

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS:

***“ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCION SUELO-
ESTRUCTURA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES***

Presentado por:

Bch. Juan Pablo Escobar Montesinos

Asesores:

Mg. Ing. Jose Francisco Serrano

Ing. Abel Aucca Barcena

Mg. Ing. Juan Carlos Malpartida Linares

Para optar el titulo profesional de Ingeniero Civil

CUSCO-PERU

2019

DEDICATORIA

A mi madre andrea montesinos garrido
y a mis hermanos Grimaldo, juan
carlos y Eduardo por su apoyo
incondicional y por su amor.

A mi padre el Ing. juan pablo escobar
masias por su gran ejemplo como
profesional, y su apoyo motivador en
mi vida.

A mi hija Isabella y mi esposa Ibeth
por ser el motor de mi vida para seguir
adelante

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo realizar un análisis y diseño estructural considerando apoyos sobre soportes que consideren la rigidez del terreno de fundación, A este fenómeno se le conoce como interacción suelo-estructura.

Es práctica común asignarle una base rígida a los modelamientos realizados para edificaciones, pero al considerar la flexibilidad en el terreno de fundación, Modelando la interacción suelo-estructura, se observa que la rigidez del suelo de fundación absorbe parte de la energía liberada por el sismo, con esta consideración se puede idealizar de una forma más real el comportamiento sismoresistente de una edificación a diseñar.

Para ello en este trabajo se utilizó las publicaciones e investigaciones realizadas por Dr. Genner Villarreal Castro, dando a conocer que sus investigaciones están orientadas a resolver uno de los problemas actuales de la mecánica estructural, específicamente en la metodología de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas y plateas de cimentación, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación.

En la presente tesis de investigación se ha considera una edificación de 7 niveles de concreto armado la cual se ha analiza con el programa ETABS 2015. En la cual con dicho programa se realiza dos modelamientos. Con el primer modelamiento se analiza con un empotramiento perfecto en su base, mientras que en el segundo modelamiento se analiza considerando la flexibilidad en la base de cimentación.

Obtenidos los resultados de los dos modelamientos se demuestra que existe disminución de fuerzas sísmicas, aumento de periodo natural y aumento de desplazamientos, determinando así que considerando la interacción suelo-estructura se obtiene un diseño más cercano a la realidad.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
RESUMEN	iii
PRESENTACION	iv

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA GENERAL.....	2
1.2.1. Problema General.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.3.1. Objetivo General.....	2
1.3.2. Objetivos Específicos.	2
1.3.3. Justificación.	3
1.3.4. Limitaciones.	3
1.4. HIPÓTESIS.....	3
1.4.1. Variables.	3
□ Dependientes	3
□ Independientes	3
1.5. DISEÑO EXPERIMENTAL.....	4
1.6. ESTRATEGIA DEL TRABAJO.....	4
1.6.1. Método de estudio	4

CAPITULO II

BASES PARA EL MODELAMIENTO ESTRUTURAL CON INTERACCION

SUELO-ESTRUCTURA

2.1. GENERALIDADES.....	5
2.2. ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION	5

2.2.1. EVOLUCION DE LOS MODELOS DINAMICOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.....	6
2.2.2. MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION SUELO-CIMENTACION SUPERFICIAL-SUPERESTRUCTURA	10
2.2.3. MODELO DINAMICO DE D.D BARKAN-O.A SAVINOV	10
2.2.4. MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87	13
2.2.6. OBJECCIONES Y MEJORAS AL MÉTODO	21
2.2.7. OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO:	23
2.2.8. INVESTIGACIONES REALIZADAS EN EL PERU	28
2.2.8.1. Estudios hechos por el Ing. Antonio Blanco Blasco (1988)	28
2.2.8.2. Teorías de Mecánica de Suelos para considerar giros en la cimentación.....	28
2.2.8.3. Problemática para la determinación del módulo de Corte	30
2.2.8.4. Resultados obtenidos en Edificios Analizados	30
Conclusiones	36

