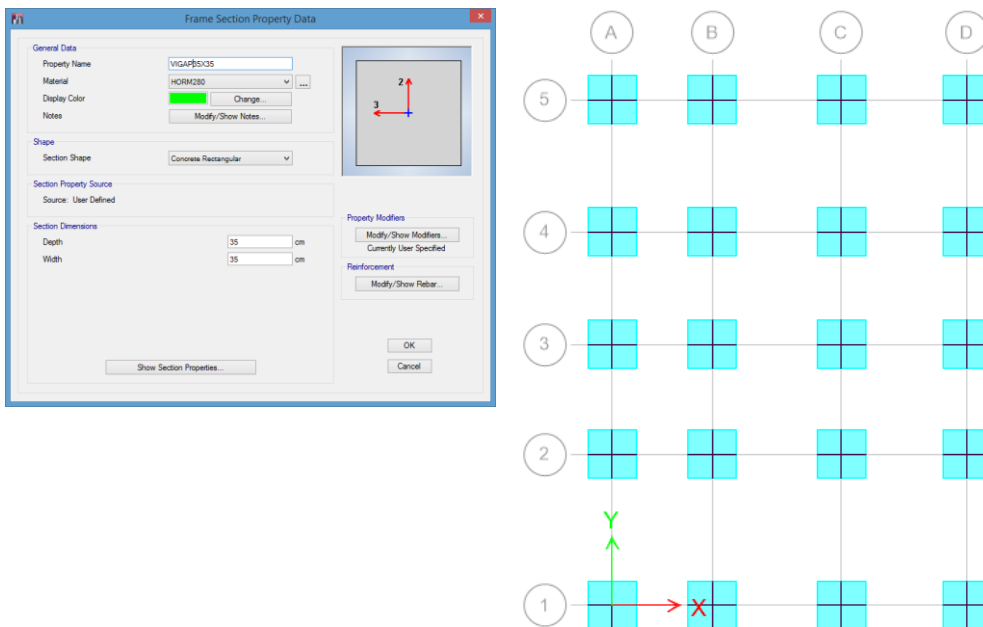
Definimos el pilote como un elemento “frame”, especificando el diámetro de prediseño igual a 30 centímetros.

Ilustración 101. Definición del elemento pilote.



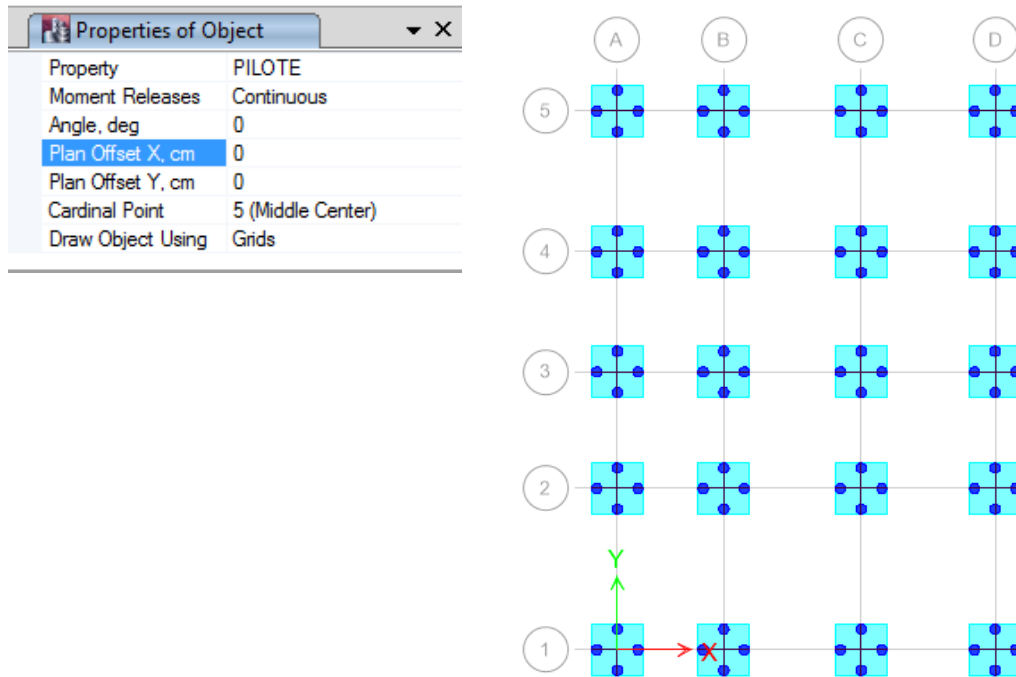
Creamos ahora una sección “frame” para las vigas que se dibujarán en los plintos.

Ilustración 102. Cuadro de diálogo definición de viga.



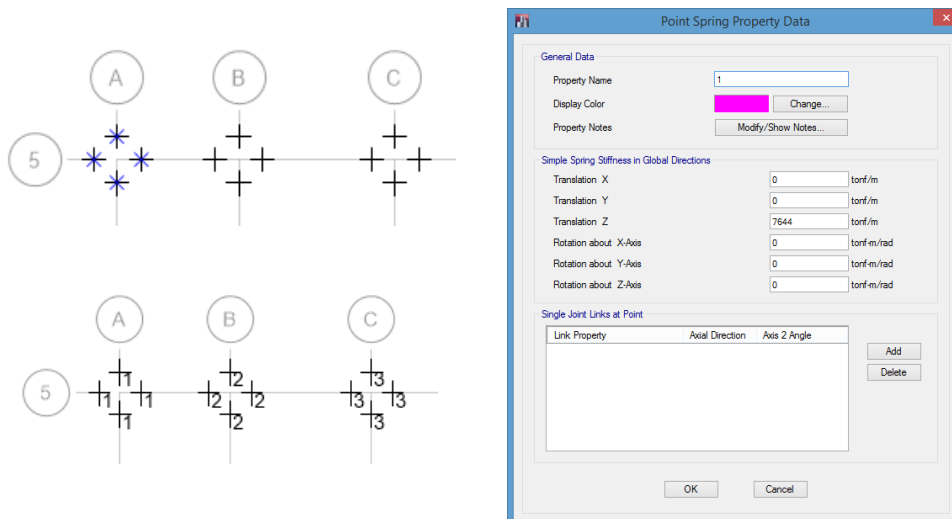
Procedemos a graficar los pilotes en el extremo de cada una de las vigas es decir cuatro pilotes por plinto, mediante la opción Quick Draw Columns (Plan, 3D).

Ilustración 103. Cuadros de diálogo dibujo de pilotes.



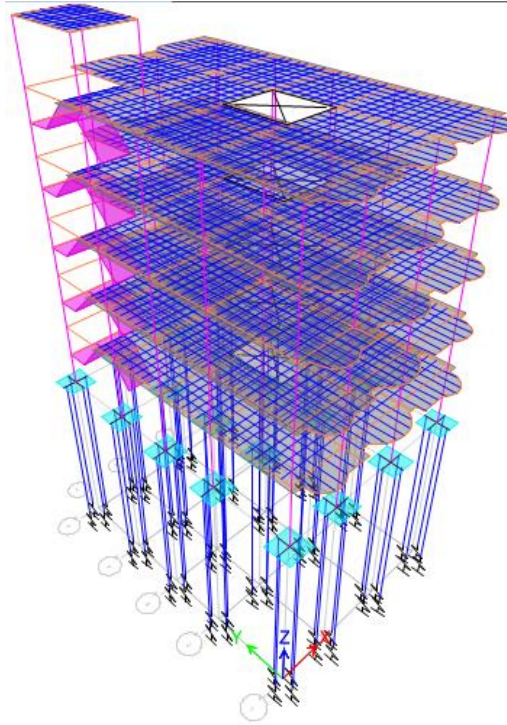
Ubicándonos en la base señalamos en cada plinto los puntos generados por los pilotes y asignamos la rigidez en la punta de los resortes, indicados en la tabla 43; Assign / Joint / Springs.

Ilustración 104. Cuadros de diálogo asignación de springs.



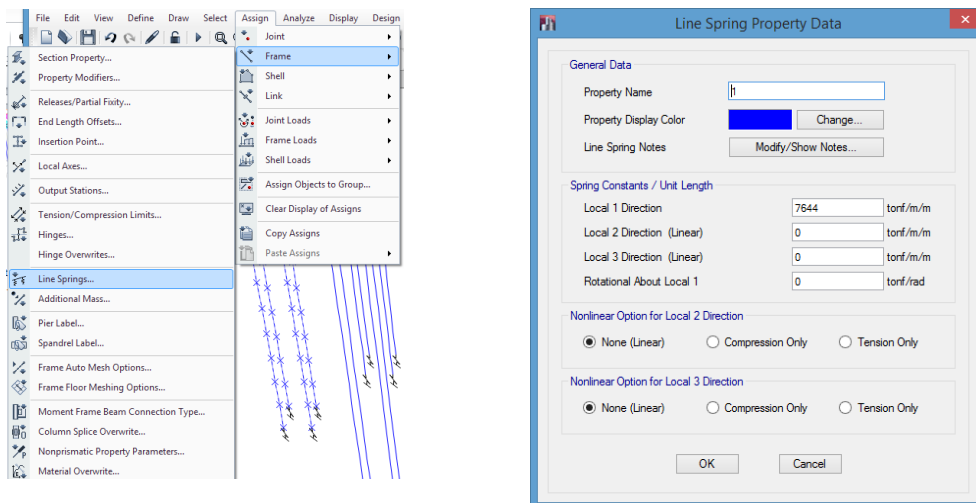
Nuevamente señalamos todos los puntos de la base y eliminamos el empotramiento.

Ilustración 105. Resortes en la punta de pilotes.



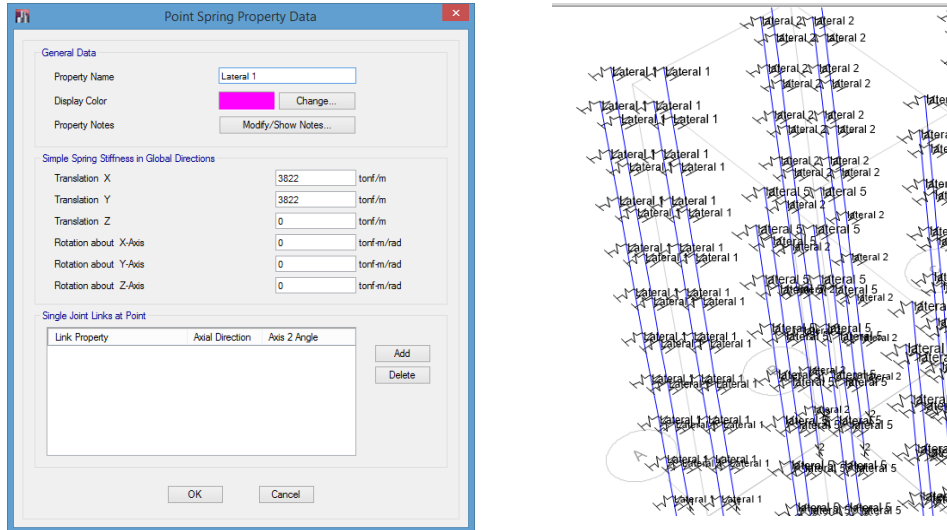
Ahora señalamos los pilotes y los dividimos en 10 partes, para asignarles resortes “Rh” a los elementos “frame”, estos valores se muestran en la tabla 43.

Ilustración 106. Resortes elementos frame.



Seguidamente señalamos los puntos de las divisiones anteriores, para asignarles resortes laterales “RI” a los elementos “frame”, estos valores se muestran en la tabla 43.

Ilustración 107. Resortes laterales.



Finalmente realizamos el análisis de la estructura con el procedimiento ya conocido.

Debemos comprobar que los esfuerzos debidos a las cargas de servicio sean menores a las admisibles con la fórmula:

$$\sigma_p = K_h * \delta \tag{Ec. 37}$$

Dónde:

σ_p = Esfuerzo por cargas de servicio producidos.

K_h = Coeficiente de balasto.

δ = Desplazamiento vertical.

Los esfuerzos debidos a las cargas de servicio se calculan con la ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Ec. 38

Dónde:

σ = Esfuerzo por cargas de servicio.

P = Carga de servicio.

A = Área de aplicación de la carga.

Realizaremos las verificaciones en la zona más demandada de la cimentación, es decir en el nudo 19.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\sigma = \frac{88.98 \text{ Tn}}{1.50 \text{ m} * 1.50 \text{ m}}$$

$$\sigma = 39.55 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

En las tablas siguientes se muestran los desplazamientos generados por el programa en los cuatro pilotes del nudo 19, debido a las cargas de servicio: carga muerta, carga viva y carga muerta adicional. De igual forma el cálculo de los esfuerzos producidos por éstas.

Tabla 44. Desplazamientos y esfuerzos producidos por carga muerta.

δ (m)	Kh (Tn/m3)	σ (Tn/m2)	δ (m)	Kh (Tn/m3)	σ (Tn/m2)
PILOTE 1			PILOTE 3		
0,000350	1200	0,420	0,00057	1200	0,684
0,000270	1200	0,324	0,00055	1200	0,660
0,000210	1200	0,252	0,00053	1200	0,636
0,000160	1200	0,192	0,00051	1200	0,612
0,000130	1200	0,156	0,00049	1200	0,588
0,000100	1200	0,120	0,00046	1200	0,552
0,000085	1200	0,102	0,00044	1200	0,528
0,000071	1200	0,085	0,00042	1200	0,504
0,000062	1200	0,074	0,00039	1200	0,468
0,000056	1200	0,067	0,00036	1200	0,432
SUBTOTAL 1		1,793	SUBTOTAL 2		5,664
PILOTE 2			PILOTE 4		
0,00055	1200	0,660	0,000350	1200	0,420
0,00053	1200	0,636	0,000527	1200	0,632
0,00051	1200	0,612	0,000210	1200	0,252
0,00049	1200	0,588	0,000170	1200	0,204
0,00047	1200	0,564	0,000130	1200	0,156
0,00045	1200	0,540	0,000110	1200	0,132
0,00043	1200	0,516	0,000085	1200	0,102
0,00040	1200	0,480	0,000072	1200	0,086
0,00038	1200	0,456	0,000062	1200	0,074
0,00036	1200	0,432	0,000057	1200	0,068
SUBTOTAL 3		5,484	SUBTOTAL 4		2,128

Fuente: Reporte software especializado.

$$\sigma_{PCM} = 15.068 \text{Tn/m}^2$$

Tabla 45. Desplazamientos y esfuerzos producidos por carga viva.

δ (m)	Kh (Tn/m3)	σ (Tn/m2)	δ (m)	Kh (Tn/m3)	σ (Tn/m2)
PILOTE 1			PILOTE 3		
0,000071	1200	0,085	0,000120	1200	0,144
0,000054	1200	0,065	0,000110	1200	0,132
0,000042	1200	0,050	0,000100	1200	0,120
0,000032	1200	0,038	0,000100	1200	0,120
0,000025	1200	0,030	0,000096	1200	0,115
0,000020	1200	0,024	0,000091	1200	0,109
0,000016	1200	0,019	0,000086	1200	0,103
0,000013	1200	0,016	0,000081	1200	0,097
0,000011	1200	0,013	0,000076	1200	0,091
0,000010	1200	0,012	0,000070	1200	0,084
SUBTOTAL 1		0,353	SUBTOTAL 2		1,116
PILOTE 2			PILOTE 4		
0,000110	1200	0,132	0,000071	1200	0,085
0,000100	1200	0,120	0,000054	1200	0,065
0,000099	1200	0,119	0,000042	1200	0,050
0,000094	1200	0,113	0,000032	1200	0,038
0,000089	1200	0,107	0,000025	1200	0,030
0,000085	1200	0,102	0,000020	1200	0,024
0,000080	1200	0,096	0,000016	1200	0,019
0,000075	1200	0,090	0,000013	1200	0,016
0,000070	1200	0,084	0,000011	1200	0,013
0,000066	1200	0,079	0,000010	1200	0,012
SUBTOTAL 3		1,042	SUBTOTAL 4		0,353

Fuente: Reporte software especializado.

$$\sigma_{pcv} = 2.863 \text{Tn/m}^2$$

Tabla 46. Desplazamientos y esfuerzos producidos por carga muerta.

δ (m)	Kh (Tn/m3)	σ (Tn/m2)	δ (m)	Kh (Tn/m3)	σ (Tn/m2)
PILOTE 1			PILOTE 3		
0,000120	1200	0,144	0,00018	1200	0,216
0,000092	1200	0,110	0,00017	1200	0,204
0,000071	1200	0,085	0,00016	1200	0,192
0,000055	1200	0,066	0,00015	1200	0,180
0,000043	1200	0,052	0,00015	1200	0,180
0,000033	1200	0,040	0,00014	1200	0,168
0,000027	1200	0,032	0,00013	1200	0,156
0,000022	1200	0,026	0,00012	1200	0,144
0,000019	1200	0,023	0,00011	1200	0,132
0,000017	1200	0,020	0,00011	1200	0,132
SUBTOTAL 1		0,599	SUBTOTAL 2		1,896
PILOTE 2			PILOTE 4		
0,00020	1200	0,240	0,000120	1200	0,144
0,00019	1200	0,228	0,000093	1200	0,112
0,00018	1200	0,216	0,000071	1200	0,085
0,00017	1200	0,204	0,000055	1200	0,066
0,00016	1200	0,192	0,000043	1200	0,052
0,00015	1200	0,180	0,000034	1200	0,041
0,00014	1200	0,168	0,000027	1200	0,032
0,00014	1200	0,168	0,000022	1200	0,026
0,00013	1200	0,156	0,000019	1200	0,023
0,00012	1200	0,144	0,000017	1200	0,020
SUBTOTAL 3		1,704	SUBTOTAL 4		0,601

Fuente: Reporte software especializado.

$$\sigma_{\text{PCMA}} = 4.80 \text{ Tn/m}^2$$

El esfuerzo producido por las cargas de servicio será igual a la sumatoria de los subtotales en cada caso de carga.

$$\sigma_p = 22.73 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_p < \sigma$$

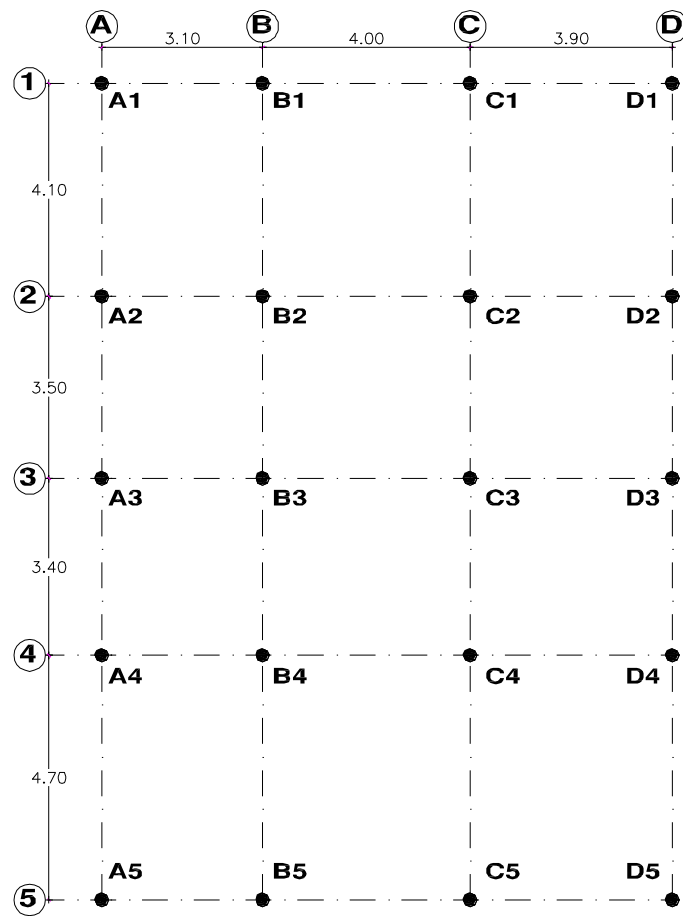
$$22.73 \text{ Tn/m}^2 < 39.55 \text{ Tn/m}^2$$

OK

6.7.16 Verificación de resultados

A continuación se muestra la planta tipo para todos los casos de cimentación con los respectivos puntos de control, que servirán para señalar los resultados de la presente investigación.

Figura 52. Planta tipo y puntos de control.



Fuente: Elaboración propia.

6.7.16.1 Presión de las zapatas

- Perfil B

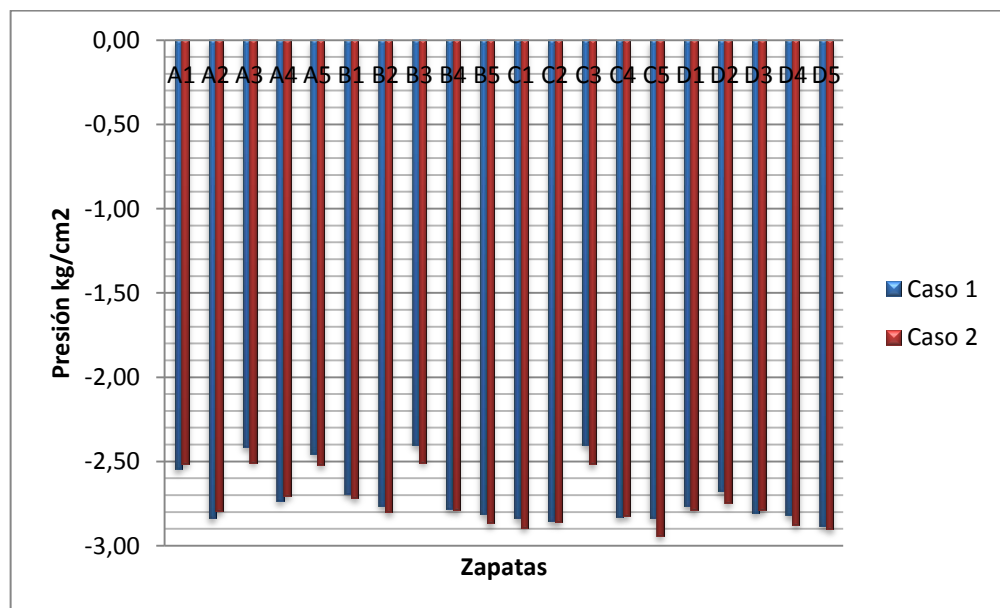
La presión en las zapatas aisladas debe ser menor al esfuerzo admisible del perfil de suelo tipo B, es decir $30Tn/m^2$.

Tabla 47. Resumen de resultados presión admisible zapatas aisladas – Perfil B.

RESULTADOS PRESIÓN EN ZAPATAS AISLADAS								
ZAPATAS		DIMENSIONES			PRESIÓN			
UBICACIÓN	TIPO	a (m)	b (m)	h (m)	Caso 1		Caso 2	
					(Tn/m ²)	(kg/cm ²)	(Tn/m ²)	(kg/cm ²)
A1	I	1,20	1,20	0,30	-25,45	-2,55	-25,14	-2,51
A2	II	1,40	1,40	0,30	-28,35	-2,84	-27,93	-2,79
A3	II	1,40	1,40	0,30	-24,12	-2,41	-25,04	-2,50
A4	II	1,40	1,40	0,30	-27,32	-2,73	-27,01	-2,70
A5	II	1,40	1,40	0,30	-24,51	-2,45	-25,20	-2,52
B1	III	1,90	1,90	0,30	-26,91	-2,69	-27,14	-2,71
B2	IV	1,60	1,60	0,30	-27,60	-2,76	-27,97	-2,80
B3	IV	1,60	1,60	0,30	-24,02	-2,40	-25,04	-2,50
B4	IV	1,60	1,60	0,30	-27,79	-2,78	-27,84	-2,78
B5	IV	1,60	1,60	0,30	-28,11	-2,81	-28,66	-2,87
C1	IV	1,60	1,60	0,30	-28,36	-2,84	-28,90	-2,89
C2	V	1,80	1,80	0,30	-28,53	-2,85	-28,56	-2,86
C3	IV	1,60	1,60	0,30	-24,03	-2,40	-25,12	-2,51
C4	IV	1,60	1,60	0,30	-28,27	-2,83	-28,22	-2,82
C5	V	1,80	1,80	0,30	-28,33	-2,83	-29,38	-2,94
D1	II	1,40	1,40	0,30	-27,63	-2,76	-27,83	-2,78
D2	VI	1,90	1,90	0,30	-26,76	-2,68	-27,46	-2,75
D3	II	1,40	1,40	0,30	-28,03	-2,80	-27,88	-2,79
D4	VI	1,90	1,90	0,30	-28,16	-2,82	-28,75	-2,88
D5	II	1,40	1,40	0,30	-28,81	-2,88	-29,00	-2,90

Fuente: Reporte software especializado.

Figura 53. Presión admisible en zapatas aisladas – Perfil B.



Fuente: Elaboración propia.

- **Perfil C**

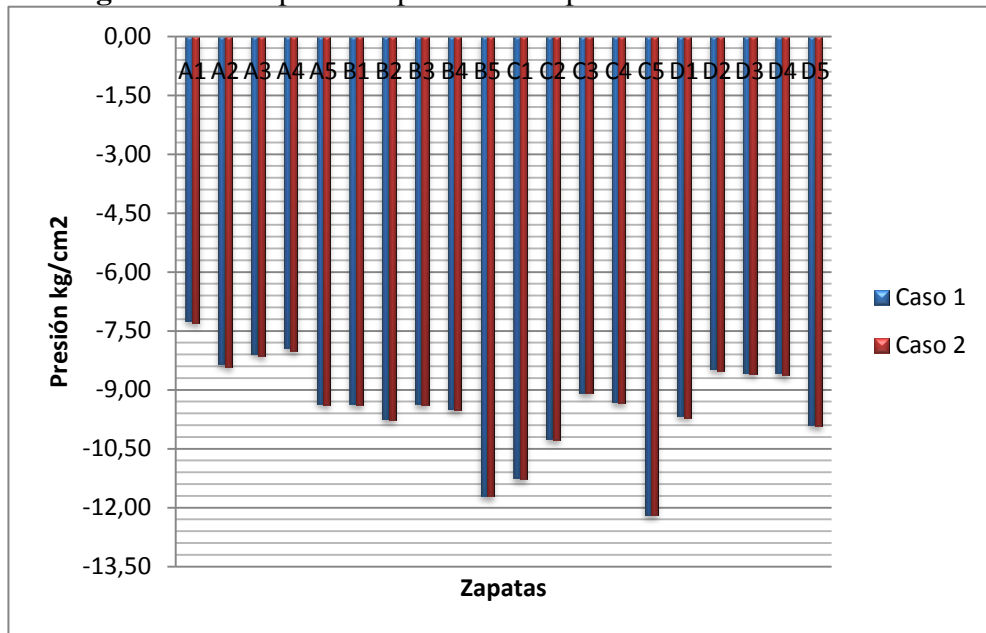
La presión en las zapatas combinadas debe ser menor al esfuerzo admisible del perfil de suelo tipo C, es decir 15Tn/m^2 .

Tabla 48.Resumen presión admisible zapatas combinadas – Perfil C.

RESULTADOS PRESIÓN ZAPATAS COMBINADAS				
ZAPATAS			PRESIÓN Tn/m2	
N°	UBICACIÓN	h (m)	Caso 1	Caso 2
1	A1	0,35	-7,25	-7,29
2	A2	0,35	-8,33	-8,41
3	A3	0,35	-8,07	-8,14
4	A4	0,35	-7,92	-8,00
5	A5	0,35	-9,34	-9,37
6	B1	0,35	-9,36	-9,39
7	B2	0,35	-9,73	-9,76
8	B3	0,35	-9,35	-9,37
9	B4	0,35	-9,48	-9,51
10	B5	0,35	-11,70	-11,71
11	C1	0,35	-11,25	-11,26
12	C2	0,35	-10,25	-10,28
13	C3	0,35	-9,07	-9,08
14	C4	0,35	-9,30	-9,32
15	C5	0,35	-12,18	-12,18
16	D1	0,35	-9,66	-9,70
17	D2	0,35	-8,46	-8,50
18	D3	0,35	-8,55	-8,60
19	D4	0,35	-8,58	-8,63
20	D5	0,35	-9,90	-9,92

Fuente: Reporte software especializado.

Figura 54. Comparación presión en zapatas combinadas – Perfil C.



Fuente: Elaboración propia.

- **Perfil D**

La presión en la losa de cimentación debe ser menor al esfuerzo admisible del perfil de suelo tipo D, es decir $7.5Tn/m^2$; para los dos casos de cimentación diseñados.

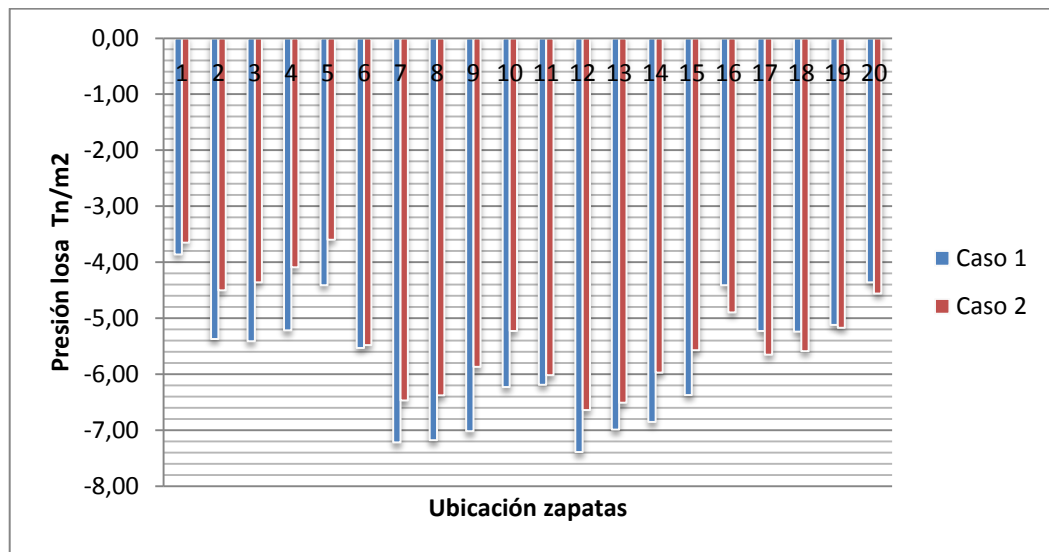
Tabla 49. Resumen de resultados presión admisible losa de cimentación – Perfil D.

RESULTADOS PRESIÓN LOSA DE CIMENTACIÓN			
LOSA DE CIMENTACIÓN		PRESIÓN Tn/m²	
N°	UBICACIÓN	Caso 1	Caso 2
1	A1	-3,86	-3,65
2	A2	-5,37	-4,50
3	A3	-5,41	-4,36
4	A4	-5,22	-4,09
5	A5	-4,41	-3,60
6	B1	-5,53	-5,48
7	B2	-7,22	-6,47
8	B3	-7,18	-6,38

9	B4	-7,02	-5,87
10	B5	-6,23	-5,23
11	C1	-6,19	-6,02
12	C2	-7,39	-6,64
13	C3	-6,99	-6,51
14	C4	-6,85	-5,97
15	C5	-6,37	-5,57
16	D1	-4,41	-4,90
17	D2	-5,23	-5,65
18	D3	-5,24	-5,59
19	D4	-5,12	-5,17
20	D5	-4,36	-4,56

Fuente: Reporte software especializado.

Figura 55. Comparación presión en losa de cimentación – Perfil D.



Fuente: Elaboración propia.

6.7.16.2 Punzonamiento

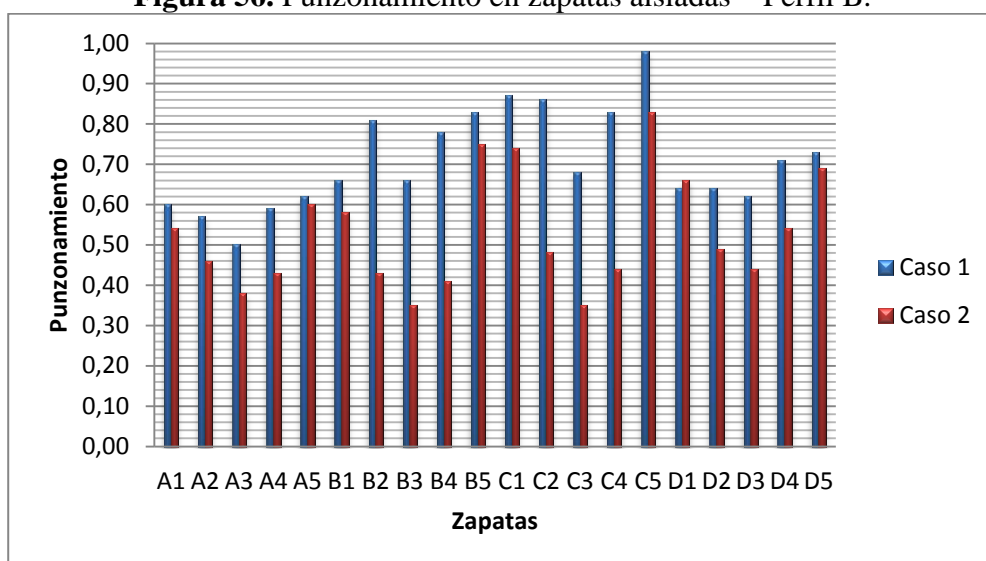
- Perfil B

Tabla 50. Resumen de resultados punzonamiento zapatas aisladas – Perfil B.

RESULTADOS PUNZONAMIENTO EN ZAPATAS AISLADAS						
ZAPATAS		DIMENSIONES			PUNZONAMIENTO	
UBICACIÓN	TIPO	a (m)	b (m)	h (m)	Caso 1	Caso 2
A1	I	1,20	1,20	0,30	0,60	0,54
A2	II	1,40	1,40	0,30	0,57	0,46
A3	II	1,40	1,40	0,30	0,50	0,38
A4	II	1,40	1,40	0,30	0,59	0,43
A5	II	1,40	1,40	0,30	0,62	0,60
B1	III	1,90	1,90	0,30	0,66	0,58
B2	IV	1,60	1,60	0,30	0,81	0,43
B3	IV	1,60	1,60	0,30	0,66	0,35
B4	IV	1,60	1,60	0,30	0,78	0,41
B5	IV	1,60	1,60	0,30	0,83	0,75
C1	IV	1,60	1,60	0,30	0,87	0,74
C2	V	1,80	1,80	0,30	0,86	0,48
C3	IV	1,60	1,60	0,30	0,68	0,35
C4	IV	1,60	1,60	0,30	0,83	0,44
C5	V	1,80	1,80	0,30	0,98	0,83
D1	II	1,40	1,40	0,30	0,64	0,66
D2	VI	1,90	1,90	0,30	0,64	0,49
D3	II	1,40	1,40	0,30	0,62	0,44
D4	VI	1,90	1,90	0,30	0,71	0,54
D5	II	1,40	1,40	0,30	0,73	0,69

Fuente: Reporte software especializado.

Figura 56. Punzonamiento en zapatas aisladas – Perfil B.



Fuente: Elaboración propia.

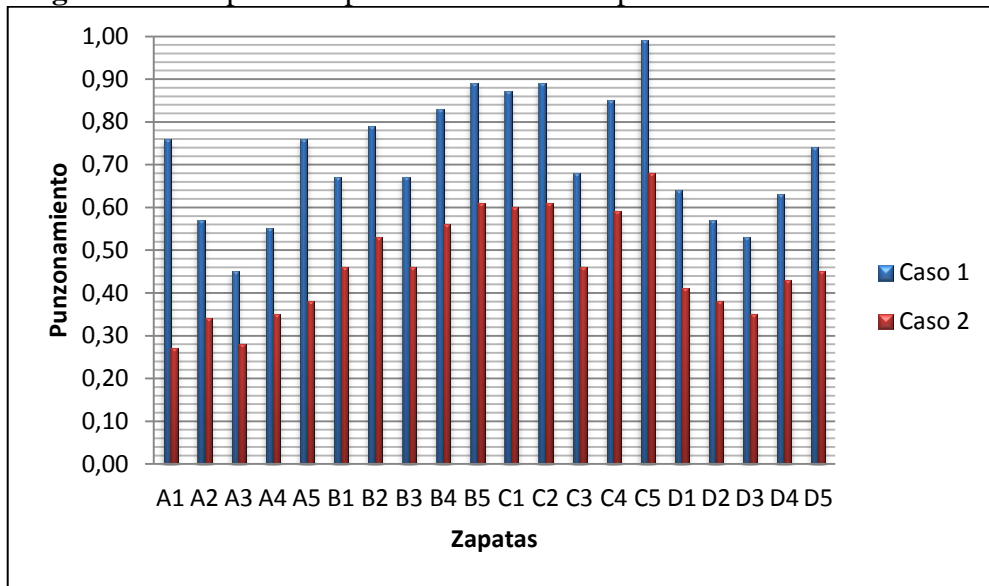
- Perfil C

Tabla 51. Resumen de resultados punzonamiento zapatas combinadas – Perfil C.

PUNZONAMIENTO ZAPATAS COMBINADAS				
ZAPATAS			PUNZONAMIENTO	
Nº	UBICACIÓN	h (m)	Caso 1	Caso 2
1	A1	0,35	0,76	0,27
2	A2	0,35	0,57	0,34
3	A3	0,35	0,45	0,28
4	A4	0,35	0,55	0,35
5	A5	0,35	0,76	0,38
6	B1	0,35	0,67	0,46
7	B2	0,35	0,79	0,53
8	B3	0,35	0,67	0,46
9	B4	0,35	0,83	0,56
10	B5	0,35	0,89	0,61
11	C1	0,35	0,87	0,60
12	C2	0,35	0,89	0,61
13	C3	0,35	0,68	0,46
14	C4	0,35	0,85	0,59
15	C5	0,35	0,99	0,68
16	D1	0,35	0,64	0,41
17	D2	0,35	0,57	0,38
18	D3	0,35	0,53	0,35
19	D4	0,35	0,63	0,43
20	D5	0,35	0,74	0,45

Fuente: Reporte software especializado.

Figura 57. Comparación punzonamiento en zapatas combinadas – Perfil C.



Fuente: Elaboración propia.

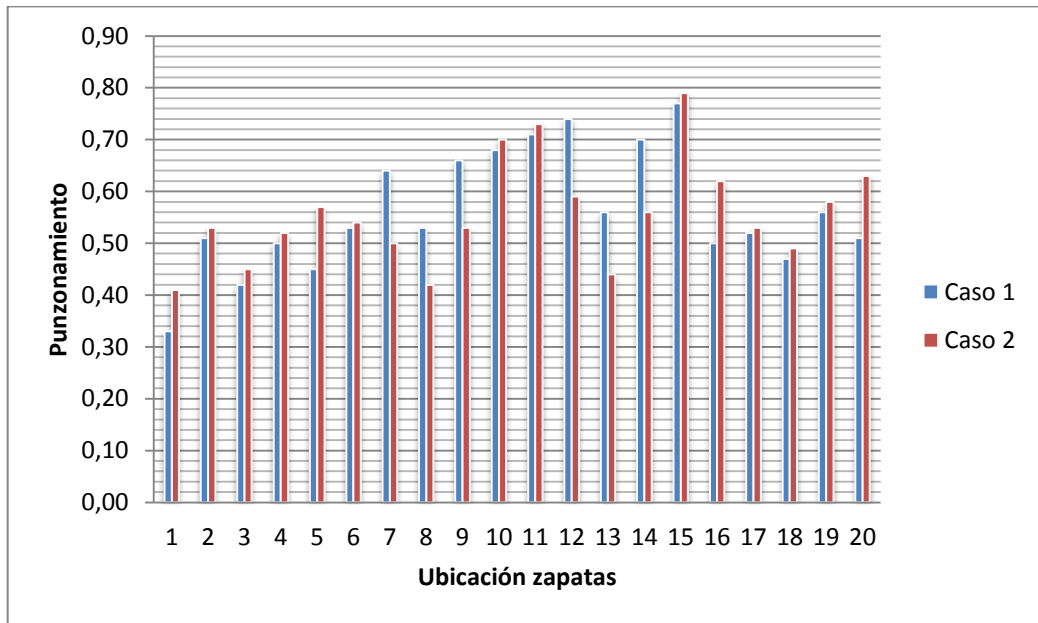
- **Perfil D**

Tabla 52. Resumen de resultados punzonamiento losa de cimentación – Perfil D.

PUNZONAMIENTO LOSA DE CIMENTACIÓN			
LOSA DE CIMENTACIÓN		PUNZONAMIENTO	
N°	UBICACIÓN	Caso 1	Caso 2
1	A1	0,33	0,41
2	A2	0,51	0,53
3	A3	0,42	0,45
4	A4	0,50	0,52
5	A5	0,45	0,57
6	B1	0,53	0,54
7	B2	0,64	0,50
8	B3	0,53	0,42
9	B4	0,66	0,53
10	B5	0,68	0,70
11	C1	0,71	0,73
12	C2	0,74	0,59
13	C3	0,56	0,44
14	C4	0,70	0,56
15	C5	0,77	0,79
16	D1	0,50	0,62
17	D2	0,52	0,53
18	D3	0,47	0,49
19	D4	0,56	0,58
20	D5	0,51	0,63

Fuente: Reporte software especializado.

Figura 58. Comparación punzonamiento en losa de cimentación – Perfil D.



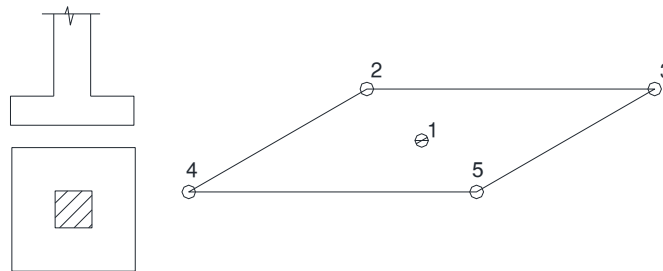
Fuente: Elaboración propia.

6.7.16.3 Deformaciones en las cimentaciones

Presentamos los tipos de cimentaciones y puntos de deformación para el análisis.

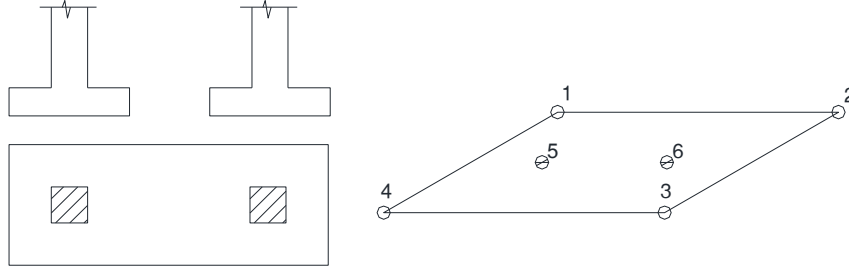
Zapatatas aisladas

Figura 59. Puntos de deformación en zapatas aisladas.



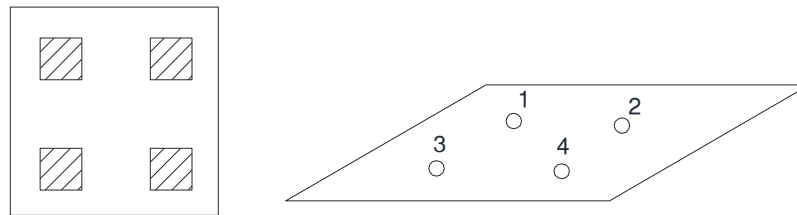
Zapatas combinadas

Figura 60. Puntos de deformación en zapatas combinadas.



Losa de cimentación

Figura 61. Puntos de deformación en losa de cimentación.



- Perfil B

Tabla 53. Asentamientos en zapatas aisladas en los puntos de análisis – Caso 1.

RESULTADOS ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS AISLADAS CASO 1									
ZAPATAS		DIMENSIONES			ASENTAMIENTOS mm				
UBICACIÓN	TIPO	a (m)	b (m)	h (m)	1	2	3	4	5
A1	I	1,20	1,20	0,30	-4,16	-2,58	-3,34	-4,55	-5,38
A2	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25
A3	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25
A4	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25
A5	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25
B1	III	1,90	1,90	0,30	-4,71	-4,43	-4,11	-4,56	-4,28
B2	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51
B3	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51
B4	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51

B5	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51
C1	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51
C2	V	1,80	1,80	0,30	-4,72	-3,88	-4,03	-4,12	-4,16
C3	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51
C4	IV	1,60	1,60	0,30	-4,46	-3,53	-3,73	-4,37	-4,51
C5	V	1,80	1,80	0,30	-4,72	-3,88	-4,03	-4,12	-4,16
D1	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25
D2	VI	1,90	1,90	0,30	-4,77	-4,00	-3,97	-3,96	-3,89
D3	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25
D4	VI	1,90	1,90	0,30	-4,77	-4,00	-3,97	-3,96	-3,89
D5	II	1,40	1,40	0,30	-4,82	-4,77	-4,44	-4,62	-4,25

Fuente: Reporte software especializado.

Tabla 54. Asentamientos en zapatas aisladas en los puntos de análisis – Caso 2.

RESULTADOS ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS AISLADAS CASO 2									
ZAPATAS		DIMENSIONES			ASENTAMIENTOS mm				
UBICACIÓN	TIPO	a (m)	b (m)	h (m)	1	2	3	4	5
A1	I	1,20	1,20	0,30	-3,14	-3,20	-3,23	-3,28	-3,33
A2	II	1,40	1,40	0,30	-3,09	-3,11	-2,99	-2,97	-3,19
A3	II	1,40	1,40	0,30	-2,67	-2,71	-2,60	-2,66	-2,80
A4	II	1,40	1,40	0,30	-2,79	-2,86	-2,80	-2,85	-2,97
A5	II	1,40	1,40	0,30	-2,74	-2,85	-2,46	-2,72	-2,87
B1	III	1,90	1,90	0,30	-2,96	-2,84	-3,10	-2,96	-3,22
B2	IV	1,60	1,60	0,30	-2,84	-2,74	-2,77	-2,52	-3,00
B3	IV	1,60	1,60	0,30	-2,51	-2,45	-2,49	-2,33	-2,67
B4	IV	1,60	1,60	0,30	-2,67	-2,60	-2,71	-2,57	-2,91
B5	IV	1,60	1,60	0,30	-2,83	-2,84	-2,48	-2,65	-3,09
C1	IV	1,60	1,60	0,30	-2,68	-2,54	-2,88	-2,88	-3,14
C2	V	1,80	1,80	0,30	-2,60	-2,57	-2,57	-2,59	-2,93
C3	IV	1,60	1,60	0,30	-2,32	-2,50	-2,43	-2,50	-2,68
C4	IV	1,60	1,60	0,30	-2,52	-2,69	-2,66	-2,72	-2,95
C5	V	1,80	1,80	0,30	-2,69	-2,83	-2,54	-2,52	-3,12
D1	II	1,40	1,40	0,30	-2,93	-2,71	-3,02	-2,92	-3,10
D2	VI	1,90	1,90	0,30	-2,85	-2,66	-2,84	-2,70	-2,96
D3	II	1,40	1,40	0,30	-2,86	-2,85	-2,91	-2,84	-3,02
D4	VI	1,90	1,90	0,30	-2,89	-2,83	-2,97	-2,87	-3,09
D5	II	1,40	1,40	0,30	-3,10	-3,06	-3,03	-2,95	-3,23

Fuente: Reporte software especializado.

- Perfil C

Tabla 55.Asentamientos zapatas combinadas en los puntos de análisis – Caso 1.

RESUMEN ASENTAMIENTOS ZAPATAS COMBINADAS CASO 1							
ZAPATAS		ASENTAMIENTOS mm					
UBICACIÓN	h (m)	1	2	3	4	5	6
A1	0,35	-2,21	-2,88	-2,52	-1,94	-2,34	-3,02
A2	0,35	-2,20	-2,59	-2,72	-2,39	-2,68	-3,14
A3	0,35	-2,30	-2,60	-2,61	-2,30	-2,60	-3,01
A4	0,35	-2,33	-2,66	-2,44	-2,03	-2,55	-3,06
A5	0,35	-2,24	-2,83	-3,74	-3,09	-3,00	-3,77
B1	0,35	-2,78	-3,41	-2,80	-2,43	-3,02	-3,63
B2	0,35	-2,56	-2,66	-2,73	-2,73	-3,14	-3,81
B3	0,35	-2,68	-2,52	-2,50	-2,69	-3,01	-2,93
B4	0,35	-2,69	-2,56	-2,36	-2,53	-3,06	-3,00
B5	0,35	-2,80	-2,83	-3,76	-3,67	-3,73	-3,94
C1	0,35	-3,39	-3,28	-2,67	-2,84	-3,63	-3,11
C2	0,35	-2,79	-2,47	-2,60	-2,80	-3,31	-2,73
C3	0,35	-2,61	-2,60	-2,64	-2,55	-2,93	-2,76
C4	0,35	-2,62	-2,67	-2,39	-2,52	-3,00	-2,77
C5	0,35	-2,92	-2,59	-3,41	-3,80	-3,93	-3,19
D1	0,35	-3,39	-3,28	-2,67	-2,84	-3,63	-3,11
D2	0,35	-2,79	-2,47	-2,60	-2,80	-3,31	-2,73
D3	0,35	-2,61	-2,60	-2,64	-2,55	-2,93	-2,76
D4	0,35	-2,62	-2,67	-2,39	-2,52	-3,00	-2,77
D5	0,35	-2,92	-2,59	-3,41	-3,80	-3,93	-3,19

Fuente: Reporte software especializado.

Tabla 56.Asentamientos zapatas combinadas en los puntos de análisis – Caso 2.

RESUMEN ASENTAMIENTOS ZAPATAS COMBINADAS CASO 2							
ZAPATAS		ASENTAMIENTOS mm					
UBICACIÓN	h (m)	1	2	3	4	5	6
A1	0,35	-2,18	-2,89	-2,56	-1,93	-2,35	-3,03
A2	0,35	-2,20	-2,64	-2,76	-2,44	-2,71	-3,15
A3	0,35	-2,36	-2,64	-2,65	-2,38	-2,63	-3,02
A4	0,35	-2,35	-2,71	-2,49	-2,14	-2,58	-3,07

A5	0,35	-2,43	-2,88	-3,74	-3,04	-3,02	-3,77
B1	0,35	-2,80	-3,43	-2,86	-2,47	-3,03	-3,63
B2	0,35	-2,70	-2,86	-2,78	-2,78	-3,15	-3,32
B3	0,35	-2,74	-2,56	-2,54	-2,76	-3,02	-2,93
B4	0,35	-2,74	-2,61	-2,42	-2,62	-3,07	-3,30
B5	0,35	-2,85	-2,89	-3,73	-3,63	-3,77	-3,93
C1	0,35	-3,40	-3,17	-2,70	-2,89	-3,63	-3,13
C2	0,35	-2,90	-2,49	-2,59	-2,85	-3,32	-2,74
C3	0,35	-2,66	-2,61	-2,66	-2,59	-2,93	-2,77
C4	0,35	-2,66	-2,67	-2,38	-2,56	-3,00	-2,78
C5	0,35	-2,98	-2,57	-3,31	-3,74	-3,93	-3,20
D1	0,35	-3,40	-3,17	-2,70	-2,89	-3,63	-3,13
D2	0,35	-2,90	-2,49	-2,59	-2,85	-3,32	-2,74
D3	0,35	-2,66	-2,61	-2,66	-2,59	-2,93	-2,77
D4	0,35	-2,66	-2,67	-2,38	-2,56	-3,00	-2,78
D5	0,35	-2,98	-2,57	-3,31	-3,74	-3,93	-3,20

Fuente: Reporte software especializado.

- **Perfil D**

Tabla 57.Asentamientos losa de cimentación en los puntos de análisis – Caso 1 y Caso 2.

RESULTADOS ASENTAMIENTOS LOSA DE CIMENTACIÓN			
LOSA DE CIMENTACIÓN		ASENTAMIENTOS	
N°	UBICACIÓN	Caso 1	Caso 2
1	A1	-1,79	-1,63
2	A2	-2,22	-1,71
3	A3	-2,18	-1,72
4	A4	-2,10	-1,53
5	A5	-1,84	-1,38
6	B1	-2,34	-2,30
7	B2	-2,80	-2,50
8	B3	-2,75	-2,45
9	B4	-2,67	-2,19
10	B5	-2,46	-1,9
11	C1	-2,44	-2,4

12	C2	-2,76	-2,52
13	C3	-2,66	-2,47
14	C4	-2,6	-2,25
15	C5	-2,47	-2,08
16	D1	-1,82	-2,06
17	D2	-2,07	-2,23
18	D3	-2,08	-2,26
19	D4	-2,03	-2,05
20	D5	-1,81	-1,84

Fuente: Reporte software especializado.

6.7.16.4 Representación de deformaciones en las cimentaciones

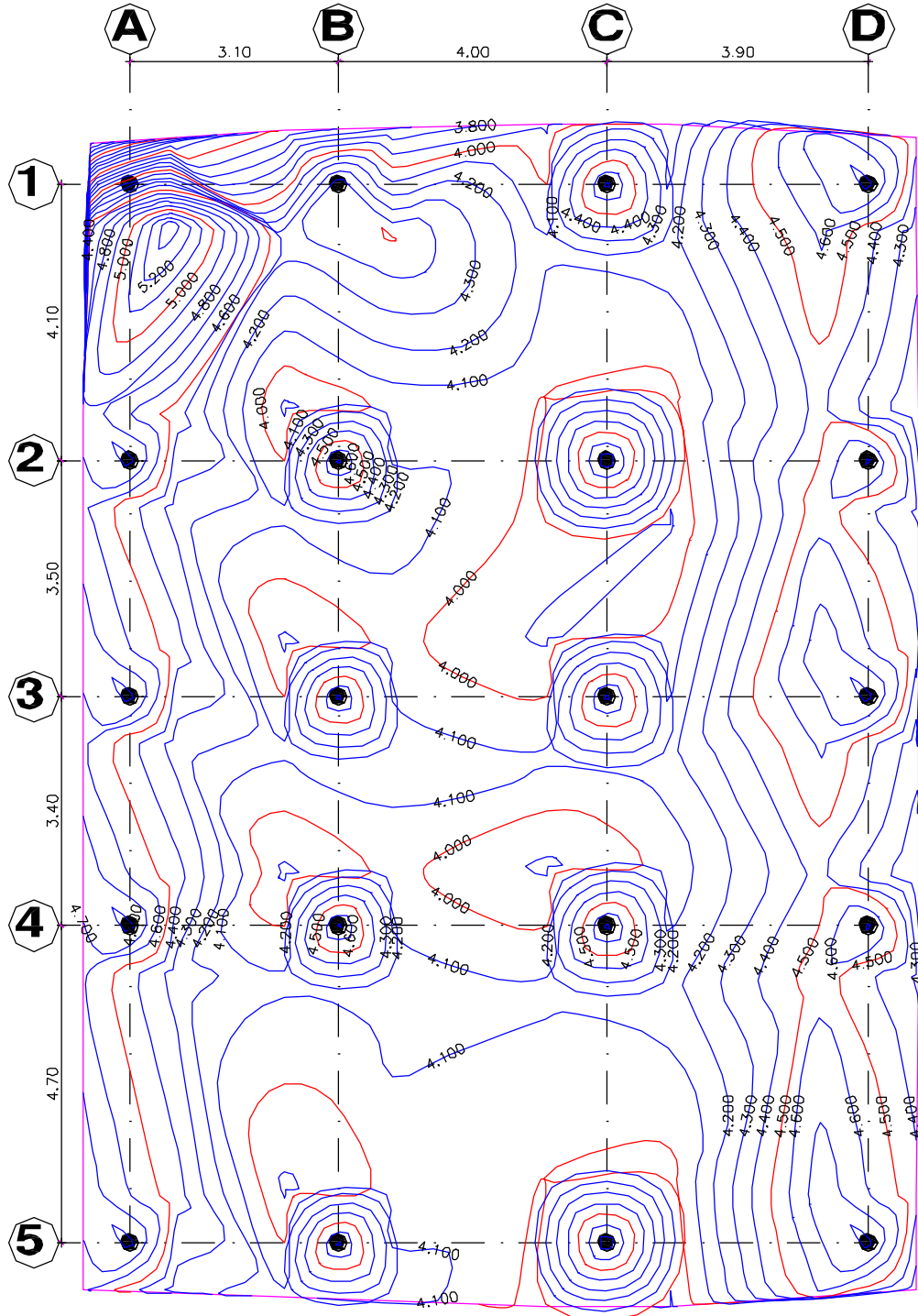
Una vez obtenidos los valores de las deformaciones (asentamientos) en los puntos de control para cada tipo de cimentación, procedemos a realizar las curvas de nivel cada milímetro en la planta de cimentación para todos los casos, para de esta forma visualizar mejor el comportamiento de cada una de ellas.

Para ello ingresaremos los datos de asentamientos en milímetros en Auto Cad Civil 3D, y automáticamente mediante las curvas de nivel que generamos se irán uniendo los puntos que tengan similar profundidad.