CAPITULO III

ESTRUCTURACION, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

3.1. ESTRUCTURACION	37
3.1.1. GENERALIDADES	37
3.1.2. SIMPLICIDAD Y SIMETRI	37
3.1.3. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	39
3.1.4. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO	39
3.1.5. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD	39
3.1.6. RIGIDEZ LATERAL	40
3.1.7. EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (diafragma rígido)	40
3.1.8. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	40
3.1.9. ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.....	41
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	42

3.2.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS DE CONCRETO ARMADO.	42
3.2.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO	
3.2.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO	
3.2.5.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA	54
3.3.	METRADO DE CARGAS.	55
3.3.1.	TIPOS DE CARGA	55
3.3.2.	CARGAS ESTÁTICAS.	56
3.3.3.	CARGAS DINÁMICAS.	56

CAPITULO IV

ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO CON Y SIN INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

4.1	ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO SIN INTERACCION.....	61
4.1.1.	GENERALIDADES	61
4.1.2.	ANALISIS SISMICO ESTATICO SIN INTERACCION	62
4.2.	ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO CON INTERACCION.....	100
4.2.1.	Análisis Sísmico estático con interacción.-	101
4.2.1.1.	Calculo de masas.- Para la determinación del cálculo de masas.	101
4.2.1.2.	Modelos Dinámico de BARKAN-O.A SAVINOV.-	102
4.2.1.3.	Determinación de la presión estática.-	102
4.2.1.4.	Coeficiente Co(balasto inicial).- Este dato se saca del estudio de	
4.2.1.5.	Coeficiente Do.-	103
4.2.1.6.	Determinación de los coeficientes CX, CY, CZ, CΨX, CΨY.-	103
4.2.1.7.	Coeficientes de rigidez.	104
4.2.1.8.	Ejemplo de aplicación con modelo BARKAN.	105

CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL CON Y SIN INTERACCION

5.1.	FUNDAMENTOS DE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO	119
5.1.1.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	121
5.1.1.1	GENERALIDADES	121

5.1.1.2. Diseño por flexión	122
5.1.1.3. Diseño por corte	124
5.1.1.4. Control de deflexiones	125
5.1.1.5. Ejemplo de diseño de losa aligerada	125
5.1.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	130
5.1.3. DISEÑO DE VIGAS	132
5.1.3.1. Generalidades	132
5.1.3.2. Diseño por flexión en vigas	132
5.1.3.3. Diseño por corte	138
5.1.3.4. Control de fisuración en vigas	140
5.1.3.5. Ejemplo de diseño	141
5.1.4. DISEÑO DE COLUMNAS	149
5.1.4.1. Diseño por flexo compresión uniaxial	149
5.1.4.2. Diseño por flexo compresión biaxial	149
5.1.4.3. Efectos de esbeltez	150
5.1.4.4. Estructuras sin desplazamiento lateral	151
5.1.4.5. Estructuras con desplazamiento lateral	152
5.1.4.6. Diseño por corte	153
5.1.5. DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)	170
5.1.4.1. Refuerzo mínimo horizontal y vertical	171
5.1.4.2. Diseño por flexión.	171
5.1.4.3. Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)	172
5.1.4.4. Muros bajos ($H/L < 1$)	172
5.1.4.5. Diseño por corte.	173
5.1.4.6. Ejemplo de diseño.	174
DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.....	192

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

GENERALIDADES	194
ANEXOS	197

INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (EMS)	197
MEMORIA DESCRIPTIVA	197
Resumen de las Condiciones de Cimentación	198
Tipo de cimentación.	198
La situación legal del terreno.	201
De la obra a cimentar	201
Edificación Especial	201
Movimientos de Tierra	201
Tipo de Edificación	201
EMS de los terrenos colindantes	203
Programa de Investigación Mínimo - PIM	204
Condiciones de Frontera	204
Número «n» de puntos de Investigación	205
El número de puntos de investigación determinado es de 01.	206
Trabajos Realizados “In Situ”	206
Ensayos Realizados “In Situ”	207
Sondeo con Penetrómetro Dinámico.	207
Ensayos de Laboratorio	208
Efecto del Sismo	212
Parámetros de Suelo:	214
CALCULOS Y ANALISIS DE LA CIMENTACION	216
ESTRATIGRAFIA TERRENO	216
ASIENTOS POR ESTRATO	218
ESTIMA PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ENSAYO POZO N° 01 - URB.	
LARAPA, CALLE 4 B-3-12	231
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	233
RECOMENDACIONES GENERALES:	236