- Perfil B

Caso 1

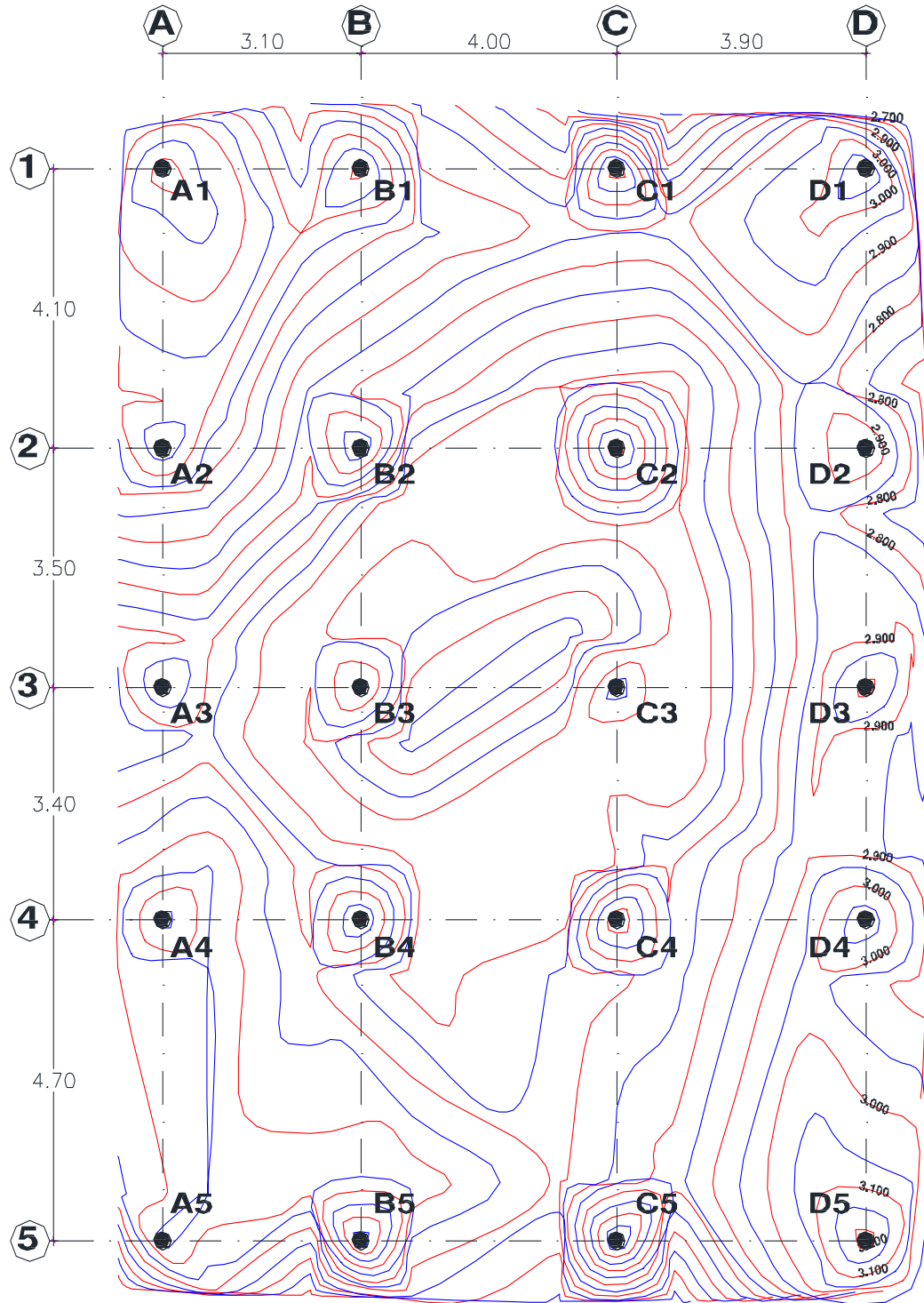
Figura 62. Curvas de nivel de deformaciones perfil B - Caso 1.



Fuente: Elaboración propia.

Caso 2

Figura 63. Curvas de nivel de deformaciones perfil B - Caso 2.

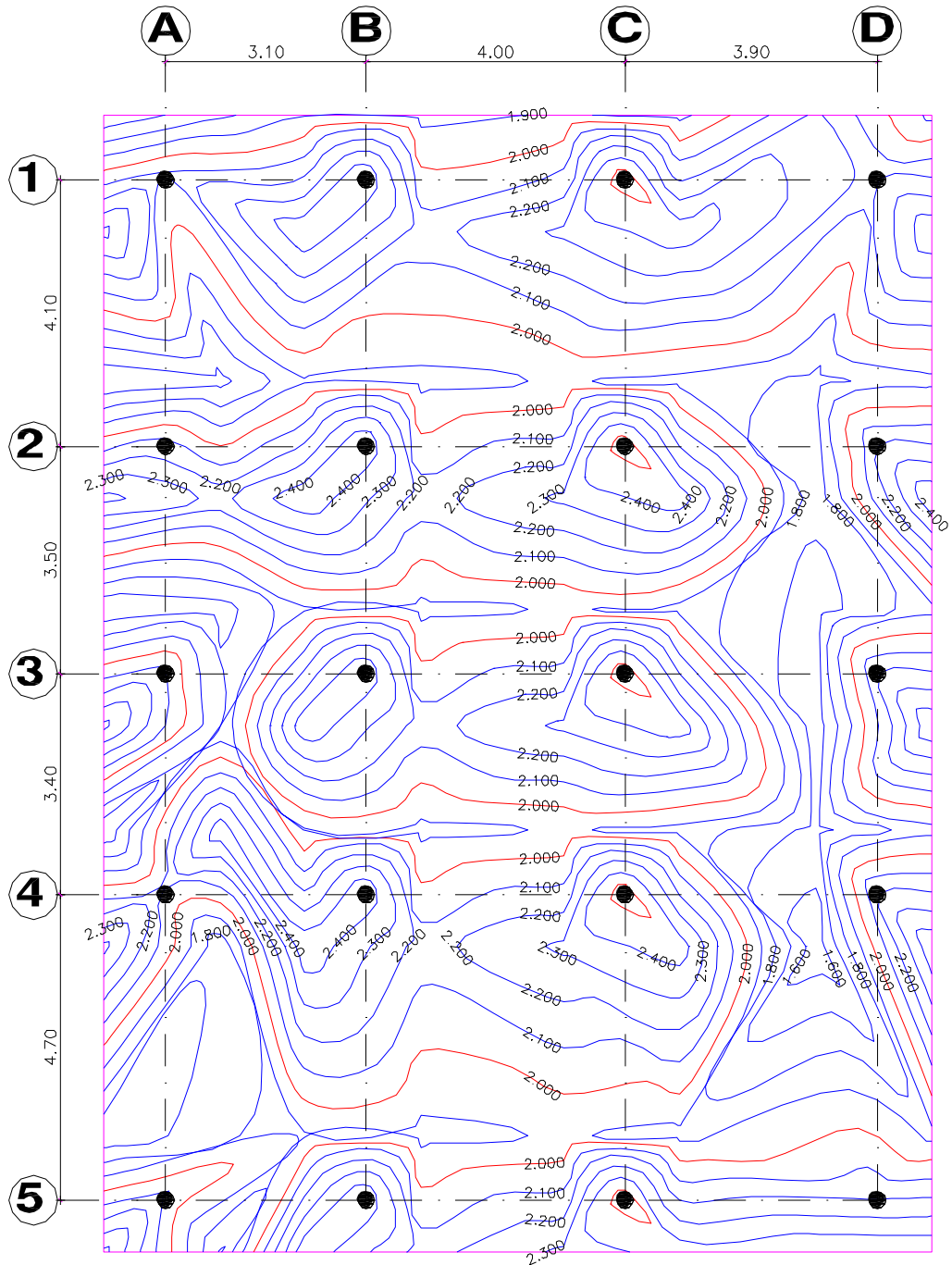


Fuente: Elaboración propia.

- Perfil C

Caso 1

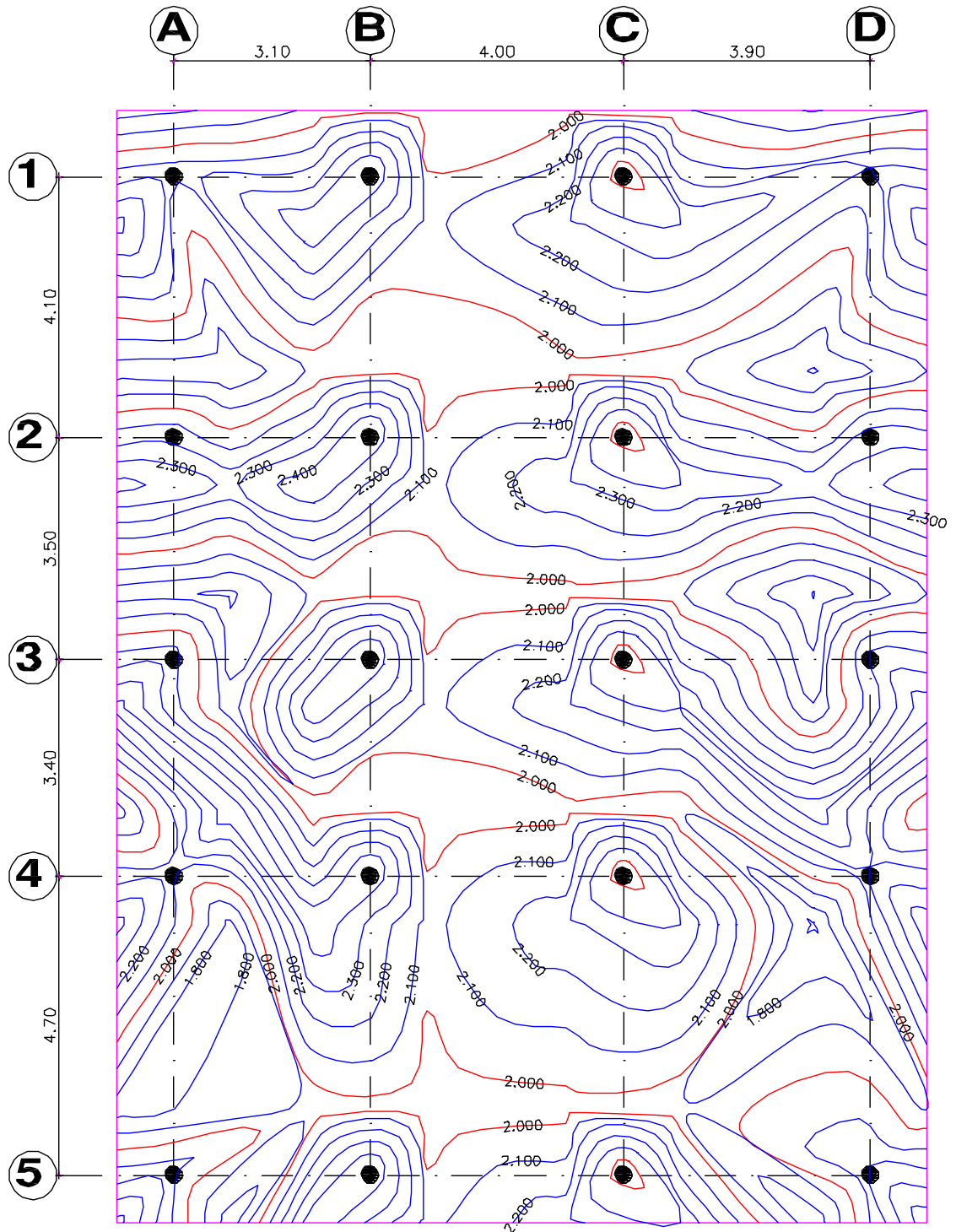
Figura 64. Curvas de nivel de deformaciones perfil C- Caso 1.



Fuente: Elaboración propia.

Caso 2

Figura 65. Curvas de nivel de deformaciones perfil C- Caso 2.

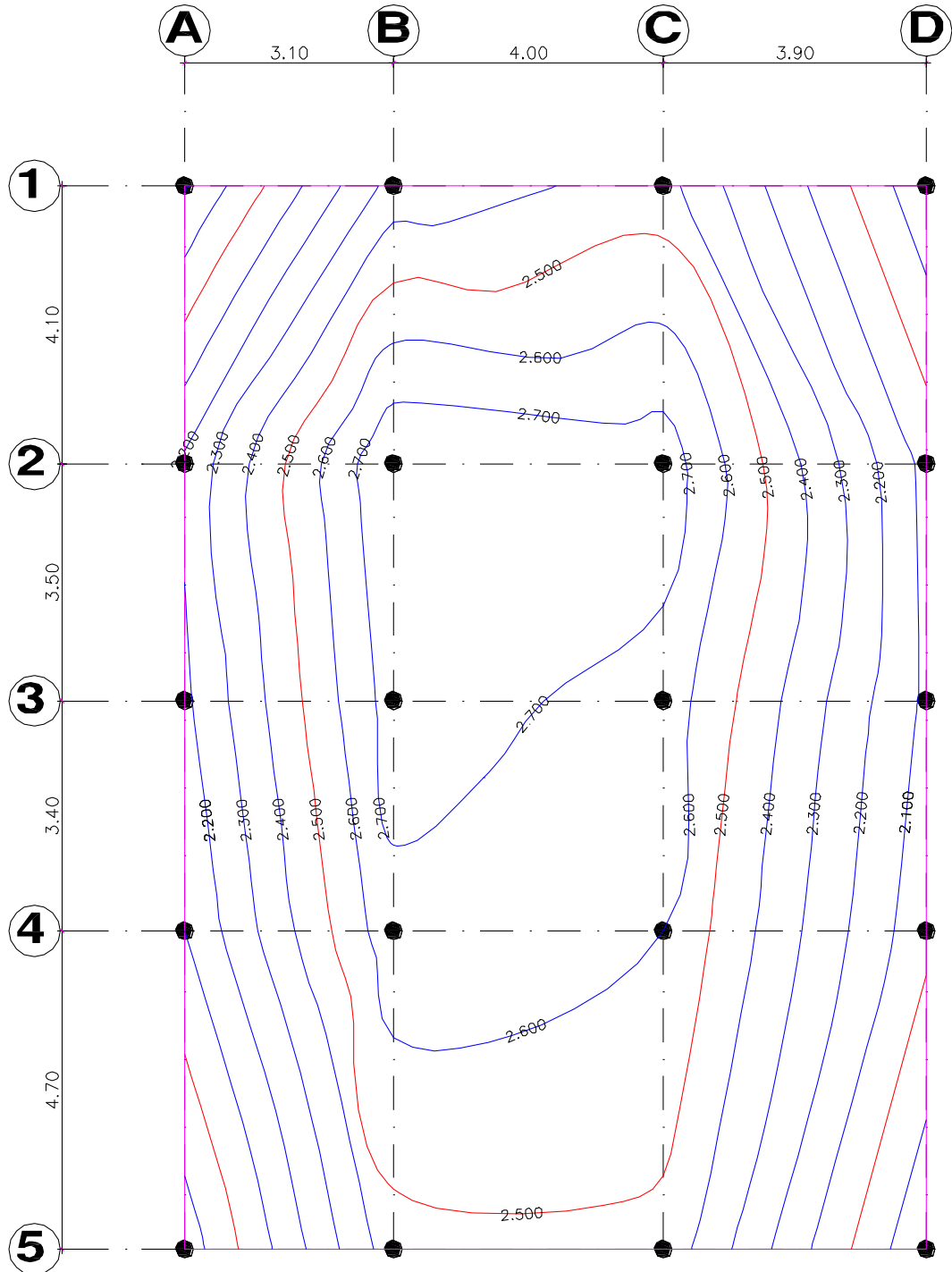


Fuente: Elaboración propia.

- Perfil D

Caso 1

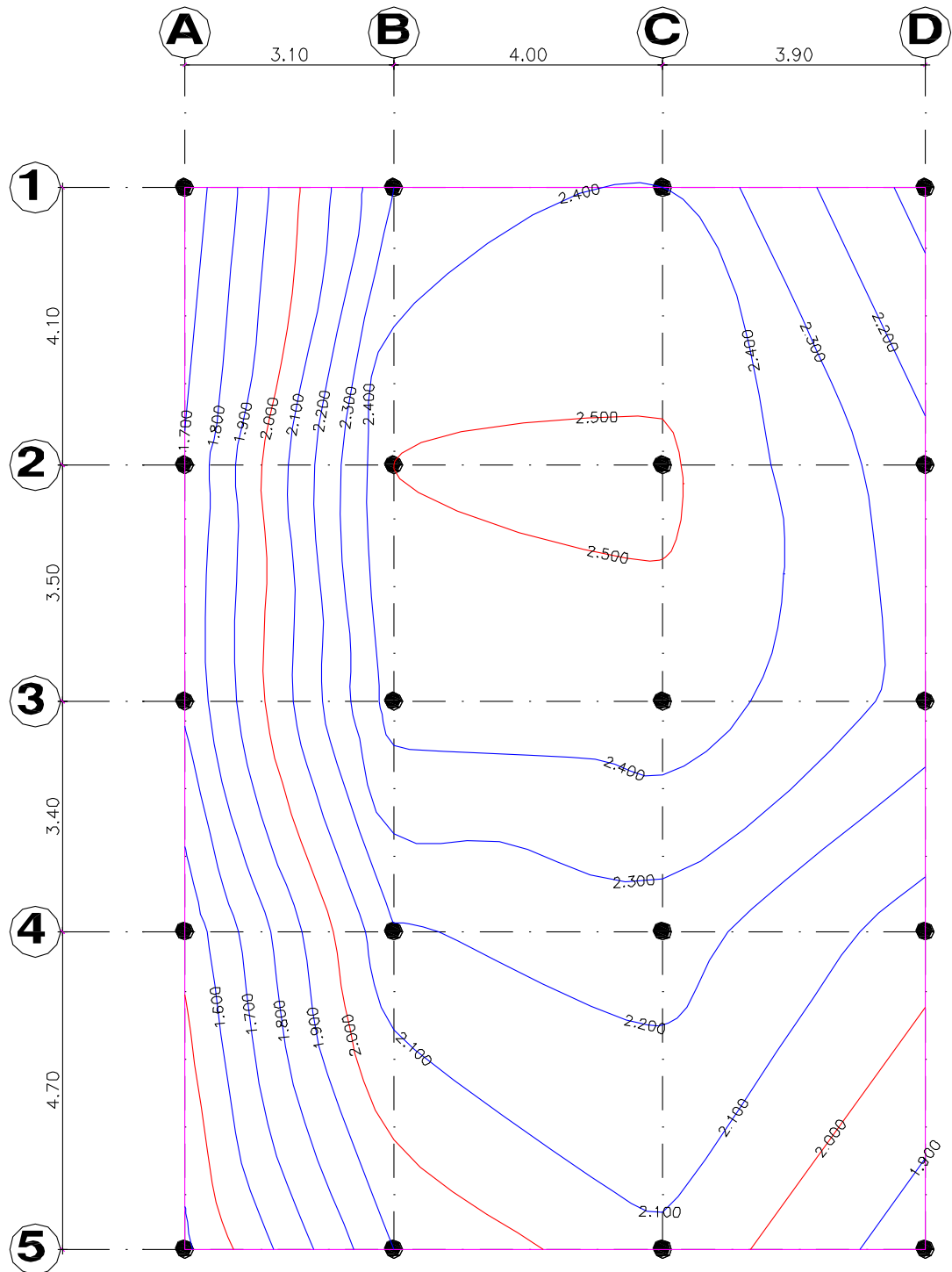
Figura 66. Curvas de nivel de deformaciones perfil D- Caso 1.



Fuente: Elaboración propia.

Caso 2

Figura 67. Curvas de nivel de deformaciones perfil D- Caso 2.



Fuente: Elaboración propia.

6.7.16.5 Resultados de asentamientos.

- Perfil B

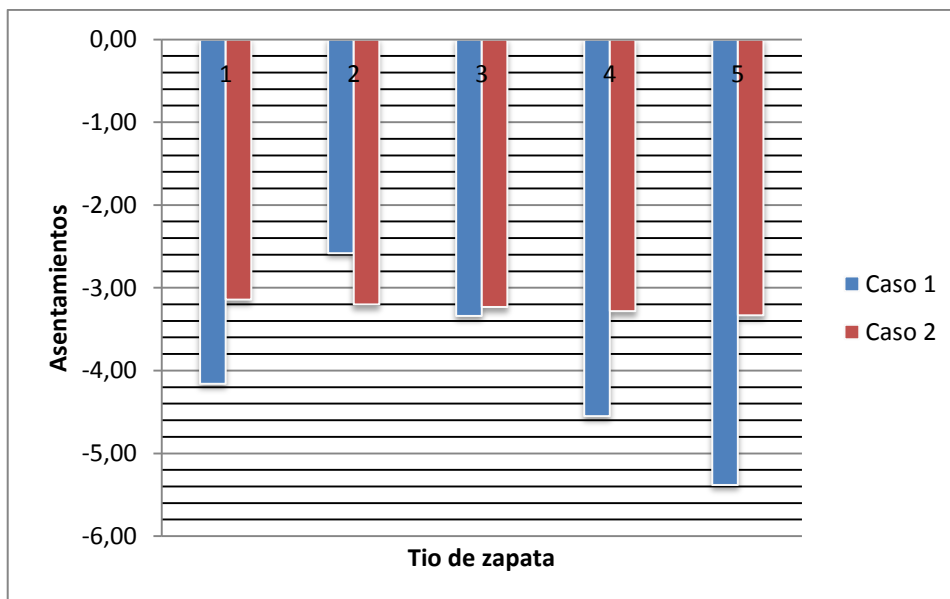
Zapata Tipo I

Tabla 58.Asentamientos zapata Tipo I – Perfil B.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
I	1	-4,16	-3,14
	2	-2,58	-3,20
	3	-3,34	-3,23
	4	-4,55	-3,28
	5	-5,38	-3,33

Fuente: Elaboración propia.

Figura 68.Asentamientos en zapata Tipo I.



Fuente: Elaboración propia.

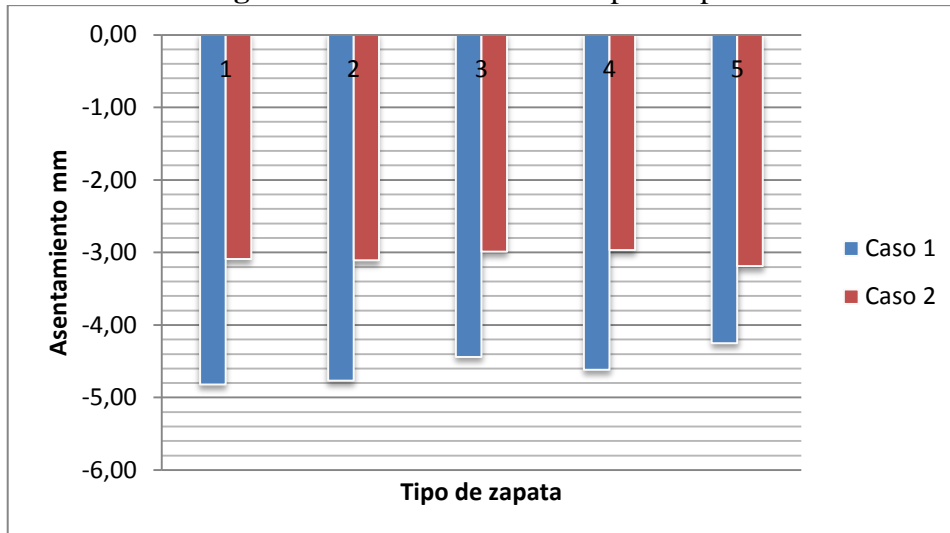
Zapata Tipo II

Tabla 59.Asentamientos zapata Tipo II – Perfil B.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
II	1	-4,82	-3,09
	2	-4,77	-3,11
	3	-4,44	-2,99
	4	-4,62	-2,97
	5	-4,25	-3,19

Fuente: Elaboración propia.

Figura 69.Asentamientos en zapata Tipo II.



Fuente: Elaboración propia.

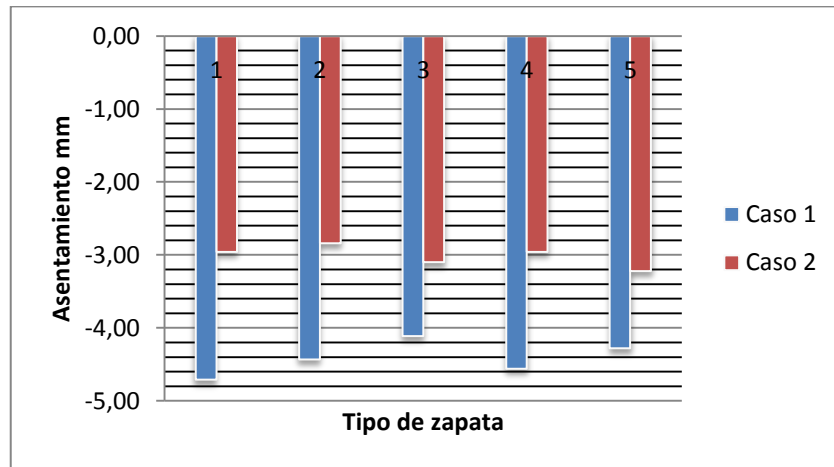
Zapata Tipo III

Tabla 60.Asentamientos zapata Tipo III – Perfil B.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
III	1	-4,71	-2,96
	2	-4,43	-2,84
	3	-4,11	-3,10
	4	-4,56	-2,96
	5	-4,28	-3,22

Fuente: Elaboración propia.

Figura 70.Asentamientos en zapata Tipo III.



Fuente: Elaboración propia.

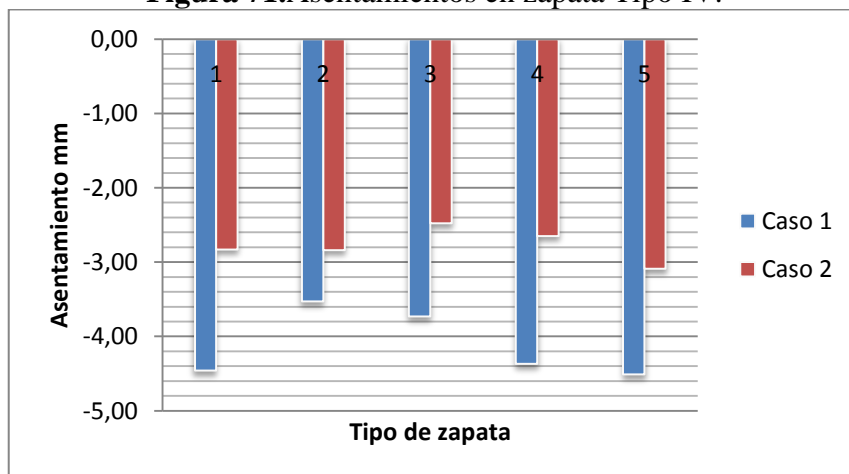
Zapata Tipo IV

Tabla 61.Asentamientos zapata Tipo IV – Perfil B.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
IV	1	-4,46	-2,83
	2	-3,53	-2,84
	3	-3,73	-2,48
	4	-4,37	-2,65
	5	-4,51	-3,09

Fuente: Elaboración propia.

Figura 71.Asentamientos en zapata Tipo IV.



Fuente: Elaboración propia.

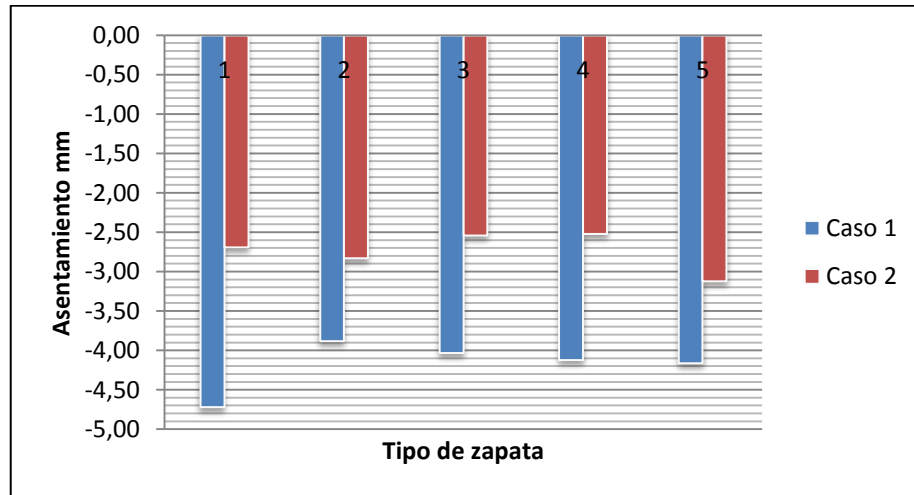
Zapata Tipo V

Tabla 62.Asentamientos zapata Tipo V – Perfil B.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
V	1	-4,72	-2,69
	2	-3,88	-2,83
	3	-4,03	-2,54
	4	-4,12	-2,52
	5	-4,16	-3,12

Fuente: Elaboración propia.

Figura 72.Asentamientos en zapata Tipo V.



Fuente: Elaboración propia.

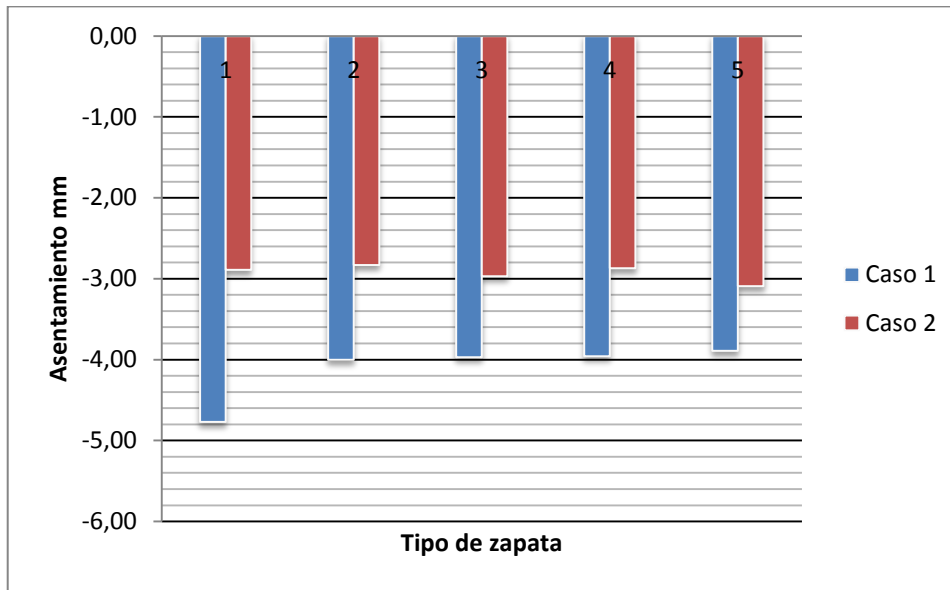
Zapata Tipo VI

Tabla 63.Asentamientos zapata Tipo VI – Perfil B.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
VI	1	-4,77	-2,89
	2	-4,00	-2,83
	3	-3,97	-2,97
	4	-3,96	-2,87
	5	-3,89	-3,09

Fuente: Elaboración propia.

Figura 73.Asentamientos en zapata Tipo VI.



Fuente: Elaboración propia.

- **Perfil C**

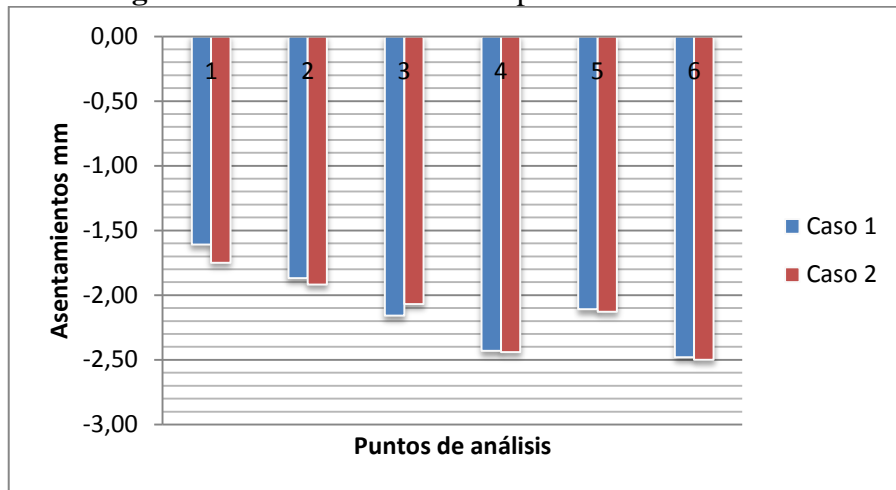
Zapata combinada 5 A-B.

Tabla 64. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
5 A-B	1	-1,61	-1,75
	2	-1,87	-1,92
	3	-2,16	-2,07
	4	-2,43	-2,44
	5	-2,11	-2,13
	6	-2,48	-2,50

Fuente: Elaboración propia.

Figura 74. Asentamientos en zapata combinada 5 A-B.



Fuente: Elaboración propia.

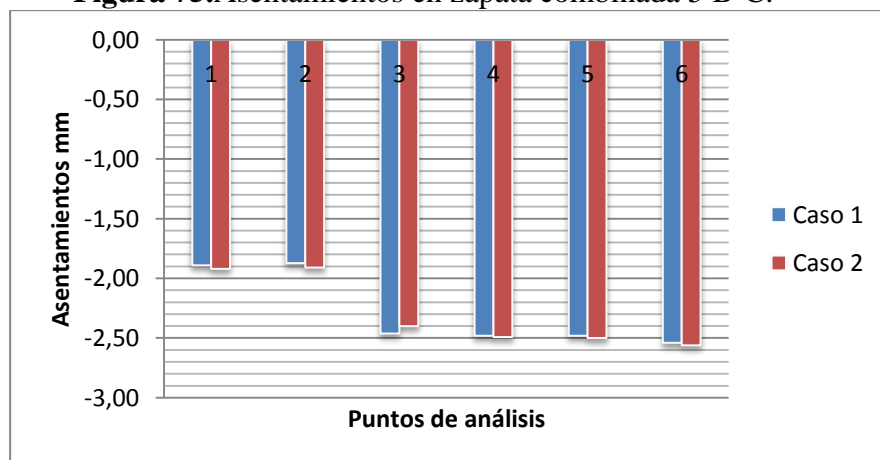
Zapata combinada 5 B-C.

Tabla 65. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
5 B-C	1	-1,89	-1,92
	2	-1,87	-1,91
	3	-2,46	-2,40
	4	-2,48	-2,49
	5	-2,48	-2,50
	6	-2,54	-2,56

Fuente: Elaboración propia.

Figura 75. Asentamientos en zapata combinada 5 B-C.



Fuente: Elaboración propia.

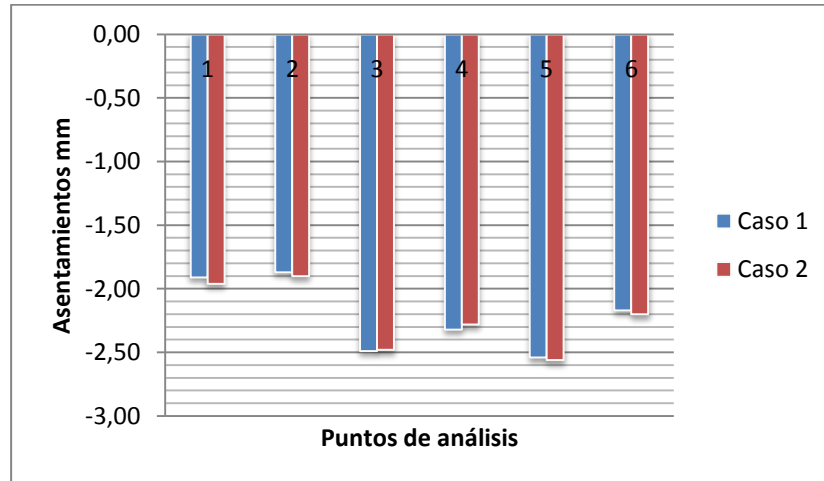
Zapata combinada 5 C-D.

Tabla 66.Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
5 C-D	1	-1,91	-1,96
	2	-1,87	-1,90
	3	-2,49	-2,48
	4	-2,32	-2,28
	5	-2,54	-2,56
	6	-2,17	-2,20

Fuente: Elaboración propia.

Figura 76.Asentamientos en zapata combinada 5 C-D.



Fuente: Elaboración propia.

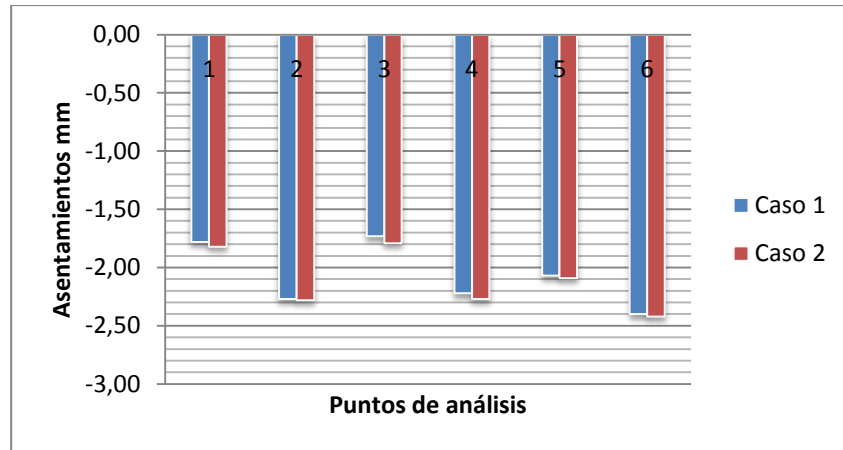
Zapata combinada C1-2.

Tabla 67.Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
C 1-2	1	-1,78	-1,82
	2	-2,27	-2,28
	3	-1,73	-1,79
	4	-2,22	-2,27
	5	-2,07	-2,09
	6	-2,40	-2,42

Fuente: Elaboración propia.

Figura 77.Asentamientos en zapata combinada C1-2.



Fuente: Elaboración propia.

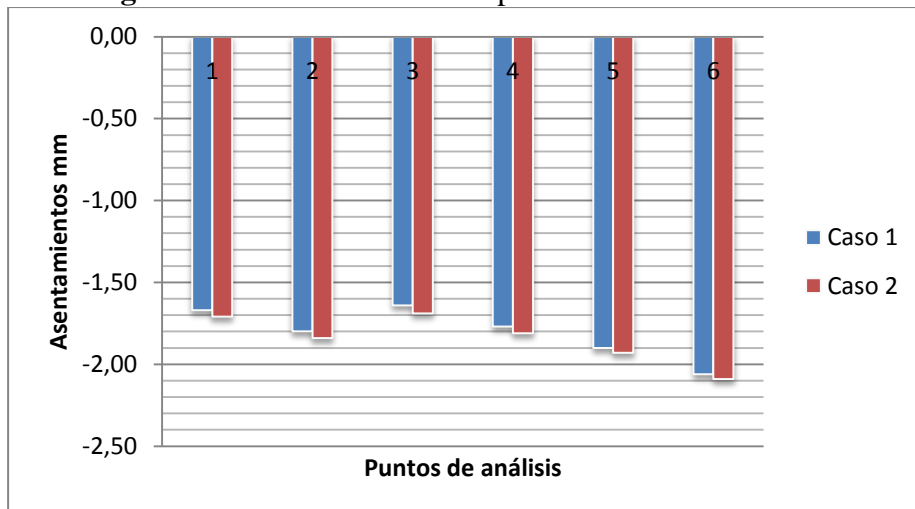
Zapata combinada C 2-3.

Tabla 68.Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
C 2-3	1	-1,67	-1,71
	2	-1,80	-1,84
	3	-1,64	-1,69
	4	-1,77	-1,81
	5	-1,90	-1,93
	6	-2,06	-2,09

Fuente: Elaboración propia.

Figura 78.Asentamientos en zapata combinada C 2-3.



Fuente: Elaboración propia.

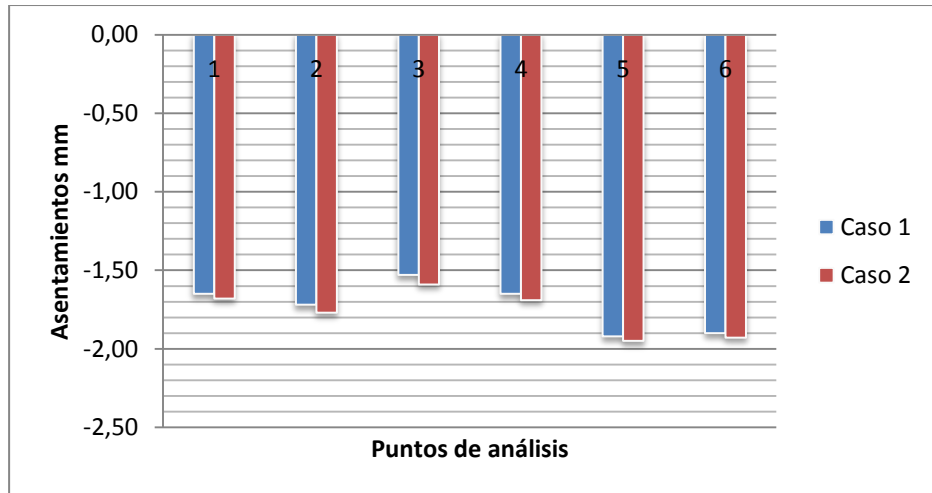
Zapata combinada C 3-4.

Tabla 69. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
C 3-4	1	-1,65	-1,68
	2	-1,72	-1,77
	3	-1,53	-1,59
	4	-1,65	-1,69
	5	-1,92	-1,95
	6	-1,90	-1,93

Fuente: Elaboración propia.

Figura 79. Asentamientos en zapata combinada C 3-4.



Fuente: Elaboración propia.

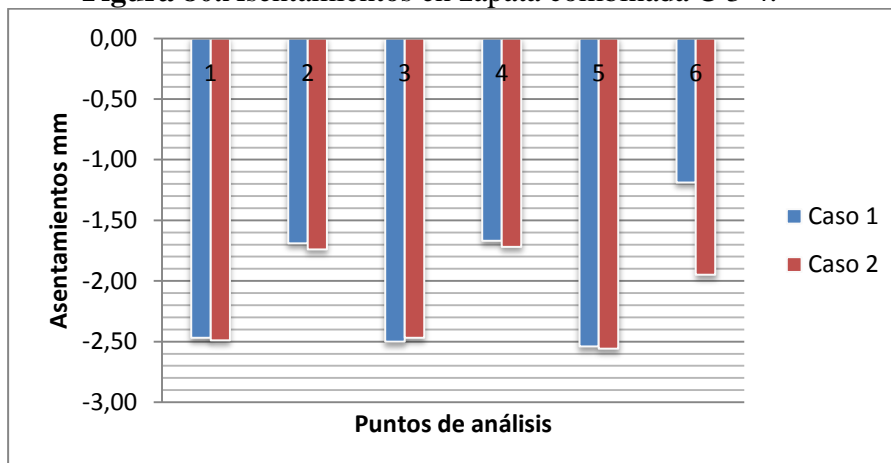
Zapata combinada C 4-5.

Tabla 70. Comparación de asentamientos zapatas combinadas – Perfil C.

ASENTAMIENTOS			
ZAPATA	PUNTOS	Caso 1	Caso 2
C 4-5	1	-2,47	-2,49
	2	-1,69	-1,74
	3	-2,50	-2,47
	4	-1,67	-1,72
	5	-2,54	-2,56
	6	-1,19	-1,95

Fuente: Elaboración propia.

Figura 80.Asentamientos en zapata combinada C 3-4.



Fuente: Elaboración propia.

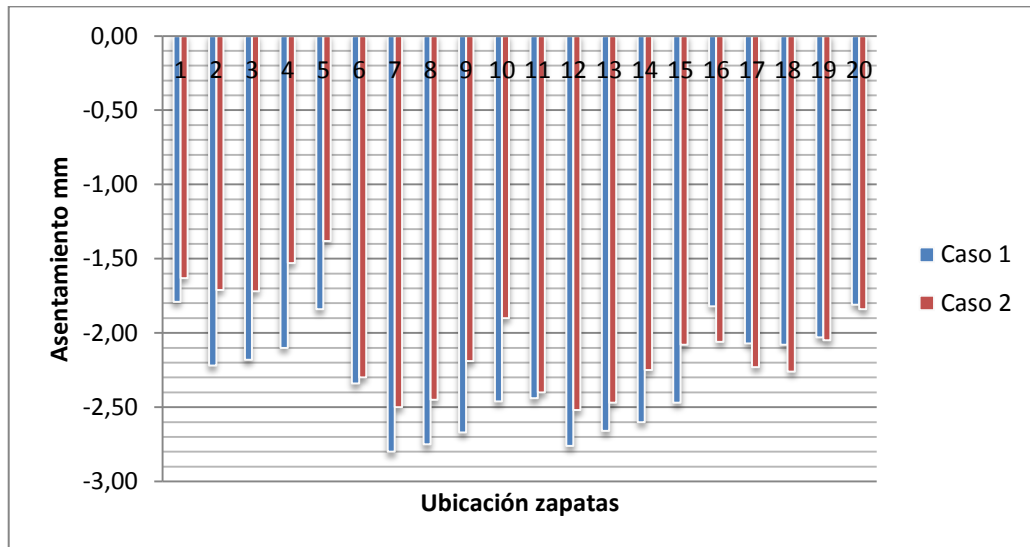
- **Perfil D**

Tabla 71.Comparación de asentamientos losa de cimentación – Perfil D.

RESULTADOS ASENTAMIENTOS LOSA DE CIMENTACIÓN			
LOSA DE CIMENTACIÓN		PUNZONAMIENTO	
Nº	UBICACIÓN	Caso 1	Caso 2
1	A1	0,33	0,41
2	A2	0,51	0,53
3	A3	0,42	0,45
4	A4	0,50	0,52
5	A5	0,45	0,57
6	B1	0,53	0,54
7	B2	0,64	0,50
8	B3	0,53	0,42
9	B4	0,66	0,53
10	B5	0,68	0,7
11	C1	0,71	0,73
12	C2	0,74	0,59
13	C3	0,56	0,44
14	C4	0,70	0,56
15	C5	0,77	0,79
16	D1	0,50	0,62
17	D2	0,52	0,53
18	D3	0,47	0,49
19	D4	0,56	0,58
20	D5	0,51	0,63

Fuente: Elaboración propia.

Figura 81.Asentamientos en zapata combinada C 3-4.



Fuente: Elaboración propia.

6.7.17 Chequeos de estabilidad estructural

6.7.17.1 Asentamiento tolerable

Determinaremos los asentamientos tolerables de la estructura, para los diferentes tipos de suelo considerando los coeficientes de balasto para cada uno.

- Perfil B

$$k_B = 6 \text{ kg/cm}^3 = 6000 \text{ Tn/m}^3$$

$$S_B = \frac{\text{Peso edificio} + \text{Peso cimiento}}{k * \text{Área de cimentación}}$$

$$S_B = \frac{1601.20 \text{ Tn} + 38,10 \text{ Tn}}{6000 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * 198.25 \text{m}^2}$$

$$S_B = 0.001378 \text{ m}$$

$$S_B = 1.38 \text{ mm}$$

- **Perfil C**

$$k_C = 3.10 \text{ kg/cm}^3 = 3100 \text{ Tn/m}^3$$

$$S_C = \frac{\text{Peso edificio} + \text{Peso cemento}}{k * \text{Área de cimentación}}$$

$$S_C = \frac{1601.20 \text{ Tn} + 191,72 \text{ Tn}}{3100 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * 224.0\text{m}^2}$$

$$S_C = 0.002581 \text{ m}$$

$$S_C = 2.58 \text{ mm}$$

- **Perfil D**

$$k_D = 1.75 \text{ kg/cm}^3 = 1750 \text{ Tn/m}^3$$

$$S_D = \frac{\text{Peso edificio} + \text{Peso cemento}}{k * \text{Área de cimentación}}$$

$$S_D = \frac{1601.20 + 354.14}{1750 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * 368.90\text{m}^2}$$

$$S_C = 0.003028 \text{ m}$$

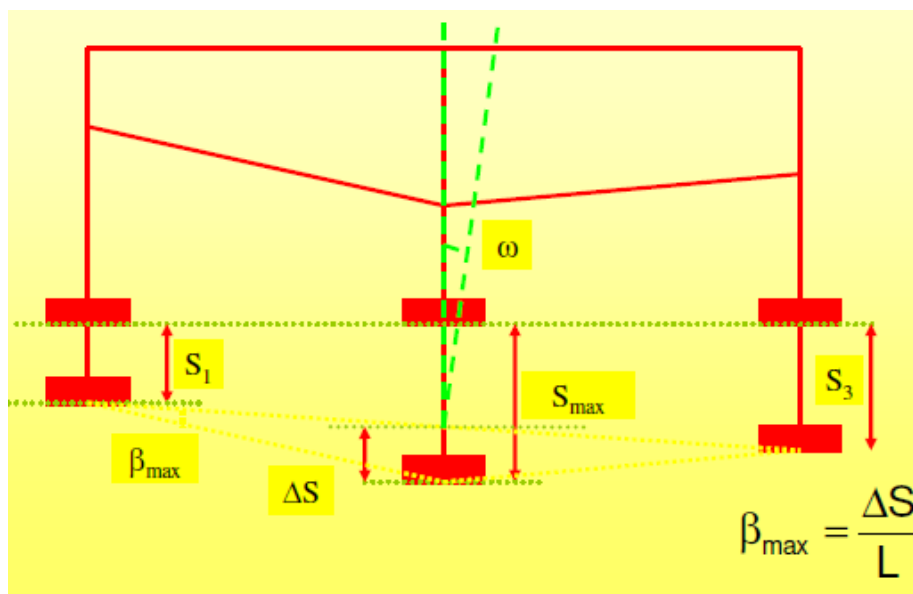
$$S_C = 3.09 \text{ mm}$$

6.7.17.2 Asentamiento diferencial

Un asentamiento se define como el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio.

El asentamiento diferencial es entre soportes (δs) es la diferencia de asentamientos entre soportes contiguos. La figura siguiente esquematiza los asentamientos:

Figura 82. Esquema asentamientos diferenciales y distorsión angular.



Fuente: RODRIGUEZ, Pilar. “La selección de cimentaciones de los edificios.”

Con la fórmula mostrada procederemos a calcular los asentamientos diferenciales, una vez que definimos los asentamientos en los puntos de transmisión de cargas (figura 52) según el programa especializado:

$$\delta S_{1-2} = S_2 - S_1 \quad \text{Ec. 39}$$

Dónde:

δS = Asentamiento diferencial (mm).

S_1 = Asentamiento punto inicial (mm).

S_2 = Asentamiento punto final (mm).

- Perfil B

Tabla 72. Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación – Perfil B.

UBICACIÓN	ASENTAMIENTO mm
A1	3,54
B1	3,13
C1	3,03
D1	3,07
A2	3,18
B2	2,89
C2	2,85
D2	2,84
A3	2,68
B3	2,52
C3	2,54
D3	3,01
A4	2,96
B4	2,83
C4	2,89
D4	2,97
A5	2,80
B5	2,99
C5	2,98
D5	3,20

Fuente: Reporte software especializado.

- Perfil C

Tabla 73.Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación – Perfil C.

UBICACIÓN	ASENTAMIENTO mm
A1	1,19
B1	2,19
C1	2,40
D1	2,14
A2	1,87
B2	2,05
C2	2,07
D2	1,81
A3	1,79
B3	1,93
C3	1,90
D3	1,84
A4	1,72
B4	1,95
C4	1,92
D4	1,82
A5	2,10
B5	2,48
C5	2,54
D5	2,19

Fuente: Reporte software especializado.

- Perfil D

Tabla 74.Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación – Perfil D.

UBICACIÓN	ASENTAMIENTO mm
A1	1,79
B1	2,34
C1	2,44
D1	1,82
A2	2,22
B2	2,80
C2	2,76
D2	2,07
A3	2,18
B3	2,75
C3	2,66
D3	2,08
A4	2,09
B4	2,67
C4	2,60
D4	2,03
A5	1,84
B5	2,46
C5	2,47
D5	1,81

Fuente: Reporte software especializado.

Asentamientos diferenciales sentido X-X

- Perfil B

EJE 1

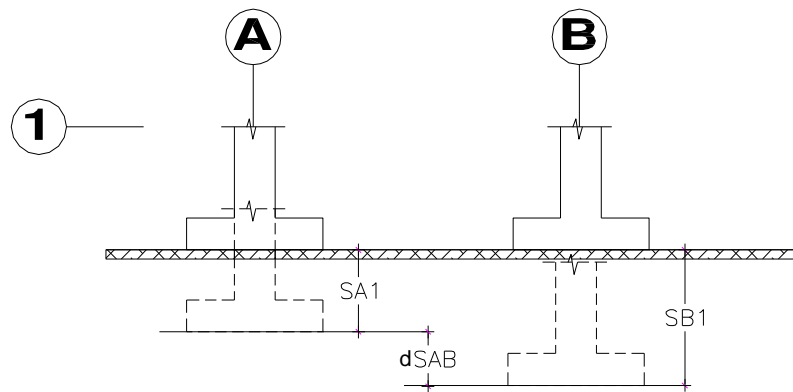
$$\delta S_{AB} = S_{B1} - S_{A1} = 3.54 - 3.13 = 0.41$$

$$\delta S_{BC} = S_{C1} - S_{B1} = 3.03 - 3.13 = 0.10$$

$$\delta S_{CD} = S_{D1} - S_{C1} = 3.07 - 3.03 = 0.04$$

Con el propósito de visualizar de mejor manera se detalla el esquema de los asentamientos que están siendo calculados para este caso:

Ilustración 108. Esquema de asentamientos diferenciales calculados.



EJE 2

$$\delta S_{AB} = S_{B2} - S_{A2} = 3.18 - 2.89 = 0.29$$

$$\delta S_{BC} = S_{C2} - S_{B2} = 2.89 - 2.85 = 0.04$$

$$\delta S_{CD} = S_{D2} - S_{C2} = 2.85 - 2.84 = 0.01$$

EJE 3

$$\delta S_{AB} = S_{B3} - S_{A3} = 2.68 - 2.52 = 0.16$$

$$\delta S_{BC} = S_{C3} - S_{B3} = 2.54 - 2.52 = 0.02$$

$$\delta S_{CD} = S_{D3} - S_{C3} = 3.01 - 2.54 = 0.47$$

EJE 4

$$\delta S_{AB} = S_{B4} - S_{A4} = 2.96 - 2.83 = 0.13$$

$$\delta S_{BC} = S_{C4} - S_{B4} = 2.89 - 2.83 = 0.06$$

$$\delta S_{CD} = S_{D4} - S_{C4} = 2.97 - 2.89 = 0.08$$

EJE 5

$$\delta S_{AB} = S_{B5} - S_{A5} = 2.99 - 2.80 = 0.19$$

$$\delta S_{BC} = S_{C5} - S_{B5} = 2.99 - 2.98 = 0.01$$

$$\delta S_{CD} = S_{D5} - S_{C5} = 3.20 - 2.98 = 0.22$$

Asentamientos diferenciales sentido Y-Y

EJE A

$$\delta S_{1-2} = S_{A2} - S_{A1} = 3.54 - 3.18 = 0.36$$

$$\delta S_{2-3} = S_{A3} - S_{A2} = 3.18 - 2.68 = 0.50$$

$$\delta S_{3-4} = S_{A4} - S_{A3} = 2.96 - 2.68 = 0.28$$

$$\delta S_{4-5} = S_{A5} - S_{A4} = 2.96 - 2.80 = 0.16$$

EJE B

$$\delta S_{1-2} = S_{B2} - S_{B1} = 3.13 - 2.89 = 0.24$$

$$\delta S_{2-3} = S_{B3} - S_{B2} = 2.89 - 2.52 = 0.37$$

$$\delta S_{3-4} = S_{B4} - S_{B3} = 2.83 - 2.52 = 0.31$$

$$\delta S_{4-5} = S_{B5} - S_{B4} = 2.99 - 2.83 = 0.16$$

EJE C

$$\delta S_{1-2} = S_{C2} - S_{C1} = 3.03 - 2.85 = 0.18$$

$$\delta S_{2-3} = S_{C3} - S_{C2} = 2.85 - 2.54 = 0.31$$

$$\delta S_{3-4} = S_{C4} - S_{C3} = 2.89 - 2.54 = 0.35$$

$$\delta S_{4-5} = S_{C5} - S_{C4} = 2.98 - 2.89 = 0.09$$

EJE D

$$\delta S_{1-2} = S_{D2} - S_{D1} = 3.07 - 2.84 = 0.23$$

$$\delta S_{2-3} = S_{D3} - S_{D2} = 3.01 - 2.84 = 0.17$$

$$\delta S_{3-4} = S_{D4} - S_{D3} = 3.01 - 2.97 = 0.04$$

$$\delta S_{4-5} = S_{D5} - S_{D4} = 3.20 - 2.97 = 0.23$$

- **Perfil C**

Asentamientos diferenciales sentido X-X

EJE 1

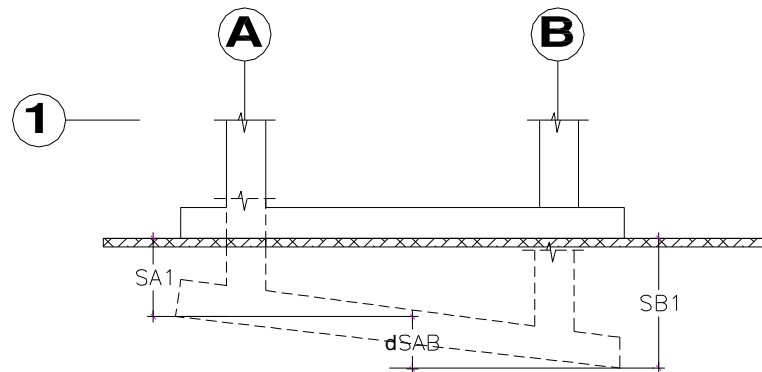
$$\delta S_{AB} = S_{B1} - S_{A1} = 2.19 - 2.19 = 1.00$$

$$\delta S_{BC} = S_{C1} - S_{B1} = 2.40 - 2.19 = 0.21$$

$$\delta S_{CD} = S_{D1} - S_{C1} = 2.40 - 2.14 = 0.26$$

Con el propósito de visualizar de mejor manera se detalla el esquema de los asentamientos que están siendo calculados para este caso:

Ilustración 109. Esquema de asentamientos diferenciales calculados.