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1 Modelo de péndulo invertido.....	6
Ilustración 2 Modelo Kobori	7
Ilustración 3.....	7
Ilustración 4 Figura Modelo Kobori.....	8
Ilustración 5 Figura Modelo Ukleba D:K (Uzbekistan)	8
Ilustración 6 Figura Modelo Nikolaenko N.A, Nazarov(Rusia)	9
Ilustración 7 Figura Modelo Giroscopo vertical libre	9
Ilustración 8 Figura Resortes Elásticos	17
Ilustración 9 Figura N°09 Modelo rigidez con balasto	19
Ilustración 10 Figura N°10	20
Ilustración 11 Figura N°11	22
Ilustración 12 Figura.....	23
Ilustración 13 Figura Planta típica de una edificación	31
Ilustración 14 Diagrama de DMF y diagrama de DFC.	32
Ilustración 15 Figura Diagrama de DMF y DFC.....	33
Ilustración 16 Figura Diagrama de Cortantes Considerando Giro en la Cimentación	34
Ilustración 17 Figura Torsión problema-posible solución.....	38
Ilustración 18 Figura Sección Rectangular Viga Típica.....	44
Ilustración 19 Figura N°18 áreas tributarias para columnas	45
Ilustración 20 Figura Transmisión de cargas a zapata	55
Ilustración 21 Figura planta 1er nivel.....	58
Ilustración 22 Figura N°21 Planta típica	59
Ilustración 23 Figura zonificación de Zonas sísmicas país Perú	62
Ilustración 24 Figura Modelamiento de Superestructura	70
Ilustración 25 Figura Modelamiento de Superestructura	71
Ilustración 26 Figura Modelamiento de la superestructura	78

Ilustración 27 Figura Modelamiento de la superestructura	78
Ilustración 28 Figura Modelamiento de la supeestructura análisis sísmico	87
Ilustración 29 Figura Modelamiento de la supeestructura análisis sísmico	87
Ilustración 30 ASIGNACION DE DIAFRAGMA RIGIDO.....	89
Ilustración 31 FIGURA ESPECTRO DE DISEÑO	93
Ilustración 32 Figura MODELAMIENTO DISEÑO SISMICO	93
Ilustración 33 Figura MODELAMIENTO DISEÑO SISMICO	94
Ilustración 34 FIGURA MODELAMIENTO DISEÑO SISMICO.....	95
Ilustración 35 FIGURA IDEALIZACION DE PLATEA DE CIMENTACION.....	101
Ilustración 36 FIGURA MODELAMIENTO CON INTERACCION	105
Ilustración 37 FIGURA MODELAMIENTO CON INTERACCION	107
Ilustración 38 FIGURA MODELAMIENTO CON INTERACCION	108
Ilustración 39 FIGURA N°39 MODELAMIENTO CON INTERACCION	108
Ilustración 40 MODELAMIENTO CON INTERACCION	112
Ilustración 41 FIGURA N°41 MODELAMIENTO CON INTERACCION	113
Ilustración 42FIGURA N°42 MODELAMIENTO CON INTERACCION	113
Ilustración 43 FIGURA N°43 MODELAMIENTO CON INTERACCION	114
Ilustración 44 FIGURA N°44 MODELAMIENTO CON INTERACCION	114
Ilustración 45 FIGURA N°45 MODELAMIENTO CON INTERACCION	115
Ilustración 46 FIGURA N°46 MODELAMIENTO CON INTERACCION	115
Ilustración 47 FIGURA N°47 MODELAMIENTO CON INTERACCION	116
Ilustración 48 FIGURA N°48 MODELAMIENTO CON INTERACCION	116
Ilustración 49 FIGURA SECCION DE LOSA ALIGERADA TIPICA	122
Ilustración 50 FIGURA N°50 PLANTA TIPICA MODELAMIENTO	126
Ilustración 51 FIGURA N°50 TITULO: TABIQUERIA POR METRO CUADRADO Y POR METRO LINEAL	126
Ilustración 52 FIGURA DIAGRAMA DE FUERZAS	128
Ilustración 53 FIGURA DIAGRAMA DE CORTANTES	128
Ilustración 54 DIAGRAMA DE MOMENTOS.....	128
Ilustración 55 FIGURA FRANJA DE LOSA QUE TRABAJA COMO VIGA DE UN METRO DE ANCHO.....	131
Ilustración 56 FIGURA PROPUESTA POR WHITNEY	133