EJE 2

$$\delta S_{AB} = S_{B2} - S_{A2} = 2.05 - 1.87 = 0.18$$

$$\delta S_{BC} = S_{C2} - S_{B2} = 2.07 - 2.05 = 0.02$$

$$\delta S_{CD} = S_{D2} - S_{C2} = 2.07 - 1.81 = 0.26$$

EJE 3

$$\delta S_{AB} = S_{B3} - S_{A3} = 1.93 - 1.79 = 0.23$$

$$\delta S_{BC} = S_{C3} - S_{B3} = 1.93 - 1.90 = 0.03$$

$$\delta S_{CD} = S_{D3} - S_{C3} = 1.90 - 1.84 = 0.06$$

EJE 4

$$\delta S_{AB} = S_{B4} - S_{A4} = 1.95 - 1.72 = 0.23$$

$$\delta S_{BC} = S_{C4} - S_{B4} = 1.95 - 1.92 = 0.03$$

$$\delta S_{CD} = S_{D4} - S_{C4} = 1.92 - 1.82 = 0.10$$

EJE 5

$$\delta S_{AB} = S_{B5} - S_{A5} = 2.48 - 2.10 = 0.38$$

$$\delta S_{BC} = S_{C5} - S_{B5} = 2.54 - 2.48 = 0.06$$

$$\delta S_{CD} = S_{D5} - S_{C5} = 2.54 - 2.19 = 0.35$$

Asentamientos diferenciales sentido Y-Y

EJE A

$$\delta S_{1-2} = S_{A2} - S_{A1} = 1.87 - 1.19 = 0.68$$

$$\delta S_{2-3} = S_{A3} - S_{A2} = 1.87 - 1.79 = 0.08$$

$$\delta S_{3-4} = S_{A4} - S_{A3} = 1.79 - 1.72 = 0.07$$

$$\delta S_{4-5} = S_{A5} - S_{A4} = 2.10 - 1.72 = 0.38$$

EJE B

$$\delta S_{1-2} = S_{B2} - S_{B1} = 2.19 - 2.05 = 0.14$$

$$\delta S_{2-3} = S_{B3} - S_{B2} = 2.05 - 1.93 = 0.12$$

$$\delta S_{3-4} = S_{B4} - S_{B3} = 1.95 - 1.93 = 0.02$$

$$\delta S_{4-5} = S_{B5} - S_{B4} = 2.48 - 1.95 = 0.53$$

EJE C

$$\delta S_{1-2} = S_{C2} - S_{C1} = 2.40 - 2.07 = 0.33$$

$$\delta S_{2-3} = S_{C3} - S_{C2} = 2.07 - 1.90 = 0.17$$

$$\delta S_{3-4} = S_{C4} - S_{C3} = 1.92 - 1.90 = 0.02$$

$$\delta S_{4-5} = S_{C5} - S_{C4} = 2.54 - 1.92 = 0.62$$

EJE D

$$\delta S_{1-2} = S_{D2} - S_{D1} = 2.14 - 1.81 = 0.33$$

$$\delta S_{2-3} = S_{D3} - S_{D2} = 1.84 - 1.81 = 0.03$$

$$\delta S_{3-4} = S_{D4} - S_{D3} = 1.84 - 1.82 = 0.02$$

$$\delta S_{4-5} = S_{D5} - S_{D4} = 2.19 - 1.82 = 0.37$$

- **Perfil D**

Asentamientos diferenciales sentido X-X

EJE 1

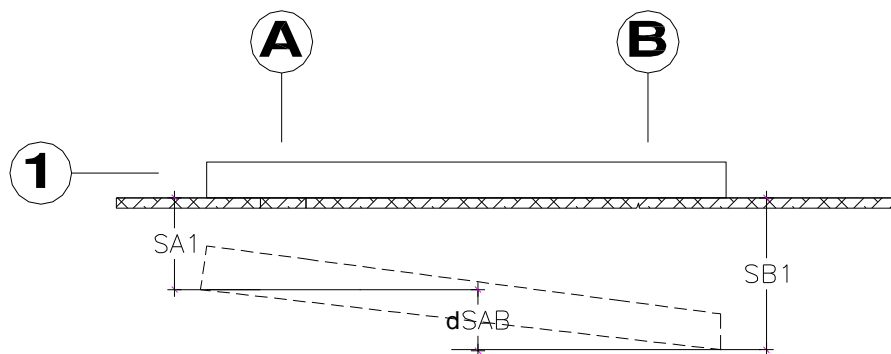
$$\delta S_{AB} = S_{B1} - S_{A1} = 2.34 - 1.79 = 0.55$$

$$\delta S_{BC} = S_{C1} - S_{B1} = 2.44 - 2.34 = 0.10$$

$$\delta S_{CD} = S_{D1} - S_{C1} = 2.44 - 1.82 = 0.62$$

Con el propósito de visualizar de mejor manera se detalla el esquema de los asentamientos que están siendo calculados para este caso:

Ilustración 110. Esquema de asentamientos diferenciales calculados.



EJE 2

$$\delta S_{AB} = S_{B2} - S_{A2} = 2.80 - 2.22 = 0.58$$

$$\delta S_{BC} = S_{C2} - S_{B2} = 2.80 - 2.76 = 0.04$$

$$\delta S_{CD} = S_{D2} - S_{C2} = 2.76 - 2.07 = 0.69$$

EJE 3

$$\delta S_{AB} = S_{B3} - S_{A3} = 2.75 - 2.22 = 0.57$$

$$\delta S_{BC} = S_{C3} - S_{B3} = 2.80 - 2.76 = 0.04$$

$$\delta S_{CD} = S_{D3} - S_{C3} = 2.76 - 2.07 = 0.69$$

EJE 4

$$\delta S_{AB} = S_{B4} - S_{A4} = 2.67 - 2.09 = 0.58$$

$$\delta S_{BC} = S_{C4} - S_{B4} = 2.67 - 2.60 = 0.07$$

$$\delta S_{CD} = S_{D4} - S_{C4} = 2.60 - 2.03 = 0.57$$

EJE 5

$$\delta S_{AB} = S_{B5} - S_{A5} = 2.46 - 1.84 = 0.62$$

$$\delta S_{BC} = S_{C5} - S_{B5} = 2.47 - 2.46 = 0.01$$

$$\delta S_{CD} = S_{D5} - S_{C5} = 2.47 - 1.81 = 0.66$$

Asentamientos diferenciales sentido Y-Y

EJE A

$$\delta S_{1-2} = S_{A2} - S_{A1} = 2.22 - 1.79 = 0.43$$

$$\delta S_{2-3} = S_{A3} - S_{A2} = 2.22 - 2.18 = 0.04$$

$$\delta S_{3-4} = S_{A4} - S_{A3} = 2.18 - 2.09 = 0.09$$

$$\delta S_{4-5} = S_{A5} - S_{A4} = 2.09 - 1.84 = 0.25$$

EJE B

$$\delta S_{1-2} = S_{B2} - S_{B1} = 2.80 - 2.34 = 0.46$$

$$\delta S_{2-3} = S_{B3} - S_{B2} = 2.80 - 2.75 = 0.05$$

$$\delta S_{3-4} = S_{B4} - S_{B3} = 2.75 - 2.67 = 0.08$$

$$\delta S_{4-5} = S_{B5} - S_{B4} = 2.67 - 2.46 = 0.21$$

EJE C

$$\delta S_{1-2} = S_{C2} - S_{C1} = 2.76 - 2.44 = 0.32$$

$$\delta S_{2-3} = S_{C3} - S_{C2} = 2.76 - 2.66 = 0.10$$

$$\delta S_{3-4} = S_{C4} - S_{C3} = 2.66 - 2.60 = 0.06$$

$$\delta S_{4-5} = S_{C5} - S_{C4} = 2.60 - 2.47 = 0.13$$

EJE D

$$\delta S_{1-2} = S_{D2} - S_{D1} = 2.07 - 1.82 = 0.25$$

$$\delta S_{2-3} = S_{D3} - S_{D2} = 2.08 - 2.07 = 0.01$$

$$\delta S_{3-4} = S_{D4} - S_{D3} = 2.08 - 2.03 = 0.05$$

$$\delta S_{4-5} = S_{D5} - S_{D4} = 2.03 - 1.81 = 0.22$$

Según lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo 9, apartado 9.4.2.2, los asentamientos diferenciales no puede superar los valores establecidos en la tabla siguiente:

Tabla 75. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ máx.
a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/1000
b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.	L/500
c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/300
d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/360

Fuente: NEC. Cap. 9.

Procedemos a verificar los asentamientos diferenciales tanto del sentido X-X como del Y-Y, de las cimentaciones diseñadas considerando como parámetro máximo la relación Δ máx =L/1000.

- Perfil B

Tabla 76. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 1 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 1				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,41	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,10	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,04	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 77. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 2 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 2				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,29	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,04	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,01	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 78. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 3 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 3				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,16	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,02	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,47	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 79. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 4 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 4				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,13	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,06	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,08	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 80. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 5 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 5				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,19	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,01	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,22	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 81. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje A – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE A				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,36	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,50	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,80	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,16	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 82. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje B – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE B				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,24	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,37	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,31	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,16	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 83. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje C – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE C				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,18	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,31	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,35	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,09	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 84. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje D – Perfil B.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE D				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,23	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,17	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,04	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,23	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

- Perfil C

Tabla 85. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 1 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 1				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	1,00	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,21	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,26	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 86. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 2 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 2				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,18	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,02	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,26	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 87. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 3 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 3				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,23	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,03	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,06	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 88. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 4 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 4				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,23	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,03	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,10	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 89. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 5 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 5				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,38	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,06	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,35	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 90. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje A – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE A				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,68	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,08	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,07	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,38	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 91. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje B – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE B				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,14	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,12	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,02	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,53	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 92. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje C – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE C				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,33	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,17	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,02	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,62	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 93. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje D – Perfil C.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE D				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,33	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,03	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,02	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,37	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

- Perfil D

Tabla 94. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 1 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 1				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,55	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,10	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,62	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 95. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 2 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 2				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,58	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,04	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,69	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 96. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 3 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 3				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,57	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,04	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,69	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 97. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 4 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 4				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,58	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,07	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,57	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 98. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje 5 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 5				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{AB}	0,62	4000	4,00	OK
δS_{BC}	0,01	4000	4,00	OK
δS_{CD}	0,66	4000	4,00	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 99. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje A – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE A				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,43	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,04	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,09	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,25	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 100. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje B – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE B				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,46	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,05	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,08	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,21	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 101. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje C – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE C				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,32	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,10	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,06	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,13	4700	4,70	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 102. Chequeo de asentamientos diferenciales en función de la distancia entre apoyos Eje D – Perfil D.

VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE D				
Ubicación	Asentamiento diferencial δs (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta s < L/1000$
δS_{1-2}	0,25	4700	4,70	OK
δS_{2-3}	0,01	4700	4,70	OK
δS_{3-4}	0,05	4700	4,70	OK
δS_{4-5}	0,22	4700	4,70	OK

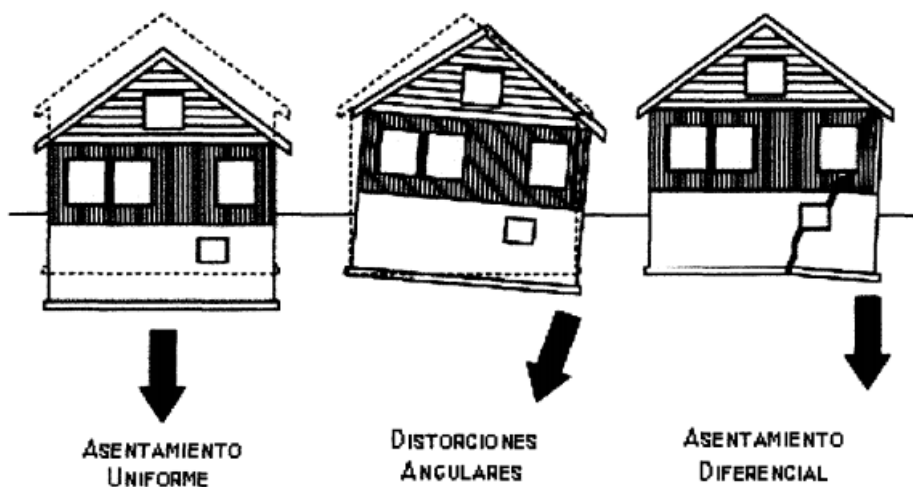
Fuente: Elaboración propia.

Podemos observar que los valores de asentamientos diferenciales calculados para cada tipo de suelo se encuentran dentro de los límites establecidos en el apartado 9.4.2.2 de la NEC, según el parámetro considerado $\Delta \text{ máx} = L/1000$.

6.7.17.3 Distorsión angular

La distorsión angular corresponde a deformaciones diferenciales en la masa del suelo, las cuales debido a la rigidez de la estructura, se traducen en una fuerza de momento que tiende a voltear la estructura. La capacidad de deformación de los estratos, así como la configuración de cargas transmitidas al suelo por medio de la estructura de cimentación desempeñan un papel preponderante en este tipo de asentamientos.

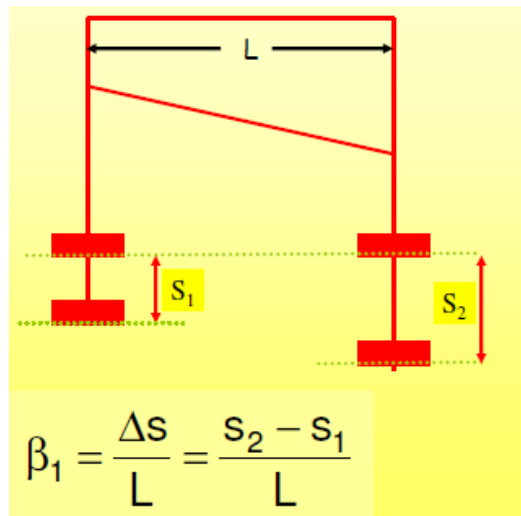
Figura 83. Tipos generales de asentamiento.



Fuente: MATA, Monge Rodrigo. *“Análisis de asentamientos de losas de fundación en relleno de suelo colapsable mediante la aplicación de un modelo físico”*.

La distorsión angular se mide en base a la relación del asentamiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa.

Figura 84. Distorsión angular entre pórticos contiguos.



Fuente: RODRIGUEZ, Pilar. “La selección de cimentaciones de los edificios.”

La ecuación mostrada será la utilizada para realizar el cálculo de la distorsión angular en cada punto de transmisión de carga.

$$\beta_1 = \frac{\Delta S}{L} = \frac{S_2 - S_1}{L} \quad \text{Ec. 40}$$

Dónde:

β_1 = Distorsión angular.

ΔS = Diferencia de asentamientos entre pórticos contiguos (mm)

L = longitud del pórtico (mm)

- **Perfil B**

Distorsión angular sentido X-X

EJE 1

$$\beta_{S_{AB}} = \frac{S_{B1} - S_{A1}}{L} = \frac{3.54 - 3.13}{3100} = 0.0001323$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C1} - S_{B1}}{L} = \frac{3.13 - 3.03}{4000} = 0.000025$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D1} - S_{C1}}{L} = \frac{3.07 - 3.03}{3900} = 0.0000103$$

EJE 2

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B2} - S_{A2}}{L} = \frac{3.18 - 2.89}{3100} = 0.0000936$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C2} - S_{B2}}{L} = \frac{2.89 - 2.85}{4000} = 0.00001$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D2} - S_{C2}}{L} = \frac{2.85 - 2.84}{3900} = 0.0000026$$

EJE 3

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B3} - S_{A3}}{L} = \frac{2.68 - 2.52}{3100} = 0.0000516$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C3} - S_{B3}}{L} = \frac{2.54 - 2.52}{4000} = 0.000005$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D3} - S_{C3}}{L} = \frac{3.01 - 2.54}{3900} = 0.000121$$

EJE 4

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B4} - S_{A4}}{L} = \frac{2.96 - 2.83}{3100} = 0.0000419$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C4} - S_{B4}}{L} = \frac{2.89 - 2.83}{4000} = 0.000015$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D4} - S_{C4}}{L} = \frac{2.97 - 2.89}{3900} = 0.0000205$$

EJE 5

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B5} - S_{A5}}{L} = \frac{2.99 - 2.80}{3100} = 0.0000613$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C5} - S_{B5}}{L} = \frac{2.99 - 2.93}{4000} = 0.0000025$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D5} - S_{C5}}{L} = \frac{3.20 - 2.98}{3900} = 0.0000564$$

Distorsión angular sentido Y-Y

EJE A

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{A2} - S_{A1}}{L} = \frac{3.54 - 3.18}{4100} = 0.0000478$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{A3} - S_{A2}}{L} = \frac{3.18 - 2.68}{3500} = 0.000143$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{A4} - S_{A3}}{L} = \frac{2.96 - 2.68}{3400} = 0.0000824$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{A5} - S_{A4}}{L} = \frac{2.96 - 2.80}{4700} = 0.000034$$

EJE B

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{B2} - S_{B1}}{L} = \frac{3.13 - 2.89}{4100} = 0.0000583$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{B3} - S_{B2}}{L} = \frac{2.89 - 2.52}{3500} = 0.000106$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{B4} - S_{B3}}{L} = \frac{2.83 - 2.52}{3400} = 0.0000912$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{B5} - S_{B4}}{L} = \frac{2.99 - 2.83}{4700} = 0.000034$$

EJE C

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{C2} - S_{C1}}{L} = \frac{3.03 - 2.85}{4100} = 0.0000439$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{C3} - S_{C2}}{L} = \frac{2.89 - 2.52}{3500} = 0.000106$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{C4} - S_{C3}}{L} = \frac{2.89 - 2.54}{3400} = 0.000103$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{C5} - S_{C4}}{L} = \frac{2.98 - 2.89}{4700} = 0.0000191$$

EJE D

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{D2} - S_{D1}}{L} = \frac{3.07 - 2.84}{4100} = 0.0000561$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{D3} - S_{D2}}{L} = \frac{3.01 - 2.84}{3500} = 0.0000486$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{D4} - S_{D3}}{L} = \frac{3.01 - 2.97}{3400} = 0.0000118$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{D5} - S_{D4}}{L} = \frac{3.20 - 2.97}{4700} = 0.0000489$$

- **Perfil C**

Distorsión angular sentido X-X

EJE 1

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B1} - S_{A1}}{L} = \frac{2.19 - 1.19}{3100} = 0.000323$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C1} - S_{B1}}{L} = \frac{2.40 - 2.19}{4000} = 0.0000525$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D1} - S_{C1}}{L} = \frac{2.40 - 2.14}{3900} = 0.0000667$$

EJE 2

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B2} - S_{A2}}{L} = \frac{2.05 - 1.87}{3100} = 0.0000581$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C2} - S_{B2}}{L} = \frac{2.07 - 2.05}{4000} = 0.000005$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D2} - S_{C2}}{L} = \frac{2.07 - 1.81}{3900} = 0.0000667$$

EJE 3

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B3} - S_{A3}}{L} = \frac{1.93 - 1.79}{3100} = 0.0000452$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C3} - S_{B3}}{L} = \frac{1.93 - 1.90}{4000} = 0.0000075$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D3} - S_{C3}}{L} = \frac{1.90 - 1.84}{3900} = 0.0000154$$

EJE 4

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B4} - S_{A4}}{L} = \frac{1.95 - 1.72}{3100} = 0.0000742$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C4} - S_{B4}}{L} = \frac{1.95 - 1.92}{4000} = 0.0000075$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D4} - S_{C4}}{L} = \frac{1.92 - 1.82}{3900} = 0.0000256$$

EJE 5

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B5} - S_{A5}}{L} = \frac{2.48 - 2.10}{3100} = 0.000123$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C5} - S_{B5}}{L} = \frac{2.54 - 2.48}{4000} = 0.000015$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D5} - S_{C5}}{L} = \frac{2.54 - 2.19}{3900} = 0.0000897$$

Distorsión angular sentido Y-Y

EJE A

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{A2} - S_{A1}}{L} = \frac{1.87 - 1.19}{4100} = 0.000166$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{A3} - S_{A2}}{L} = \frac{1.87 - 1.79}{3500} = 0.0000229$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{A4} - S_{A3}}{L} = \frac{1.87 - 1.79}{3400} = 0.0000206$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{A5} - S_{A4}}{L} = \frac{2.70 - 1.72}{4700} = 0.0000809$$

EJE B

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{B2} - S_{B1}}{L} = \frac{2.19 - 2.05}{4100} = 0.0000341$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{B3} - S_{B2}}{L} = \frac{2.05 - 1.93}{3500} = 0.0000343$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{B4} - S_{B3}}{L} = \frac{1.95 - 1.93}{3400} = 0.00000588$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{B5} - S_{B4}}{L} = \frac{2.48 - 1.95}{4700} = 0.000113$$

EJE C

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{C2} - S_{C1}}{L} = \frac{2.40 - 2.07}{4100} = 0.0000805$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{C3} - S_{C2}}{L} = \frac{2.07 - 1.90}{3500} = 0.0000486$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{C4} - S_{C3}}{L} = \frac{1.92 - 1.90}{3400} = 0.00000588$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{C5} - S_{C4}}{L} = \frac{2.54 - 1.92}{4700} = 0.000132$$

EJE D

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{D2} - S_{D1}}{L} = \frac{2.14 - 1.81}{4100} = 0.0000805$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{D3} - S_{D2}}{L} = \frac{1.84 - 1.81}{3500} = 0.00000857$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{D4} - S_{D3}}{L} = \frac{1.84 - 1.82}{3400} = 0.00000588$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{D5} - S_{D4}}{L} = \frac{2.19 - 1.82}{4700} = 0.0000787$$

- **Perfil D**

Distorsión angular sentido X-X

EJE 1

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B1} - S_{A1}}{L} = \frac{2.34 - 1.79}{3100} = 0.000177$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C1} - S_{B1}}{L} = \frac{2.44 - 2.34}{4000} = 0.000025$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D1} - S_{C1}}{L} = \frac{2.44 - 1.82}{3900} = 0.000159$$

EJE 2

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B2} - S_{A2}}{L} = \frac{2.80 - 2.22}{3100} = 0.000187$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C2} - S_{B2}}{L} = \frac{2.80 - 2.76}{4000} = 0.00001$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D2} - S_{C2}}{L} = \frac{2.76 - 2.07}{3900} = 0.000177$$

EJE 3

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B3} - S_{A3}}{L} = \frac{2.75 - 2.18}{3100} = 0.000184$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C3} - S_{B3}}{L} = \frac{2.75 - 2.66}{4000} = 0.000023$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D3} - S_{C3}}{L} = \frac{2.66 - 2.08}{3900} = 0.000149$$

EJE 4

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B4} - S_{A4}}{L} = \frac{2.67 - 2.09}{3100} = 0.000187$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C4} - S_{B4}}{L} = \frac{2.67 - 2.60}{4000} = 0.000018$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D4} - S_{C4}}{L} = \frac{2.60 - 2.03}{3900} = 0.000146$$

EJE 5

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B5} - S_{A5}}{L} = \frac{2.46 - 1.84}{3100} = 0.0002$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C5} - S_{B5}}{L} = \frac{2.47 - 2.46}{4000} = 0.0000025$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D5} - S_{C5}}{L} = \frac{2.47 - 1.81}{3900} = 0.000169$$

Distorsión angular sentido Y-Y

EJE A

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{A2} - S_{A1}}{L} = \frac{2.22 - 1.79}{4100} = 0.000105$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{A3} - S_{A2}}{L} = \frac{2.22 - 2.18}{3500} = 0.0000114$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{A4} - S_{A3}}{L} = \frac{2.22 - 2.18}{3400} = 0.0000265$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{A5} - S_{A4}}{L} = \frac{2.09 - 1.84}{4700} = 0.0000532$$

EJE B

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{B2} - S_{B1}}{L} = \frac{2.80 - 2.34}{4100} = 0.000112$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{B3} - S_{B2}}{L} = \frac{2.80 - 2.75}{3500} = 0.0000143$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{B4} - S_{B3}}{L} = \frac{2.75 - 2.67}{3400} = 0.0000235$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{C5} - S_{C4}}{L} = \frac{2.67 - 2.46}{4700} = 0.0000468$$

EJE C

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{C2} - S_{C1}}{L} = \frac{2.76 - 2.44}{4100} = 0.000078$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{C3} - S_{C2}}{L} = \frac{2.76 - 2.66}{3500} = 0.0000286$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{C4} - S_{C3}}{L} = \frac{2.66 - 2.60}{3400} = 0.0000176$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{C5} - S_{C4}}{L} = \frac{2.60 - 2.47}{4700} = 0.0000277$$

EJE D

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{D2} - S_{D1}}{L} = \frac{2.07 - 1.82}{4100} = 0.000061$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{D3} - S_{D2}}{L} = \frac{2.08 - 2.07}{3500} = 0.00000285$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{D4} - S_{D3}}{L} = \frac{2.08 - 2.03}{3400} = 0.0000147$$

$$\beta S_{4-5} = \frac{S_{D5} - S_{D4}}{L} = \frac{2.03 - 1.81}{4700} = 0.0000468$$

Según Bjerrum, 1963, la distorsión o desviación angular no puede exceder los valores establecidos en la siguiente tabla:

Tabla 103. Distorsión angular limite

Categoría por daño potencial	β
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos	1/150

Fuente: Bjerrum, 1963

Es momento de verificar la distorsión angular en el sentido X-X y en el sentido Y-Y, considerando como parámetro máximo $\beta=1/500$, límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios.

- **Perfil B**

Distorsión angular sentido X-X

Tabla 104. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 1 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 1			
Ubicación	Distorsión angular $\beta=\delta S/L$	Distorsión angular máxima $L/500$	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0001323	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000250	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000103	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 105. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 2 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 2			
Ubicación	Distorsión angular $\beta=\delta S/L$	Distorsión angular máxima $L/500$	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000936	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000100	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000026	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 106. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 3 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 3			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000516	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000050	0,002	OK
δS_{CD}	0,0001210	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 107. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 4 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 4			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000042	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000150	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000205	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 108. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 5 – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 5			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000613	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000025	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000564	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Distorsión angular sentido Y-Y

Tabla 109. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje A – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE A			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000478	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0001430	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000824	0,002	OK
δS_{4-5}	0,000034	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 110. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje B – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE B			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000538	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0001060	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000912	0,002	OK
δS_{4-5}	0,000034	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 111. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje C – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE C			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000439	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0001060	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0001030	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000191	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 112. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje D – Perfil B.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE D			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000561	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000486	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000118	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000489	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

- **Perfil C**

Distorsión angular sentido X-X

Tabla 113. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 1 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 1			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0003230	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000525	0,002	OK
δS_{CD}	0,0006670	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 114. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 2 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 2			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000581	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000050	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000667	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 115. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 3 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 3			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000452	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000075	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000154	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 116. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 4 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 4			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0000742	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000075	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000256	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 117. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 5 – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 5			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0001230	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000150	0,002	OK
δS_{CD}	0,0000897	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Distorsión angular Sentido Y-Y

Tabla 118. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje A – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE A			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0001660	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000229	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000206	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000809	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 119. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje B – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE B			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000341	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000343	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000058	0,002	OK
δS_{4-5}	0,000113	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 120. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje C – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE C			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000805	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000486	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000058	0,002	OK
δS_{4-5}	0,000132	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 121. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje D – Perfil C.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE D			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000805	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000085	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000058	0,002	OK
δS_{4-5}	0,000078	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

- **Perfil D**

Distorsión angular sentido X-X

Tabla 122. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 1 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 1			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0001770	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000250	0,002	OK
δS_{CD}	0,0001590	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 123. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 2 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 2			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0018700	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000100	0,002	OK
δS_{CD}	0,0001770	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 124. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 3 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 3			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0001840	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000230	0,002	OK
δS_{CD}	0,0001490	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 125. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 4 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 4			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0001870	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000180	0,002	OK
δS_{CD}	0,0001460	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 126. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje 5 – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE 5			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{AB}	0,0002000	0,002	OK
δS_{BC}	0,0000250	0,002	OK
δS_{CD}	0,0001690	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Distorsión angular Sentido Y-Y

Tabla 127. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje A – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE A			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0001050	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000114	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000265	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000532	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 128. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje B – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE B			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0001120	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000143	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000235	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000468	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 129. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje C – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE C			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima L/500	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000780	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000286	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000176	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000277	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 130. Chequeo distorsión angular entre pórticos contiguos Eje D – Perfil D.

VERIFICACIÓN DISTORSIÓN ANGULAR EJE D			
Ubicación	Distorsión angular $\beta = \delta S/L$	Distorsión angular máxima $L/500$	Chequeo $\beta < L/500$
δS_{1-2}	0,0000610	0,002	OK
δS_{2-3}	0,0000028	0,002	OK
δS_{3-4}	0,0000147	0,002	OK
δS_{4-5}	0,0000468	0,002	OK

Fuente: Elaboración propia.

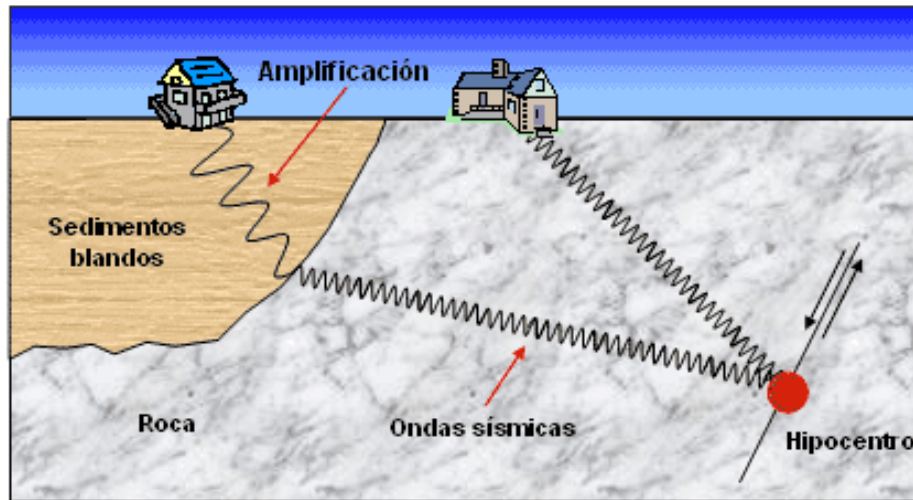
Notamos que los valores de la distorsión angular que fueron calculados para cada perfil de suelo están dentro del rango permisible, por lo tanto no existen fuerzas que tienden a voltear la estructura y no se producirá ningún agrietamiento en la estructura.

6.7.18 Comportamiento sísmico del suelo

6.7.18.1 Efectos de sitio

La naturaleza y la distribución de los daños que se pueden producir en las infraestructuras con la ocurrencia de un sismo, está muy influenciada por la respuesta del terreno frente a cargas cíclicas, como consecuencia de lo cual se produce una modificación de la señal sísmica. La modificación de esta señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas, se conoce como efecto de sitio y consiste en la amplificación de dicha señal en varios órdenes de magnitud. El estudio de la respuesta sísmica del suelo es un campo de interés en el análisis de riesgo sísmico y en el diseño sismo resistente y está siendo objeto de numerosos trabajos.

Figura 85. Esquema de efectos de sitio.



Fuente: Aki, K. (1988). *American Society of Civil Engineering. Geotechnical Special Publication*, 20, 103-155.

En el artículo 2.5.4.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se indica que las municipalidades con poblaciones superiores a 100,000 habitantes serán las responsables de realizar estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, con el propósito de conocer la geología local, la distribución espacial de los estratos de suelo y evaluar localmente las demandas sísmicas que se presentarán en su jurisdicción, para fines no solo de diseño sísmico, sino también regulación urbana y no urbana, planificación territorial y de infraestructura.

Dichos estudios deben incluir los posibles efectos topográficos, amplificación o efecto de sitio en suelos, inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos, presencia de taludes inestables, etc., e incluso servirán de partida para la elaboración de códigos de construcción locales. Como resultado de los estudios de microzonificación se dispondrán de mapas de zonificación de suelos, espectros de diseño sísmico locales o demanda sísmicas, que prevalecerán por sobre los espectros de diseño generales de la presente norma, pero siempre considerando a los requisitos de este capítulo como mínimos.

Según el apartado 2.5.4.3 de la NEC, los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente

del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie del terreno (tabla 25).

Se analizará el comportamiento para los diferentes tipos de suelos definidos y se empleará para ello un análisis paso a paso en el tiempo que constituye un estudio de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

6.7.18.2 Acelerogramas

Los acelerogramas (diagramas de aceleraciones) son diagramas que relacionan la magnitud de las aceleraciones que se van registrando en el suelo, con el tiempo transcurrido desde el inicio del evento.

La acción de los sismos sobre las estructuras puede ser modelada mediante acelerogramas, diagramas de velocidad o diagramas de desplazamiento que actúen sobre los elementos de la cimentación. Usualmente se emplean los acelerogramas para este fin, pues conducen a simplificaciones importantes, que son aprovechadas por los programas computacionales existentes en el mercado.

Fuente: ROMO, Proaño Marcelo. (2008). *Técnicas para la generación de diagramas de velocidades y diagramas de desplazamientos a partir de acelerogramas sísmicos*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

Mediante los datos de aceleración medidos de un sismo real para los diferentes perfiles de suelo, ingresaremos los acelerogramas al software de análisis de estructuras.

Se han tomado los registros en tres direcciones:

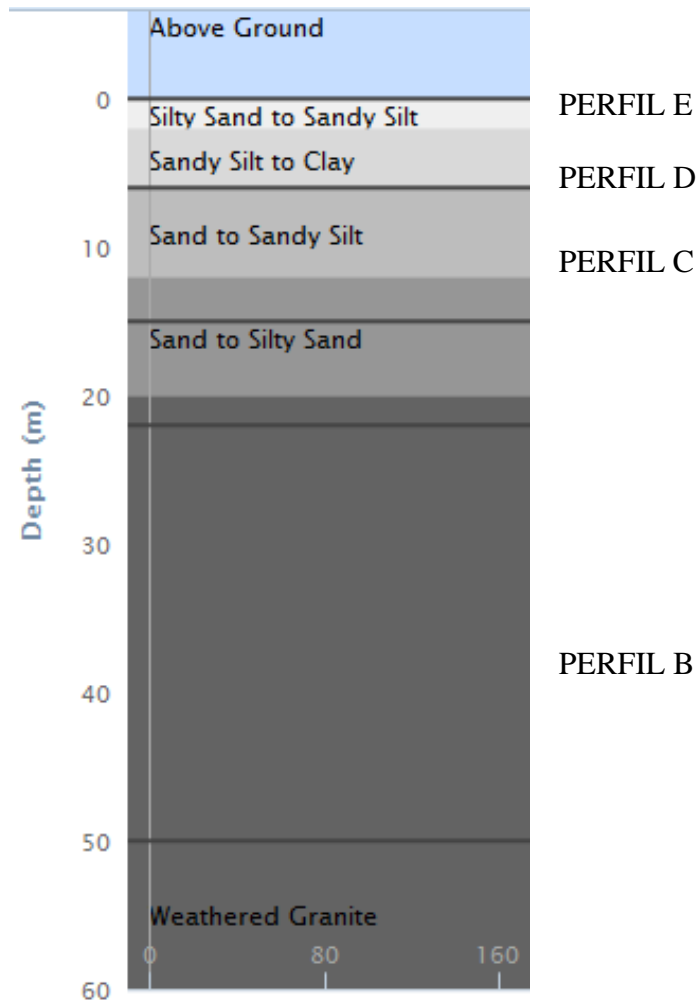
EW – Sentido Este-Oeste (eje x)

NS – Sentido Norte-Sur (eje y)

V – Sentido vertical (eje z)

En la figura siguiente indicamos las profundidades de los registros de aceleración de un sismo real, cotejados para los diversos perfiles de suelo.

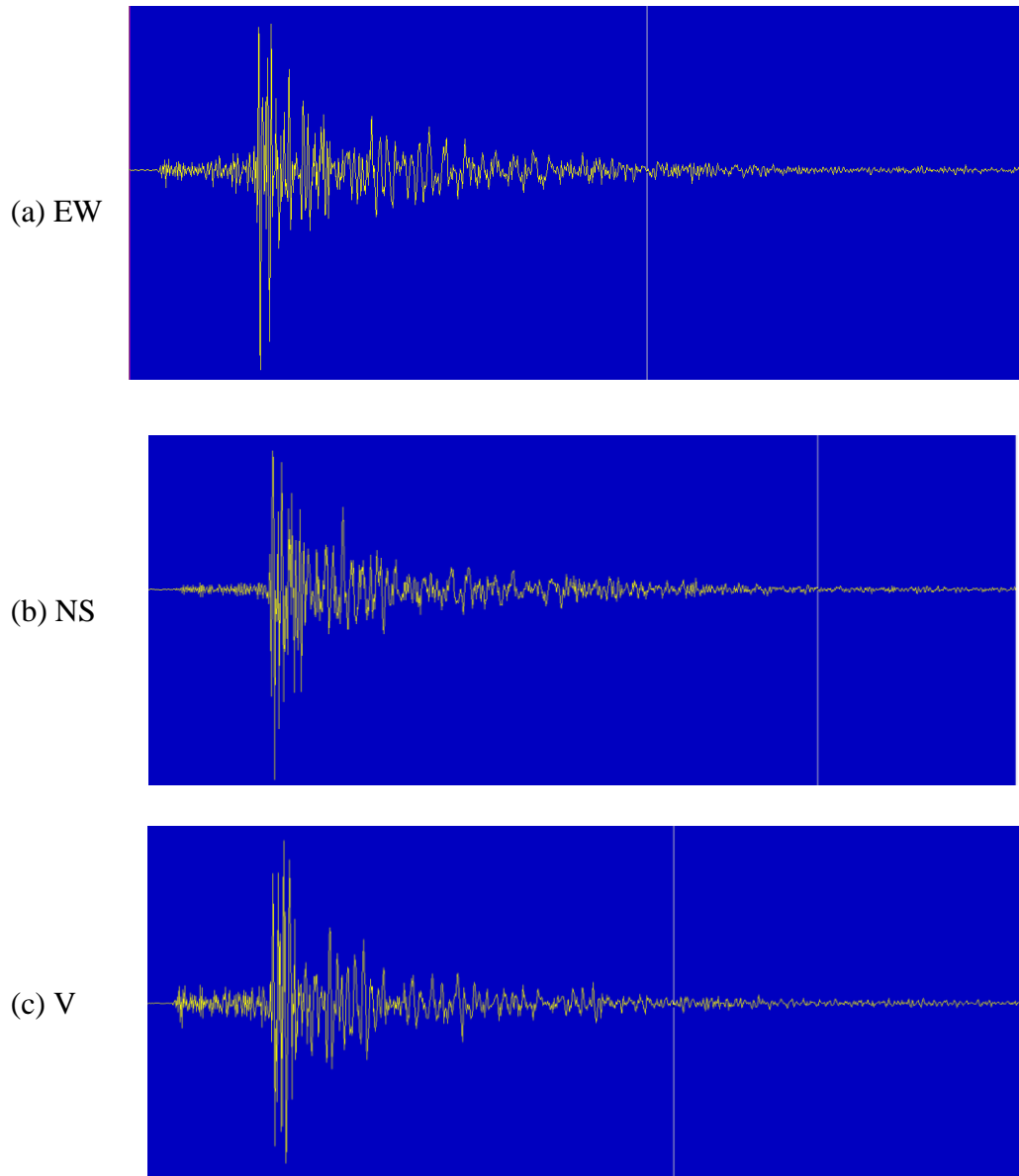
Figura 86. Profundidades de medición.



Fuente: Garner Valled

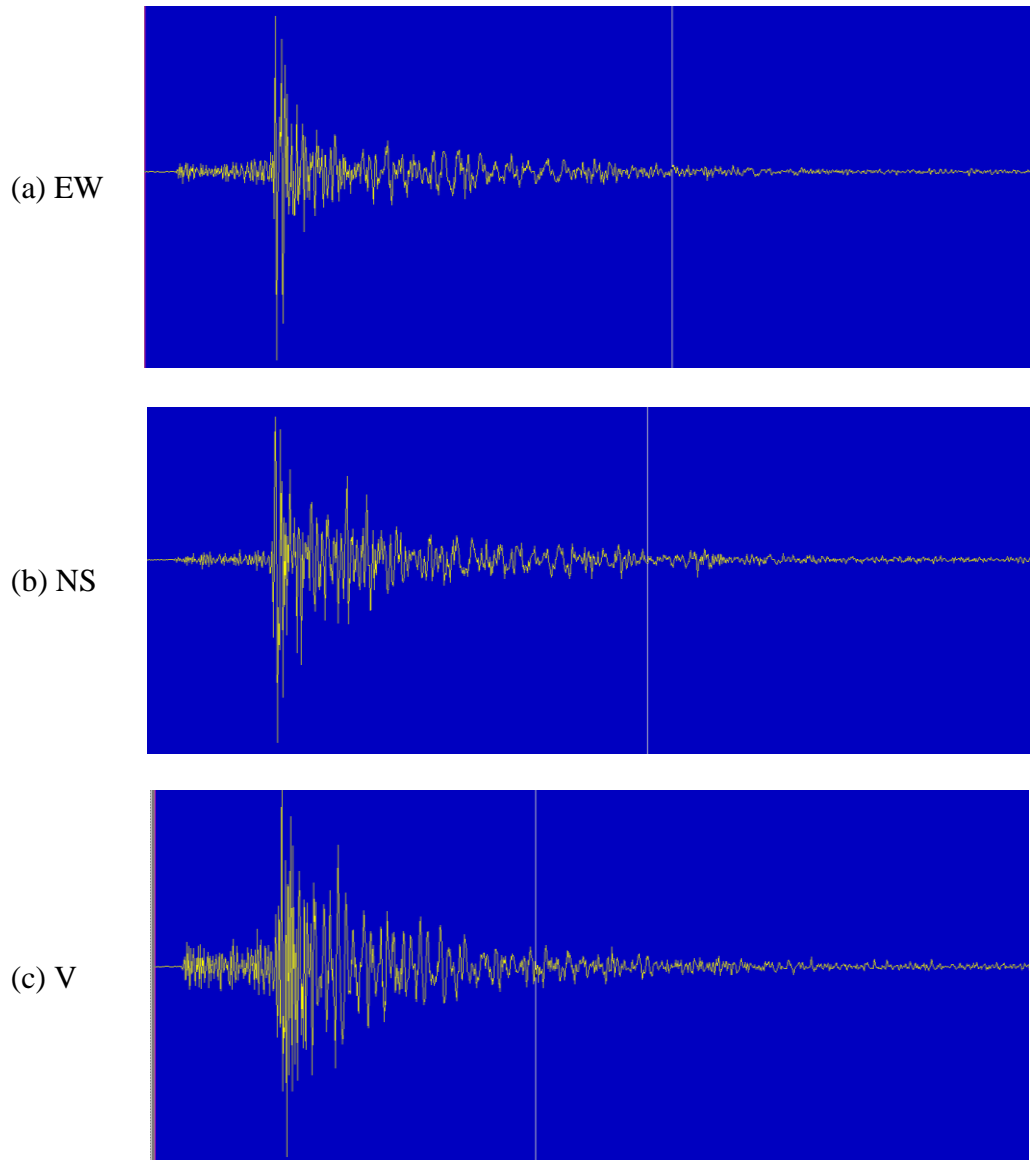
Se muestra a continuación el esquema de los acelerogramas por perfil de suelo, los mismos que han sido graficados en DEGTRA A4 con el procedimiento ya conocido.

Figura 87. Acelerogramas perfil B.



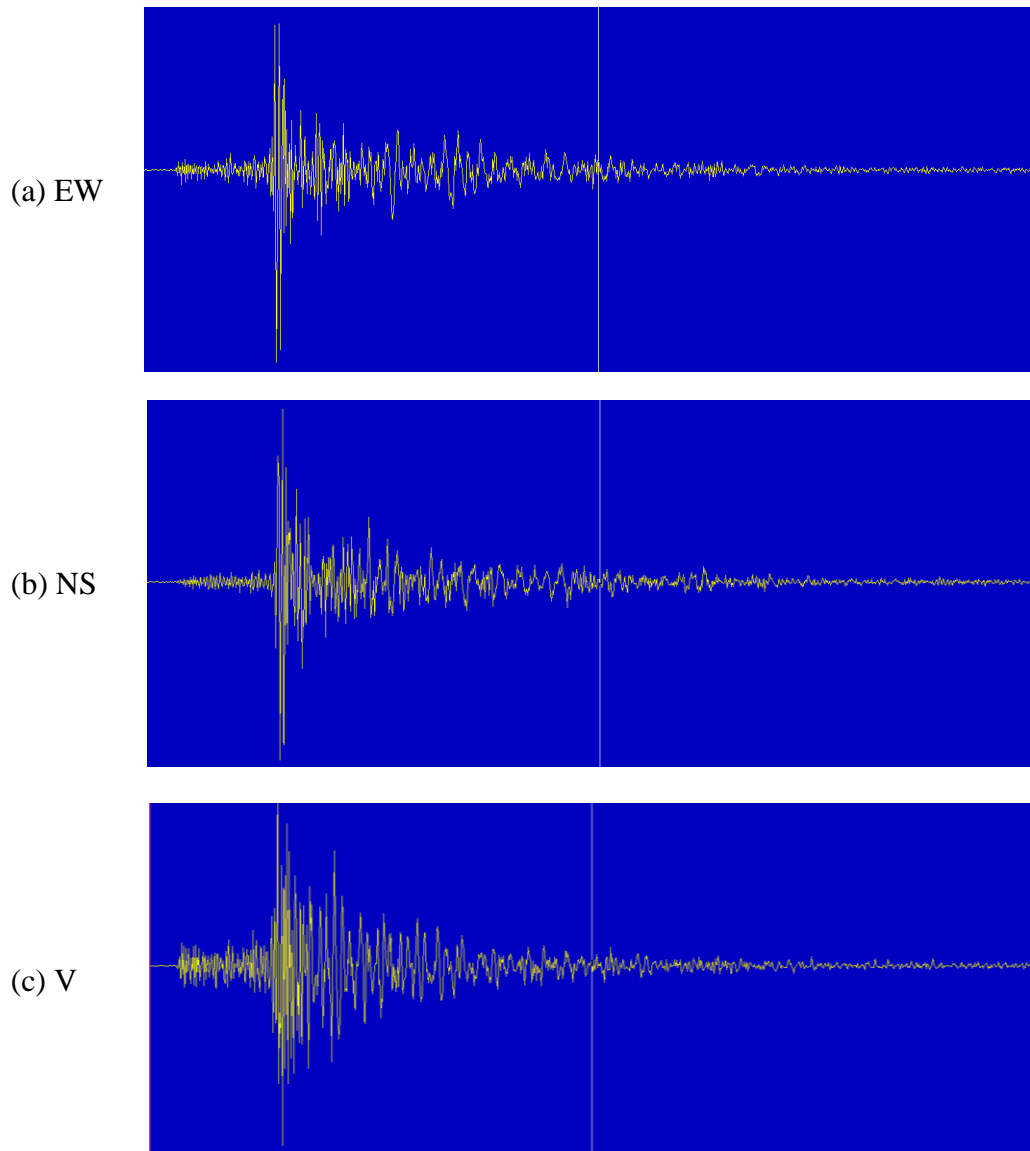
Fuente: Elaboración propia.

Figura 88. Acelerogramas perfil C.



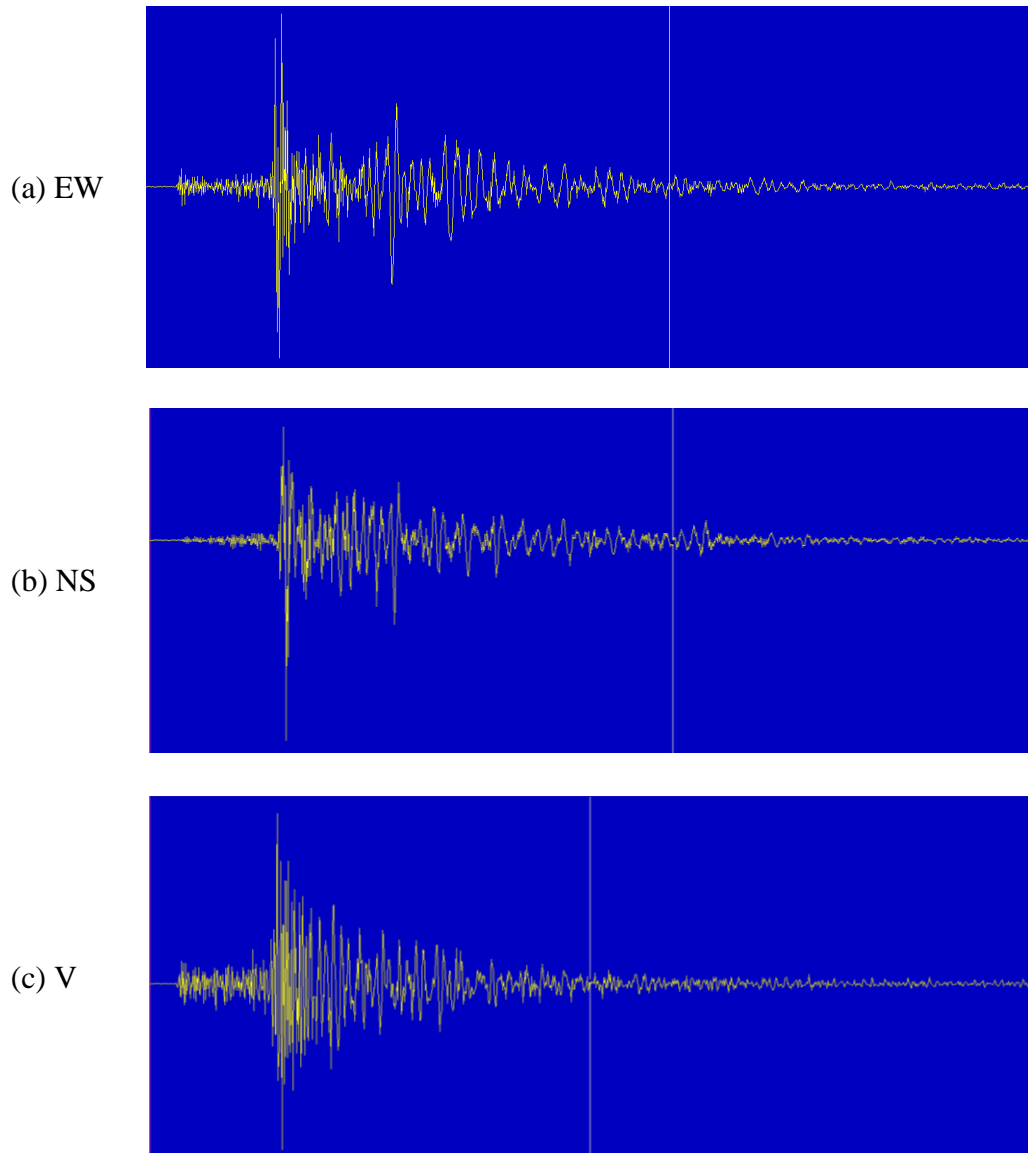
Fuente: Elaboración propia.

Figura 89. Acelerogramas perfil D.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 90. Acelerogramas perfil E.



Fuente: Elaboración propia.

6.7.18.3 Ingreso de acelerogramas

El proceso para ingresar al programa los acelerogramas en las tres direcciones se ejemplifica con el perfil B:

De la base de datos de Garner Valled en la que se tiene el registro de la aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo real medido, copiamos los valores que correspondan a la aceleración para el perfil B:

Ilustración 111. Base de datos del sismo real medido.

The screenshot shows an Excel spreadsheet with a data table. The columns are labeled A through W, and the rows contain numerical values. The first row is labeled 'MGVDA Acceleration Data [seg]' and the subsequent rows are labeled 'var gae006'. The data appears to be a time series of acceleration measurements.

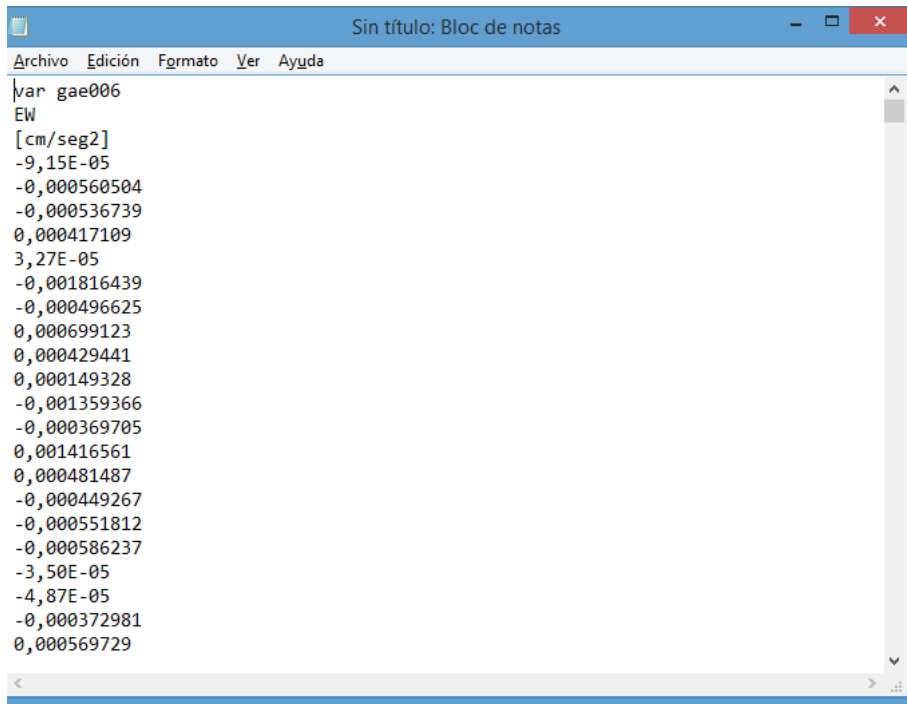
Creamos un nuevo archivo de “Excel” y pegamos los valores en forma transpuesta.

Ilustración 112. Ventana auxiliar de Excel.

The screenshot shows an Excel spreadsheet with a vertical list of values in column C. The first row is labeled 'var gae006' and the second row is labeled 'EW'. The values in column C are numerical and appear to be the same as the values in the 'var gae006' column of the first screenshot, but arranged vertically.

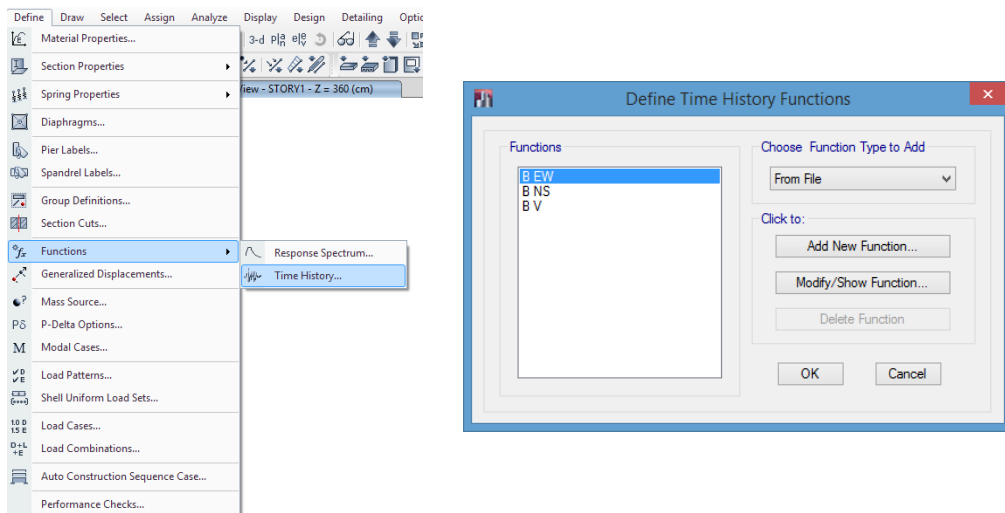
Volvemos a copiar los datos y creamos un archivo con un formato de texto, de tal manera que el acelerograma se encuentre listo para ser ingresados al programa.

Ilustración 113. Ventana archivo en formato de texto.



Ubicamos el modelo de nuestra edificación que realizamos anteriormente, y por la ruta Define / Functions / Time History, integramos el acelerograma.

Ilustración 114. Cuadros de diálogo ingreso del acelerograma.

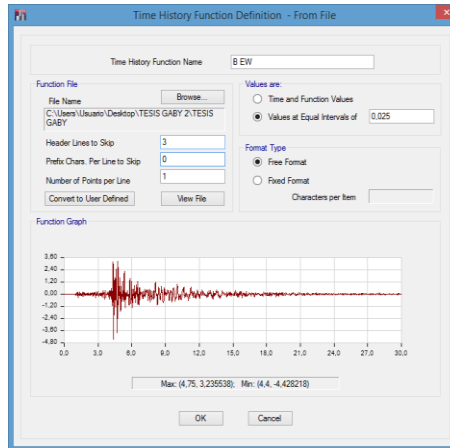


Anotamos el nombre del acelerograma, seleccionamos la ubicación de los datos del mismo y apuntamos los siguientes parámetros:

Header Lines to Skip (Líneas por saltar)

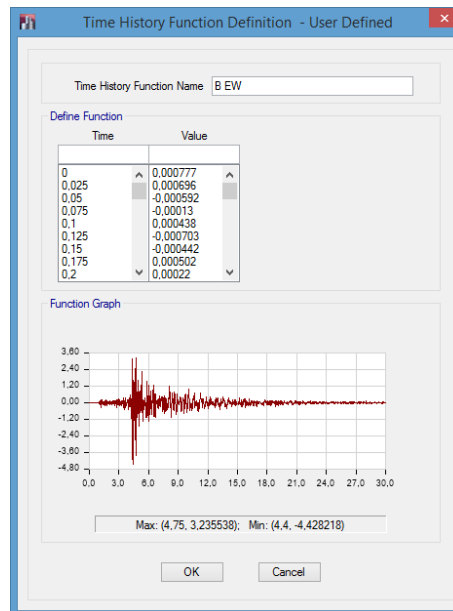
Values at Equal Intervals of (Valores en intervalos iguales de tiempo)

Ilustración 115. Cuadros de diálogo ingreso de datos del acelerograma.



Aceptamos la opción Convert to user defined, y finalmente el acelerograma esta listo.

Ilustración 116. Cuadro de diálogo definición del acelerograma.



Ejecutaremos el mismo procedimiento para ingresar los acelerogramas en los tres sentidos EW, NS y V para cada perfil de suelo.

Adicionalmente ingresaremos en cada caso de suelo los datos correspondientes al espectro de respuesta calculado anteriormente según la Norma Ecuatoriana de la Construcción y analizamos la estructura.

6.7.18.4 Desplazamientos

Anotaremos a continuación los desplazamientos producidos por las cargas estáticas, por los casos del espectro de respuesta (NEC) y por los acelerogramas, para cada perfil de suelo.

Perfil B

Tabla 131. Desplazamientos – Perfil B.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
STORY6	D6	PERFIL B Max	1,339	2,359	0,000
STORY6	D6	NEC X Max	0,700	0,545	0,000
STORY6	D6	NEC Y Max	0,331	0,930	0,000
STORY5	D5	PERFIL B Max	1,482	2,059	0,000
STORY5	D5	NEC X Max	0,776	0,412	0,000
STORY5	D5	NEC Y Max	0,389	0,934	0,000
STORY4	D4	PERFIL B Max	1,378	1,778	0,000
STORY4	D4	NEC X Max	0,701	0,374	0,000
STORY4	D4	NEC Y Max	0,352	0,847	0,000
STORY3	D3	PERFIL B Max	1,173	1,376	0,000
STORY3	D3	NEC X Max	0,571	0,306	0,000
STORY3	D3	NEC Y Max	0,287	0,694	0,000
STORY2	D2	PERFIL B Max	0,846	0,902	0,000
STORY2	D2	NEC X Max	0,393	0,212	0,000
STORY2	D2	NEC Y Max	0,198	0,481	0,000
STORY1	D1	PERFIL B Max	0,413	0,404	0,000
STORY1	D1	NEC X Max	0,186	0,101	0,000
STORY1	D1	NEC Y Max	0,094	0,230	0,000

Fuente: Reporte software especializado.

Perfil C

Tabla 132. Desplazamientos – Perfil C.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
STORY6	D6	PERFIL C Max	2,104	2,827	0,000
STORY6	D6	NEC X Max	1,292	1,110	0,000
STORY6	D6	NEC Y Max	0,639	1,989	0,000
STORY5	D5	PERFIL C Max	2,296	2,617	0,000
STORY5	D5	NEC X Max	1,649	0,892	0,000
STORY5	D5	NEC Y Max	0,833	2,028	0,000
STORY4	D4	PERFIL C Max	2,083	2,411	0,000
STORY4	D4	NEC X Max	1,494	0,810	0,000
STORY4	D4	NEC Y Max	0,756	1,842	0,000
STORY3	D3	PERFIL C Max	1,694	1,985	0,000
STORY3	D3	NEC X Max	1,217	0,663	0,000
STORY3	D3	NEC Y Max	0,617	1,507	0,000
STORY2	D2	PERFIL C Max	1,157	1,370	0,000
STORY2	D2	NEC X Max	0,835	0,457	0,000
STORY2	D2	NEC Y Max	0,424	1,040	0,000
STORY1	D1	PERFIL C Max	0,542	0,648	0,000
STORY1	D1	NEC X Max	0,393	0,217	0,000
STORY1	D1	NEC Y Max	0,200	0,494	0,000

Fuente: Reporte software especializado.

Perfil D

Tabla 133.Desplazamientos – Perfil D.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
STORY6	D6	PERFIL D Max	3,501	3,686	0,000
STORY6	D6	NEC X Max	1,293	1,109	0,000
STORY6	D6	NEC Y Max	0,638	1,995	0,000
STORY5	D5	PERFIL D Max	2,904	3,755	0,000
STORY5	D5	NEC X Max	1,656	0,897	0,000
STORY5	D5	NEC Y Max	0,837	2,039	0,000
STORY4	D4	PERFIL D Max	2,533	3,385	0,000
STORY4	D4	NEC X Max	1,501	0,814	0,000
STORY4	D4	NEC Y Max	0,760	1,852	0,000
STORY3	D3	PERFIL D Max	1,971	2,770	0,000
STORY3	D3	NEC X Max	1,222	0,666	0,000
STORY3	D3	NEC Y Max	0,619	1,515	0,000
STORY2	D2	PERFIL D Max	1,278	1,914	0,000
STORY2	D2	NEC X Max	0,839	0,459	0,000
STORY2	D2	NEC Y Max	0,426	1,045	0,000
STORY1	D1	PERFIL D Max	0,561	0,901	0,000
STORY1	D1	NEC X Max	0,395	0,218	0,000
STORY1	D1	NEC Y Max	0,201	0,496	0,000

Fuente: Reporte software especializado.

Perfil E

Tabla 134.Desplazamientos – Perfil E.

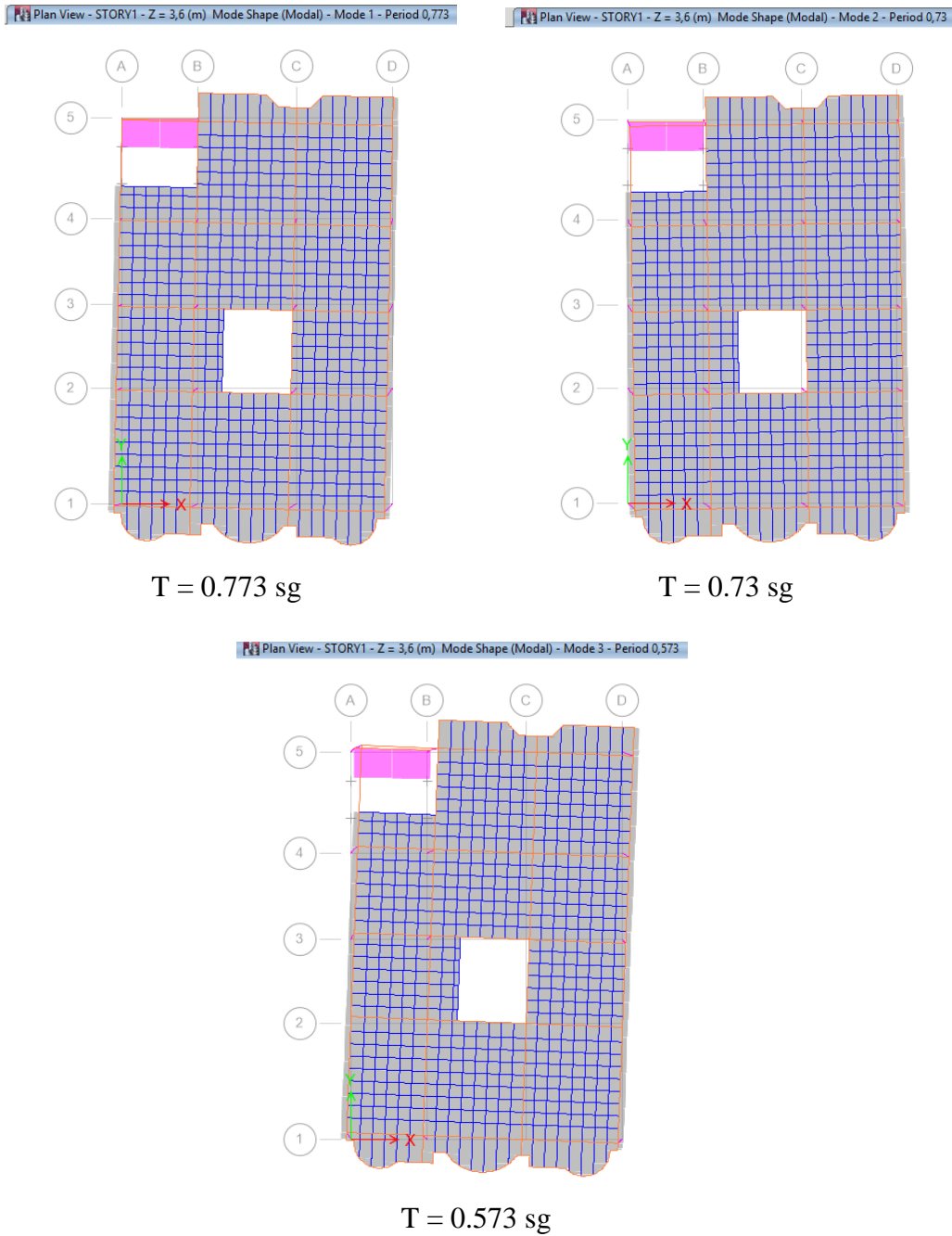
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ
STORY6	D6	PERFIL E Max	4,548	4,471	0,000
STORY6	D6	NEC X Max	1,228	1,054	0,000
STORY6	D6	NEC Y Max	0,606	1,895	0,000
STORY5	D5	PERFIL E Max	3,711	4,476	0,000
STORY5	D5	NEC X Max	1,574	0,852	0,000
STORY5	D5	NEC Y Max	0,795	1,937	0,000
STORY4	D4	PERFIL E Max	3,253	3,964	0,000
STORY4	D4	NEC X Max	1,426	0,774	0,000
STORY4	D4	NEC Y Max	0,722	1,759	0,000
STORY3	D3	PERFIL E Max	2,521	3,158	0,000
STORY3	D3	NEC X Max	1,161	0,633	0,000
STORY3	D3	NEC Y Max	0,589	1,439	0,000
STORY2	D2	PERFIL E Max	1,589	2,111	0,000
STORY2	D2	NEC X Max	0,797	0,436	0,000
STORY2	D2	NEC Y Max	0,404	0,993	0,000
STORY1	D1	PERFIL E Max	0,665	0,964	0,000
STORY1	D1	NEC X Max	0,375	0,207	0,000
STORY1	D1	NEC Y Max	0,191	0,471	0,000

Fuente: Reporte software especializado.

En la siguiente figura se muestra el comportamiento de la edificación mediante los tres primeros modos de vibración.

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema mecánico. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de esos modos. La vibración de una estructura es siempre una combinación o una mezcla de todos los modos de vibración.

Figura 91. Modos de vibración de la estructura.



Fuente: Reporte software especializado.

6.7.18.5 Derivas de piso

Procedemos a calcular las derivas por piso para cada perfil de suelo una vez que obtuvimos los desplazamientos producidos por las cargas estáticas, por los casos del espectro de respuesta (NEC) y por los acelerogramas.

Perfil B

Tabla 135. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil B.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	1,339	2,359	1,339	2,359	-0,143	0,300	-0,0005	0,0011	OK	OK
5	3,06	1,482	2,059	1,482	2,059	0,104	0,281	0,0003	0,0009	OK	OK
4	3,06	1,378	1,778	1,378	1,778	0,205	0,402	0,0007	0,0013	OK	OK
3	3,06	1,173	1,376	1,173	1,376	0,327	0,474	0,0011	0,0015	OK	OK
2	3,06	0,846	0,902	0,846	0,902	0,433	0,498	0,0014	0,0016	OK	OK
1	3,06	0,413	0,404	0,413	0,404	0,413	0,404	0,0013	0,0013	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 136. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil B.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,700	0,545	0,700	0,545	-0,076	0,133	-0,0003	0,0005	OK	OK
5	3,06	0,776	0,412	0,776	0,412	0,075	0,038	0,0002	0,0001	OK	OK
4	3,06	0,701	0,374	0,701	0,374	0,130	0,068	0,0004	0,0002	OK	OK
3	3,06	0,571	0,306	0,571	0,306	0,178	0,094	0,0006	0,0003	OK	OK
2	3,06	0,393	0,212	0,393	0,212	0,207	0,111	0,0007	0,0004	OK	OK
1	3,06	0,186	0,101	0,186	0,101	0,186	0,101	0,0006	0,0003	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 137. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil B.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,331	0,930	0,331	0,930	-0,058	-0,004	-0,0002	0,0000	OK	OK
5	3,06	0,389	0,934	0,389	0,934	0,037	0,087	0,0001	0,0003	OK	OK
4	3,06	0,352	0,847	0,352	0,847	0,065	0,153	0,0002	0,0005	OK	OK
3	3,06	0,287	0,694	0,287	0,694	0,089	0,213	0,0003	0,0007	OK	OK
2	3,06	0,198	0,481	0,198	0,481	0,104	0,251	0,0003	0,0008	OK	OK
1	3,06	0,094	0,230	0,094	0,230	0,094	0,230	0,0003	0,0008	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Perfil C

Tabla 138. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil C.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	2,104	2,827	2,104	2,827	-0,192	0,210	-0,0007	0,0007	OK	OK
5	3,06	2,296	2,617	2,296	2,617	0,213	0,206	0,0007	0,0007	OK	OK
4	3,06	2,083	2,411	2,083	2,411	0,389	0,426	0,0013	0,0014	OK	OK
3	3,06	1,694	1,985	1,694	1,985	0,537	0,615	0,0018	0,0020	OK	OK
2	3,06	1,157	1,370	1,157	1,370	0,615	0,722	0,0020	0,0024	OK	OK
1	3,06	0,542	0,648	0,542	0,648	0,542	0,648	0,0018	0,0021	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 139.Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil C.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	1,292	1,110	1,292	1,110	-0,357	0,218	-0,0013	0,0008	OK	OK
5	3,06	1,649	0,892	1,649	0,892	0,155	0,082	0,0005	0,0003	OK	OK
4	3,06	1,494	0,810	1,494	0,810	0,277	0,147	0,0009	0,0005	OK	OK
3	3,06	1,217	0,663	1,217	0,663	0,382	0,206	0,0012	0,0007	OK	OK
2	3,06	0,835	0,457	0,835	0,457	0,442	0,240	0,0014	0,0008	OK	OK
1	3,06	0,393	0,217	0,393	0,217	0,393	0,217	0,0013	0,0007	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 140.Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil C.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,639	1,989	0,639	1,989	-0,194	-0,039	-0,0007	-0,0001	OK	OK
5	3,06	0,833	2,028	0,833	2,028	0,077	0,186	0,0003	0,0006	OK	OK
4	3,06	0,756	1,842	0,756	1,842	0,139	0,335	0,0005	0,0011	OK	OK
3	3,06	0,617	1,507	0,617	1,507	0,193	0,467	0,0006	0,0015	OK	OK
2	3,06	0,424	1,040	0,424	1,040	0,224	0,546	0,0007	0,0018	OK	OK
1	3,06	0,200	0,494	0,200	0,494	0,200	0,494	0,0007	0,0016	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Perfil D

Tabla 141. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil D.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	3,501	3,686	3,501	3,686	0,597	-0,069	0,0021	-0,0002	OK	OK
5	3,06	2,904	3,755	2,904	3,755	0,371	0,370	0,0012	0,0012	OK	OK
4	3,06	2,533	3,385	2,533	3,385	0,562	0,615	0,0018	0,0020	OK	OK
3	3,06	1,971	2,770	1,971	2,770	0,693	0,856	0,0023	0,0028	OK	OK
2	3,06	1,278	1,914	1,278	1,914	0,717	1,013	0,0023	0,0033	OK	OK
1	3,06	0,561	0,901	0,561	0,901	0,561	0,901	0,0018	0,0029	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 142. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil D.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	1,293	1,109	1,293	1,109	-0,363	0,212	-0,0013	0,0007	OK	OK
5	3,06	1,656	0,897	1,656	0,897	0,155	0,083	0,0005	0,0003	OK	OK
4	3,06	1,501	0,814	1,501	0,814	0,279	0,148	0,0009	0,0005	OK	OK
3	3,06	1,222	0,666	1,222	0,666	0,383	0,207	0,0013	0,0007	OK	OK
2	3,06	0,839	0,459	0,839	0,459	0,444	0,241	0,0015	0,0008	OK	OK
1	3,06	0,395	0,218	0,395	0,218	0,395	0,218	0,0013	0,0007	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 143. Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil D.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,638	1,995	0,638	1,995	-0,199	-0,044	-0,0007	-0,0002	OK	OK
5	3,06	0,837	2,039	0,837	2,039	0,077	0,187	0,0003	0,0006	OK	OK
4	3,06	0,760	1,852	0,760	1,852	0,141	0,337	0,0005	0,0011	OK	OK
3	3,06	0,619	1,515	0,619	1,515	0,193	0,470	0,0006	0,0015	OK	OK
2	3,06	0,426	1,045	0,426	1,045	0,225	0,549	0,0007	0,0018	OK	OK
1	3,06	0,201	0,496	0,201	0,496	0,201	0,496	0,0007	0,0016	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Perfil E

Tabla 144. Derivas por piso caso acelerogramas – Perfil E.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	4,548	4,471	4,548	4,471	0,837	-0,005	0,0029	0,0000	OK	OK
5	3,06	3,711	4,476	3,711	4,476	0,458	0,512	0,0015	0,0017	OK	OK
4	3,06	3,253	3,964	3,253	3,964	0,732	0,806	0,0024	0,0026	OK	OK
3	3,06	2,521	3,158	2,521	3,158	0,932	1,047	0,0030	0,0034	OK	OK
2	3,06	1,589	2,111	1,589	2,111	0,924	1,147	0,0030	0,0037	OK	OK
1	3,06	0,665	0,964	0,665	0,964	0,665	0,964	0,0022	0,0032	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 145.Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido X-X – Perfil E.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	1,228	1,054	1,228	1,054	-0,346	0,202	-0,0012	0,0007	OK	OK
5	3,06	1,574	0,852	1,574	0,852	0,148	0,078	0,0005	0,0003	OK	OK
4	3,06	1,426	0,774	1,426	0,774	0,265	0,141	0,0009	0,0005	OK	OK
3	3,06	1,161	0,633	1,161	0,633	0,364	0,197	0,0012	0,0006	OK	OK
2	3,06	0,797	0,436	0,797	0,436	0,422	0,229	0,0014	0,0007	OK	OK
1	3,06	0,375	0,207	0,375	0,207	0,375	0,207	0,0012	0,0007	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 146.Derivas por piso caso espectro de respuesta sentido Y-Y – Perfil E.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,606	1,895	0,606	1,895	-0,189	-0,042	-0,0007	-0,0001	OK	OK
5	3,06	0,795	1,937	0,795	1,937	0,073	0,178	0,0002	0,0006	OK	OK
4	3,06	0,722	1,759	0,722	1,759	0,133	0,320	0,0004	0,0010	OK	OK
3	3,06	0,589	1,439	0,589	1,439	0,185	0,446	0,0006	0,0015	OK	OK
2	3,06	0,404	0,993	0,404	0,993	0,213	0,522	0,0007	0,0017	OK	OK
1	3,06	0,191	0,471	0,191	0,471	0,191	0,471	0,0006	0,0015	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 147. Derivas por piso caso cargas estáticas – Perfil B, C, D y E.

PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2,85	0,733	0,305	0,733	0,305	-0,025	-0,554	-0,0001	-0,0019	OK	OK
5	3,06	0,758	0,859	0,758	0,859	0,086	0,078	0,0003	0,0003	OK	OK
4	3,06	0,672	0,781	0,672	0,781	0,138	0,146	0,0005	0,0005	OK	OK
3	3,06	0,534	0,635	0,534	0,635	0,177	0,2	0,0006	0,0007	OK	OK
2	3,06	0,357	0,435	0,357	0,435	0,193	0,23	0,0006	0,0008	OK	OK
1	3,06	0,164	0,205	0,164	0,205	0,164	0,205	0,0005	0,0007	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

6.7.18.6 Desplazamientos de la edificación

Anotaremos los valores de desplazamientos obtenidos mediante los acelerogramas, para analizar el comportamiento de la edificación ante las diferentes condiciones del suelo de fundación.

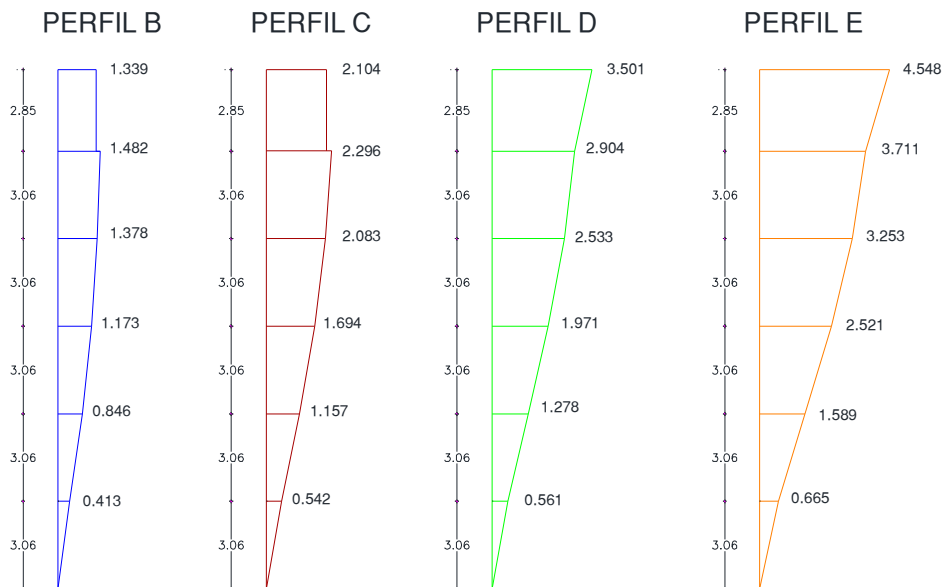
Tabla 148. Desplazamientos de los acelerogramas por piso según el tipo de suelo.

TIPO DE SUELO		PERFIL B		PERFIL C		PERFIL D		PERFIL E	
PISO	H Piso (m)	dx (cm)	dy (cm)	dx (cm)	dy (cm)	dx (cm)	dy (cm)	dx (cm)	dy (cm)
6	2,85	1,339	2,359	2,850	2,827	3,501	3,686	4,548	4,471
5	3,06	1,482	2,059	3,060	2,617	2,904	3,755	3,711	4,476
4	3,06	1,378	1,778	3,060	2,411	2,533	3,385	3,253	3,964
3	3,06	1,173	1,376	3,060	1,985	1,971	2,770	2,521	3,158
2	3,06	0,846	0,902	3,060	1,370	1,278	1,914	1,589	2,111
1	3,06	0,413	0,404	3,060	0,648	0,561	0,901	0,665	0,964

Fuente: Reporte software especializado.

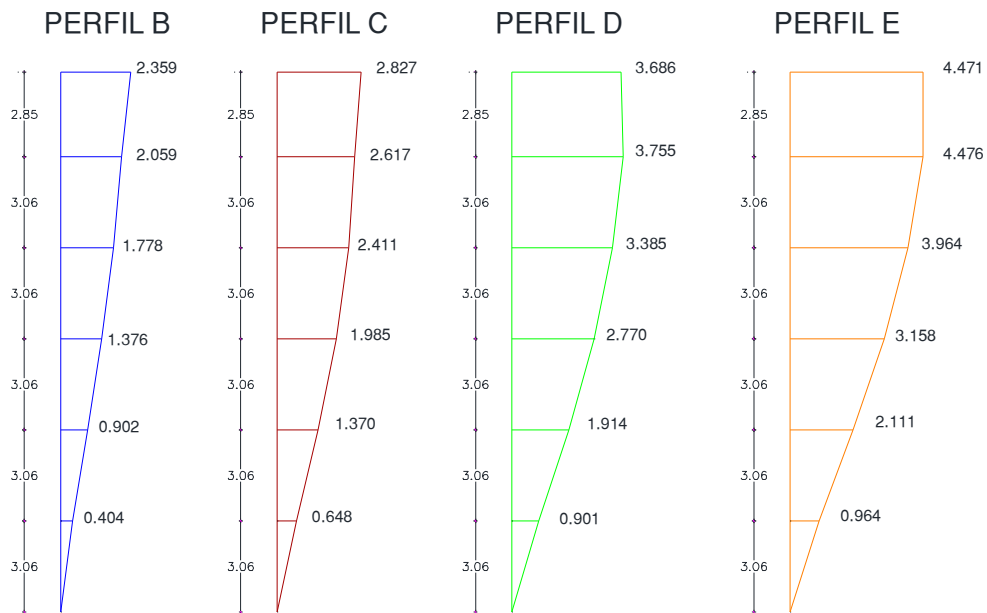
Para tener una idea más amplia de lo que sucede con los desplazamientos de la estructura graficaremos los resultados en ambos sentidos, obteniendo lo siguiente:

Figura 92. Desplazamientos por piso sentido X-X según perfil de suelo.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 93. Desplazamientos por piso sentido Y-Y según perfil de suelo.



Fuente: Elaboración propia.

6.7.19 Conclusiones

- Realizado el análisis de las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes observamos el valor del período real de la estructura T calculado según el método 2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción es mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.
- En el análisis de la estructura notamos que no se requieren considerar los efectos $P-\Delta$, es decir, los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas.
- Las derivas de piso se encuentran dentro de los límites permisibles de la Norma Ecuatoriana de la Construcción según el artículo 2.6.2.
- De acuerdo a la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción definimos la capacidad portante para cada perfil de suelo, que en todos los casos es mayor a la carga transmitida por la estructura hacia la

cimentación, por ende concluimos que las cimentaciones diseñadas para cada perfil del suelo son las correctas.

- En los diferentes tipos de cimentaciones diseñadas en el programa computacional que corresponde, observamos que la altura de los elementos de cada tipo de fundación es la ideal pues el valor del punzonamiento es menor a 1.
- Los asentamientos diferenciales calculados entre pórticos, dispuestos a una distancia de apoyo L , en cada una de las cimentaciones diseñadas cumplen con los requerimientos fijados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 9, artículo 9.4.2.2.
- La distorsión angular o relación entre el asentamiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa, está dentro del rango permitido de acuerdo a Bjerrum para todos los casos de las cimentaciones, por ende no se tendrá ningún agrietamiento en el edificio.
- Las cimentaciones diseñadas no tendrá problemas de inestabilidad provocados por asentamientos excesivos, y en cada caso el suelo es apto para soportar la estructura.
- Mediante un análisis paso a paso en el tiempo con la utilización de un acelerograma específico de un sismo real medido podemos observar a detalle el comportamiento de los diversos tipos de suelo.
- Apreciamos que los desplazamientos del acelerograma del perfil B son los más bajos, y los desplazamientos del perfil E aproximadamente duplican los valores de esta referencia, por ello en el primer caso es factible utilizar el modelo de cimentación superficial con zapatas aisladas, mientras que en el segundo caso necesariamente un tipo de cimentación profunda, por las características de los suelos, lo que encarecería en un 100% la cimentación del perfil E.

- Si comparamos los desplazamientos de los acelerogramas de los perfiles B y C, podemos definir que la cimentación superficial con zapatas combinadas correspondientes al perfil C se encarece en un 40% a la cimentación superficial con zapatas aisladas del primero.
- Evaluando los desplazamientos de los acelerogramas de los perfiles B y D, establecemos que la cimentación superficial de una losa de cimentación diseñada para el perfil D se encarece en un 60% a la cimentación superficial con zapatas aisladas del perfil B.
- Concluimos finalmente que todo edificio a lo largo de su periodo de vida experimentará asentamientos debidos a la consolidación del suelo, en muchos casos no perceptibles a simple vista, pero de hecho sí hay un desplazamiento vertical, cuya magnitud depende del tipo de suelo y del tipo de cimentación empleado.

6.7.20 Recomendaciones

- Dada la alta variabilidad de las propiedades del suelo, para considerar los efectos de sitio en el diseño de cimentaciones, es recomendable llevar a cabo estudios de mecánica de suelos, y si es posible, la consulta de mapas geológicos, topográficos, de suelos, de rellenos, orográficos, de hundimientos, inundaciones, fotografías aéreas y datos sobre construcciones adyacentes.
- Se recomienda utilizar el método de Winkler o módulo de balasto para calcular los hundimientos que se generan en el suelo debajo de fundación, con esta información de acuerdo al reglamento de construcciones con el que se esté diseñando, se podrán cambiar las dimensiones de la cimentación seleccionada, para no exceder los límites de tolerancia de los asentamientos permisibles.

- Para el sismo de diseño las normas recomiendan realizar un diseño por desempeño y verificar el daño que sufrirán en los elementos estructurales y no estructurales del edificio, es decir lo que sucede con las estructuras en los todos los niveles según VISON 2000.

6.8 ADMINISTRACIÓN

La administración adecuada de la presente propuesta se alcanzará una vez que el diseñador haya realizado responsablemente las verificaciones necesarias al modelar la estructura por completo, luego de ello se podrá idealizar el tipo de cimentación que corresponde a la estructura en mención en base al suelo de fundación que se disponga.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

Se evaluará el comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación, pues es necesario conocer las deformaciones y asentamientos que se producirán en cada una de ellas, de esta forma se puede identificar el comportamiento que tendrán los diversos perfiles de suelo dispuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción; de tal forma que se tenga una referencia de la posible fundación a utilizar.

BIBLIOGRAFÍA

Aki, K. (1988). “*American Society of Civil Engineering. Geotechnical Special Publication*”, 20, 103-155.

American Concrete Institute (ACI 318 -08)

AUVINET, G. (1999). “*Confiabilidad y análisis de riesgo en geotecnia*”, Apuntes para estudiantes del curso, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

ÁVILA, Aníbal. (2004), *Mecánica de Suelos*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

BAZAN, E. Meli. (1989). *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*. Editorial LIMUSA, segunda reimpresión.

CAPOTE, Abreu Jorge A. (2010). *La Mecánica de Suelos*.

DAS, BRAJA M. (1999). *Principios de Ingeniería en Cimentaciones*.

DELGADO, Vargas Manuel. (1996). *Ingeniería de Fundacione*. Santa Fe – Bogotá: Escuela colombiana de Ingeniería.

GONZALEZ MATILDE C. (2001). *El Terreno*.

LAMBE, T. William. (1996). *Mecánica de suelos*. 4ta. Edición.

LEONI, Augusto José. (2004). *Relaciones volumétricas y gravimétricas*.

LEONI, Augusto José. (2005). *Geotecnia I. Investigaciones geotécnicas*.

MALDONADO, Rondón Esperanza. (1993). *Comportamiento Geotécnico-Estructural de las construcciones de uno o dos niveles*. Santa Fe de Bogotá: Escuela colombiana de Ingeniería.

MÁRQUEZ, José Javier. (2006). *Mecánica de suelos y estudios Geotécnicos en obras de ingeniería*.

MUELAS RODRIGUEZ, Ángel. *Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011, Quito.

POLIOTTI, Mauro, & SIERRA, Pablo. (2008). *Geología y Geotécnia – Consolidación*. Argentina: Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Escuela de Ingeniería Civil.

Prontuario “*Características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas a los mismos.*”

Prontuario “*Suelos y cimentaciones*”.

ROMO, Proaño Marcelo. (2008). *Temas de hormigón armado*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

ROMO, Proaño Marcelo. (2009). *Técnicas para la generación de diagramas de velocidades y diagramas d desplazamientos a partir de acelerogramas sísmicos*. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

Singh, B. y Goel, R.K. (1999). *Rock Mass Classification*.

Skempton, A.W. y MacDonald, D.H. (1956) "*The Allowable Settlement of Buildings*"

TERZAGHI, KARL. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Geotechnique* pag.326.Vol 5 nl 4.

VASCO, L. Patricio M. *Guía Cálculo de Edificios*. Ambato.

WHITLOW, Roy. (1996). *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*.

ANEXOS

ANEXO 1

Distribución Chi Cuadrado X^2

P= Probabilidad de encontrar un valor mayor o igual que el chi cuadrado tabulado, V = Grados de libertad.

v/p	0,001	0,0025	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1	10,8274	9,1404	7,8794	6,6349	5,0239	3,8415	2,7055	2,0722	1,6424	1,3233	1,0742	0,8735	0,7083	0,5707	0,4549
2	13,8150	11,9827	10,5965	9,2104	7,3778	5,9915	4,6052	3,7942	3,2189	2,7726	2,4079	2,0996	1,8326	1,5970	1,3863
3	16,2660	14,3202	12,8381	11,3449	9,3484	7,8147	6,2514	5,3170	4,6416	4,1083	3,6649	3,2831	2,9462	2,6430	2,3660
4	18,4662	16,4238	14,8602	13,2767	11,1433	9,4877	7,7794	6,7449	5,9886	5,3853	4,8784	4,4377	4,0446	3,6871	3,3567
5	20,5147	18,3854	16,7496	15,0863	12,8325	11,0705	9,2363	8,1152	7,2893	6,6257	6,0644	5,5731	5,1319	4,7278	4,3515
6	22,4575	20,2491	18,5475	16,8119	14,4494	12,5916	10,6446	9,4461	8,5581	7,8408	7,2311	6,6948	6,2108	5,7652	5,3481
7	24,3213	22,0402	20,2777	18,4753	16,0128	14,0671	12,0170	10,7479	9,8032	9,0371	8,3834	7,8061	7,2832	6,8000	6,3458
8	26,1239	23,7742	21,9549	20,0902	17,5345	15,5073	13,3616	12,0271	11,0301	10,2189	9,5245	8,9094	8,3505	7,8325	7,3441
9	27,8767	25,4625	23,5893	21,6660	19,0228	16,9190	14,6837	13,2880	12,2421	11,3887	10,6564	10,0060	9,4136	8,8632	8,3428
10	29,5879	27,1119	25,1881	23,2093	20,4832	18,3070	15,9872	14,5339	13,4420	12,5489	11,7807	11,0971	10,4732	9,8922	9,3418
11	31,2635	28,7291	26,7569	24,7250	21,9200	19,6752	17,2750	15,7671	14,6314	13,7007	12,8987	12,1836	11,5298	10,9199	10,3410
12	32,9092	30,3182	28,2997	26,2170	23,3367	21,0261	18,5493	16,9893	15,8120	14,8454	14,0111	13,2661	12,5838	11,9463	11,3403
13	34,5274	31,8830	29,8193	27,6882	24,7356	22,3620	19,8119	18,2020	16,9848	15,9839	15,1187	14,3451	13,6356	12,9717	12,3398
14	36,1239	33,4262	31,3194	29,1412	26,1189	23,6848	21,0641	19,4062	18,1508	17,1169	16,2221	15,4209	14,6853	13,9961	13,3393
15	37,6978	34,9494	32,8015	30,5780	27,4884	24,9958	22,3071	20,6030	19,3107	18,2451	17,3217	16,4940	15,7332	15,0197	14,3389
16	39,2518	36,4555	34,2671	31,9999	28,8453	26,2962	23,5418	21,7931	20,4651	19,3689	18,4179	17,5646	16,7795	16,0425	15,3385
17	40,7911	37,9462	35,7184	33,4087	30,1910	27,5871	24,7690	22,9770	21,6146	20,4887	19,5110	18,6330	17,8244	17,0646	16,3382
18	42,3119	39,4220	37,1564	34,8052	31,5264	28,8693	25,9894	24,1555	22,7595	21,6049	20,6014	19,6993	18,8679	18,0860	17,3379
19	43,8194	40,8847	38,5821	36,1908	32,8523	30,1435	27,2036	25,3289	23,9004	22,7178	21,6891	20,7638	19,9102	19,1069	18,3376
20	45,3142	42,3358	39,9969	37,5663	34,1696	31,4104	28,4120	26,4976	25,0375	23,8277	22,7745	21,8265	20,9514	20,1272	19,3374
21	46,7963	43,7749	41,4009	38,9322	35,4789	32,6706	29,6151	27,6620	26,1711	24,9348	23,8578	22,8876	21,9915	21,1470	20,3372
22	48,2676	45,2041	42,7957	40,2894	36,7807	33,9245	30,8133	28,8224	27,3015	26,0393	24,9390	23,9473	23,0307	22,1663	21,3370
23	49,7276	46,6231	44,1814	41,6383	38,0756	35,1725	32,0069	29,9792	28,4288	27,1413	26,0184	25,0055	24,0689	23,1852	22,3369
24	51,1790	48,0336	45,5584	42,9798	39,3641	36,4150	33,1962	31,1325	29,5533	28,2412	27,0960	26,0625	25,1064	24,2037	22,3367
25	52,6187	49,4351	46,9280	44,3140	40,6465	37,6525	34,3816	32,2825	30,6752	29,3388	28,1719	27,1183	26,1430	25,2218	24,3366
26	54,0511	50,8291	48,2898	45,6416	41,9231	38,8851	35,5632	33,4295	31,7946	30,4346	29,2463	28,1730	27,1789	26,2395	25,3365
27	55,4751	52,2152	49,6450	46,9628	43,1945	40,1133	36,7412	34,5736	32,9117	31,5284	30,3193	29,2266	28,2141	27,2569	26,3363
28	56,8918	53,5939	50,9936	48,2782	44,4608	41,3372	37,9159	35,7150	34,0266	32,6205	31,3909	30,2791	29,2486	28,2740	27,3362
29	58,3006	54,9662	52,3355	49,5878	45,7223	42,5569	39,0875	36,8538	35,1394	33,7109	32,4612	31,3308	30,2825	29,2908	28,3361

Distribución Chi Cuadrado X^2 . (Continuación)

v/p	0,001	0,0025	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
30	59,7022	56,3325	53,6719	50,8922	46,9792	43,7730	40,2560	37,9902	36,2502	34,7997	33,5302	32,3815	31,3159	30,3073	29,3360
31	61,0980	57,6921	55,0025	52,1914	48,2319	44,9853	41,4217	39,1244	37,3591	35,8871	34,5981	33,4314	32,3486	31,3235	30,3359
32	62,4873	59,0461	56,3280	53,4857	49,4804	46,1942	42,5847	40,2563	38,4663	36,9730	35,6649	34,4804	33,3809	32,3394	31,3359
33	63,8694	60,3953	57,6483	54,7754	50,7251	47,3999	43,7452	41,3861	39,5718	38,0575	36,7307	35,5287	34,4126	33,3551	32,3358
34	65,2471	61,7382	58,9637	56,0609	51,9660	48,6024	44,9032	42,5140	40,6756	39,1408	37,7954	36,5763	35,4438	34,3706	33,3357
35	66,6192	63,0760	60,2746	57,3420	53,2033	49,8018	46,0588	43,6399	41,7780	40,2228	38,8591	37,6231	36,4746	35,3858	34,3356
36	67,9850	64,4097	61,5811	58,6192	54,4373	50,9985	47,2122	44,7641	42,8788	41,3036	39,9220	38,6693	37,5049	36,4008	35,3356
37	69,3476	65,7384	62,8832	59,8926	55,6680	52,1923	48,3634	45,8864	43,9782	42,3833	40,9839	39,7148	38,5348	37,4156	36,3355
38	70,7039	67,0628	64,1812	61,1620	56,8955	53,3835	49,5126	47,0072	45,0763	43,4619	42,0450	40,7597	39,5643	38,4302	37,3354
39	72,0550	68,3830	65,4753	62,4281	58,1201	54,5722	50,6598	48,1263	46,1730	44,5395	43,1053	41,8040	40,5935	39,4446	38,3354
40	73,4029	69,6987	66,7660	63,6908	59,3417	55,7585	51,8050	49,2438	47,2685	45,6160	44,1649	42,8477	41,6222	40,4589	39,3353
45	80,0776	76,2229	73,1660	69,9569	65,4101	61,6562	57,5053	54,8105	52,7288	50,9849	49,4517	48,0584	46,7607	45,5274	44,3351
50	86,6603	82,6637	79,4898	76,1538	71,4202	67,5048	63,1671	60,3460	58,1638	56,3336	54,7228	53,2576	51,8916	50,5923	49,3349
55	93,1671	89,0344	85,7491	82,2920	77,3804	73,3115	68,7962	65,8550	63,5772	61,6650	59,9804	58,4469	57,0160	55,6539	54,3348
60	99,6078	95,3443	91,9518	88,3794	83,2977	79,0820	74,3970	71,3411	68,9721	66,9815	65,2265	63,6277	62,1348	60,7128	59,3347
70	112,3167	107,8079	104,2148	100,4251	95,0231	90,5313	85,5270	82,2553	79,7147	77,5766	75,6893	73,9677	72,3583	70,8236	69,3345
80	124,8389	120,1018	116,3209	112,3288	106,6285	101,8795	96,5782	93,1058	90,4053	88,1303	86,1197	84,2840	82,5663	80,9266	79,3343
90	137,2082	132,2554	128,2987	124,1162	118,1359	113,1452	107,5650	103,9040	101,0537	98,6499	96,5238	94,5809	92,7614	91,0234	89,3342
100	149,4488	144,2925	140,1697	135,8069	129,5613	124,3421	118,4980	114,6588	111,6667	109,1412	106,9058	104,8615	102,9459	101,1149	99,3341
120	173,6184	168,0814	163,6485	158,9500	152,2113	146,5673	140,2326	136,0620	132,8063	130,0546	127,6159	125,3833	123,2890	121,2850	119,3340
140	197,4498	191,5653	186,8465	181,8405	174,6478	168,6130	161,8270	157,3517	153,8537	150,8941	148,2686	145,8629	143,6043	141,4413	139,3339
160	221,0197	214,8081	209,8238	204,5300	196,9152	190,5164	183,3106	178,5517	174,8283	171,6752	168,8759	166,3092	163,8977	161,5868	159,3338
180	244,3723	237,8548	232,6198	227,0563	219,0442	212,3039	204,7036	199,6786	195,7434	192,4086	189,4462	186,7282	184,1732	181,7234	179,3338
200	267,5388	260,7350	255,2638	249,4452	241,0578	233,9942	226,0210	220,7441	216,6088	213,1022	209,9854	207,1244	204,4337	201,8526	199,3337
250	324,8306	317,3609	311,3460	304,9393	295,6885	287,8815	279,0504	273,1944	268,5987	264,6970	261,2253	258,0355	255,0327	252,1497	249,3337
300	381,4239	373,3509	366,8439	359,9064	349,8745	341,3951	331,7885	325,4090	320,3971	316,1383	312,3460	308,8589	305,5741	302,4182	299,3336
500	603,4458	593,3580	585,2060	576,4931	563,8514	553,1269	540,9303	532,8028	526,4014	520,9505	516,0874	511,6081	507,3816	503,3147	499,3335
600	712,7726	701,8322	692,9809	683,5155	669,7690	658,0936	644,8004	635,9329	628,8157	622,9876	617,6713	612,7718	608,1468	603,6942	599,3335

Distribución Chi Cuadrado X^2 . (Continuación)

v/p	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	0,975	0,99	0,995	0,9975	0,999
1	0,3573	0,2750	0,2059	0,1485	0,1015	0,0642	0,0358	0,0158	0,0039	0,0010	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
2	1,1957	1,0217	0,8616	0,7133	0,5754	0,4463	0,3250	0,2107	0,1026	0,0506	0,0201	0,0100	0,0050	0,0020
3	2,1095	1,8692	1,6416	1,4237	1,2125	1,0052	0,7978	0,5844	0,3518	0,2158	0,1148	0,0717	0,0449	0,0243
4	3,0469	2,7528	2,4701	2,1947	1,9226	1,6488	1,3665	1,0636	0,7107	0,4844	0,2971	0,2070	0,1449	0,0908
5	3,9959	3,6555	3,3251	2,9999	2,6746	2,3425	1,9938	1,6103	1,1455	0,8312	0,5543	0,4118	0,3075	0,2102
6	4,9519	4,5702	4,1973	3,8276	3,4546	3,0701	2,6613	2,2041	1,6354	1,2373	0,8721	0,6757	0,5266	0,3810
7	5,9125	5,4932	5,0816	4,6713	4,2549	3,8223	3,3583	2,8331	2,1673	1,6899	1,2390	0,9893	0,7945	0,5985
8	6,8766	6,4226	5,9753	5,5274	5,0706	4,5936	4,0782	3,4895	2,7326	2,1797	1,6465	1,3444	1,1042	0,8571
9	7,8434	7,3570	6,8763	6,3933	5,8988	5,3801	4,8165	4,1682	3,3251	2,7004	2,0879	1,7349	1,4501	1,1519
10	8,8124	8,2955	7,7832	7,2672	6,7372	6,1791	5,5701	4,8652	3,9403	3,2470	2,5582	2,1558	1,8274	1,4787
11	9,7831	9,2373	8,6952	8,1479	7,5841	6,9887	6,3364	5,5778	4,5748	3,8157	3,0535	2,6032	2,2321	1,8338
12	10,7553	10,1820	9,6115	9,0343	8,4384	7,8073	7,1138	6,3038	5,2260	4,4038	3,5706	3,0738	2,6612	2,2141
13	11,7288	11,1291	10,5315	9,9257	9,2991	8,6339	7,9008	7,0415	5,8919	5,0087	4,1069	3,5650	3,1118	2,6172
14	12,7034	12,0785	11,4548	10,8215	10,1653	9,4673	8,6963	7,7895	6,5706	5,6287	4,6604	4,0747	3,5820	3,0407
15	13,6790	13,0298	12,3809	11,7212	11,0365	10,3070	9,4993	8,5468	7,2609	6,2621	5,2294	4,6009	4,0697	3,4825
16	14,6555	13,9827	13,3096	12,6243	11,9122	11,1521	10,3090	9,3122	7,9616	6,9077	5,8122	5,1422	4,5734	3,9417
17	15,6328	14,9373	14,2406	13,5307	12,7919	12,0023	11,1249	10,0852	8,6718	7,5642	6,4077	5,6973	5,0916	4,4162
18	16,6108	15,8932	15,1738	14,4399	13,6753	12,8570	11,9462	10,8649	9,3904	8,2307	7,0149	6,2648	5,6234	4,9048
19	17,5894	16,8504	16,1089	15,3517	14,5620	13,7158	12,7727	11,6509	10,1170	8,9065	7,6327	6,8439	6,1673	5,4067
20	18,5687	17,8088	17,0458	16,2659	15,4518	14,5784	13,6039	12,4426	10,8508	9,5908	8,2604	7,4338	6,7228	5,9210
21	19,5485	18,7683	17,9843	17,1823	16,3444	15,4446	14,4393	13,2396	11,5913	10,2829	8,8972	8,0336	7,2889	6,4467
22	20,5288	19,7288	18,9243	18,1007	17,2396	16,3140	15,2787	14,0415	12,3380	10,9823	9,5425	8,6427	7,8648	6,9829
23	21,5095	20,6902	19,8657	19,0211	18,1373	17,1865	16,1219	14,8480	13,0905	11,6885	10,1957	9,2604	8,4503	7,5291
24	22,4908	21,6525	20,8084	19,9432	19,0373	18,0618	16,9686	15,6587	13,8484	12,4011	10,8563	9,8862	9,0441	8,0847
25	23,4724	22,6156	21,7524	20,8670	19,9393	18,9397	17,8184	16,4734	14,6114	13,1197	11,5240	10,5196	9,6462	8,6494
26	24,4544	23,5794	22,6975	21,7924	20,8434	19,8202	18,6714	17,2919	15,3792	13,8439	12,1982	11,1602	10,2561	9,2222
27	25,4367	24,5440	23,6437	22,7192	21,7494	20,7030	19,5272	18,1139	16,1514	14,5734	12,8785	11,8077	10,8733	9,8029
28	26,4195	25,5092	24,5909	23,6475	22,6572	21,5880	20,3857	18,9392	16,9279	15,3079	13,5647	12,4613	11,4973	10,3907
29	27,4025	26,4751	25,5391	24,5770	23,5666	22,4751	21,2468	19,7677	17,7084	16,0471	14,2564	13,1211	12,1278	10,9861

Distribución Chi Cuadrado X^2 . (Continuación)

v/p	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	0,975	0,99	0,995	0,9975	0,999
30	28,3858	27,4416	26,4881	25,5078	24,4776	23,3641	22,1103	20,5992	18,4927	16,7908	14,9535	13,7867	12,7646	11,5876
31	29,3694	28,4087	27,4381	26,4397	25,3901	24,2551	22,9762	21,4336	19,2806	17,5387	15,6555	14,4577	13,4073	12,1961
32	30,3533	29,3763	28,3889	27,3728	26,3041	25,1478	23,8442	22,2706	20,0719	18,2908	16,3622	15,1340	14,0555	12,8104
33	31,3375	30,3444	29,3405	28,3069	27,2194	26,0422	24,7143	23,1102	20,8665	19,0467	17,0735	15,8152	14,7092	13,4312
34	32,3219	31,3130	30,2928	29,2421	28,1361	26,9383	25,5864	23,9522	21,6643	19,8062	17,7891	16,5013	15,3679	14,0568
35	33,3065	32,2821	31,2458	30,1782	29,0540	27,8359	26,4604	24,7966	22,4650	20,5694	18,5089	17,1917	16,0315	14,6881
36	34,2913	33,2517	32,1995	31,1152	29,9730	28,7350	27,3363	25,6433	23,2686	21,3359	19,2326	17,8868	16,7000	15,3243
37	35,2764	34,2216	33,1539	32,0532	30,8933	29,6355	28,2138	26,4921	24,0749	22,1056	19,9603	18,5859	17,3730	15,9652
38	36,2617	35,1920	34,1089	32,9919	31,8146	30,5373	29,0931	27,3430	24,8839	22,8785	20,6914	19,2888	18,0501	16,6109
39	37,2472	36,1628	35,0645	33,9315	32,7369	31,4405	29,9739	28,1958	25,6954	23,6543	21,4261	19,9958	18,7318	17,2612
40	38,2328	37,1340	36,0207	34,8719	33,6603	32,3449	30,8563	29,0505	26,5093	24,4331	22,1642	20,7066	19,4171	17,9166
45	43,1638	41,9950	40,8095	39,5847	38,2910	36,8844	35,2895	33,3504	30,6123	28,3662	25,9012	24,3110	22,8994	21,2509
50	48,0986	46,8638	45,6100	44,3133	42,9421	41,4492	39,7539	37,6886	34,7642	32,3574	29,7067	27,9908	26,4636	24,6736
55	53,0367	51,7391	50,4204	49,0554	47,6105	46,0356	44,2448	42,0596	38,9581	36,3981	33,5705	31,7349	30,0974	28,1731
60	57,9775	56,6200	55,2394	53,8091	52,2938	50,6406	48,7587	46,4589	43,1880	40,4817	37,4848	35,5344	33,7909	31,7381
70	67,8664	66,3961	64,8990	63,3460	61,6983	59,8978	57,8443	55,3289	51,7393	48,7575	45,4417	43,2753	41,3323	39,0358
80	77,7631	76,1879	74,5825	72,9153	71,1445	69,2070	66,9938	64,2778	60,3915	57,1532	53,5400	51,1719	49,0430	46,5197
90	87,6661	85,9925	84,2854	82,5111	80,6247	78,5584	76,1954	73,2911	69,1260	65,6466	61,7540	59,1963	56,8918	54,1559
100	97,5744	95,8078	94,0046	92,1290	90,1332	87,9453	85,4406	82,3581	77,9294	74,2219	70,0650	67,3275	64,8571	61,9182
120	117,4041	115,4646	113,4825	111,4186	109,2197	106,8056	104,0374	100,6236	95,7046	91,5726	86,9233	83,8517	81,0726	77,7555
140	137,2476	135,1491	133,0028	130,7657	128,3800	125,7580	122,7476	119,0293	113,6594	109,1368	104,0343	100,6547	97,5908	93,9253
160	157,1019	154,8555	152,5564	150,1583	147,5988	144,7834	141,5475	137,5457	131,7560	126,8700	121,3457	117,6791	114,3496	110,3592
180	176,9652	174,5799	172,1373	169,5879	166,8653	163,8682	160,4206	156,1526	149,9687	144,7413	138,8205	134,8843	131,3050	127,0114
200	196,8359	194,3193	191,7409	189,0486	186,1717	183,0028	179,3550	174,8353	168,2785	162,7280	156,4321	152,2408	148,4262	143,8420
250	246,5387	243,7202	240,8297	237,8085	234,5768	231,0128	226,9048	221,8059	214,3915	208,0978	200,9387	196,1604	191,8020	186,5537
300	296,2700	293,1786	290,0062	286,6878	283,1353	279,2143	274,6901	269,0679	260,8781	253,9122	245,9727	240,6631	235,8126	229,9620
500	495,3734	491,3709	487,2569	482,9462	478,3231	473,2099	467,2962	459,9261	449,1467	439,9360	429,3874	422,3034	415,8081	407,9458
600	594,9938	590,6057	586,0930	581,3623	576,2859	570,6681	564,1661	556,0560	544,1801	534,0185	522,3654	514,5285	507,3385	498,6219

ANEXO 2

Factores de adhesión para pilotes hundidos en arcillas.

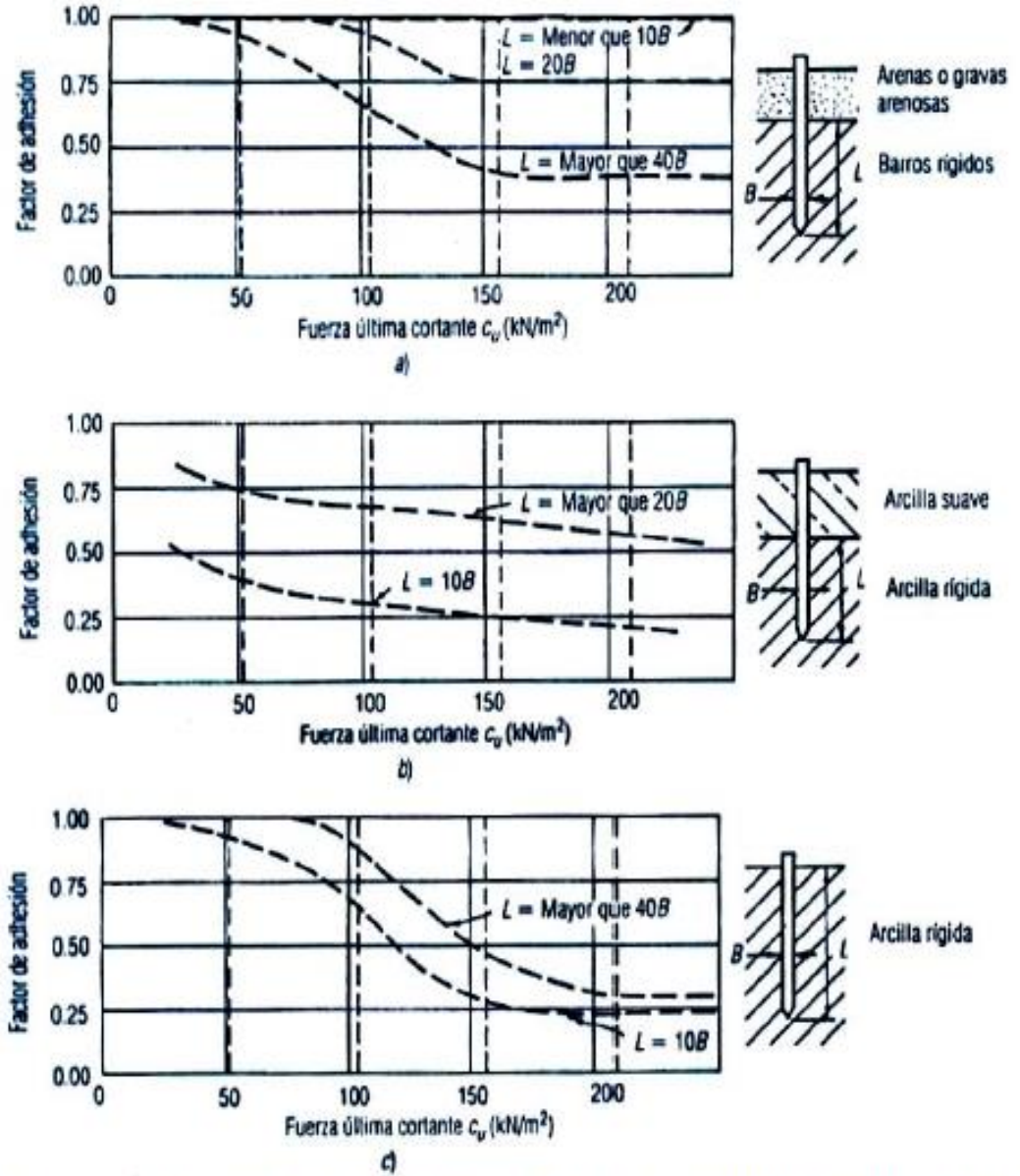


Fig 2.10 Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla. a) Caso 1: Pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas. b) Caso 2: Pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil. Caso 3: Pilotes sin una capa superior diferente.