Ilustración 57 FIGURA TIPOS DE FALLA SEGÚN ACI-2014	135
Ilustración 58 FIGURA DIAGRAMA DE MOMENTOS	142
Ilustración 59 FIGURA: DIAGRAMA DE CORTANTES	143
Ilustración 60 FIGURA: DIAGRAMA DE CUANTIAS DE ACERO PLANTA.....	144
Ilustración 61 FIGURA DIAGRAMA DE CORTANTES	144
Ilustración 62 FIGURA DIAGRAMA DE CUANTIAS.....	145
Ilustración 63 FIGURA DIAGRAMA DE CUANTIAS.....	146
Ilustración 64 FIGURA: DIAGRAMA DE CUANTIAS	147
Ilustración 65 FIGURA DISTRIBUCION DE ESTRIBOS SEGÚN CAP. 21 DE LA NOMRA E-060	148
Ilustración 66 FIGURA DISEÑO DE COLUMNA.....	155
Ilustración 67 FIGURA CASOS DE CARGA.....	155
Ilustración 68 FIGURA DISEÑO DE SECCION COL_2A	156
Ilustración 69 FIGURA DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A	156
Ilustración 70 FIGURA DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A	157
Ilustración 71 FIGURA N° DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A.....	157
Ilustración 72 FIGURA DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A	158
Ilustración 73 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION COL_2A.....	158
Ilustración 74 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	159
Ilustración 75FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	159
Ilustración 76 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	159
Ilustración 77 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	159
Ilustración 78 FIGURA CASOS DE CARGA.....	161
Ilustración 79 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION CASO X-X.....	162
Ilustración 80 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION CASO Y-Y	163
Ilustración 81 FIGURA DISEÑO COLIMNA 2B	164
Ilustración 82 FIGURA DISEÑO COLIMNA 2B	164
Ilustración 83 FIGURA DISEÑO COLIMNA 2B	165
Ilustración 84 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES 2B	165
Ilustración 85 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	166
Ilustración 86 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	166
Ilustración 87 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	166

Ilustración 88 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	166
Ilustración 89 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION CASO X-X.....	170
Ilustración 90 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION CASO Y-Y	170
Ilustración 91 FIGURA DISEÑO DE PLACA PL-01	175
Ilustración 92 FIGURA CASOS DE CARGA PL-01	175
Ilustración 93 FIGURA DISEÑO DE PLACAS PL-01	176
Ilustración 94 FIGURA N° DISEÑO DE PLACAS PL-01	176
Ilustración 95 FIGURA N° DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01.....	177
Ilustración 96 FIGURA N° DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01	177
Ilustración 97 FIGURA DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01	178
Ilustración 98 FIGURA DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01	178
Ilustración 99 FIGURA DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01	178
Ilustración 100 FIGURA CASOS DE CARGA PL-01	180
Ilustración 101 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES CASO X-X PL-01	182
Ilustración 102 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES CASO Y-Y PL.....	182
Ilustración 103 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03	183
Ilustración 104 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03	183
Ilustración 105 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03	184
Ilustración 106 FIGURA DISEÑO CASOS DE CARGA PLACA PL-03	184
Ilustración 107 FIGURA DISEÑO CASOS DE CARGA PLACA PL-03	185
Ilustración 108 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03	185
Ilustración 109 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03	186
Ilustración 110 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03	186
Ilustración 111 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES PLACA PL-03.....	187
Ilustración 112 FIGURA CASOS DE CARGA PLACA PL-03.....	187
Ilustración 113 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES.....	189
Ilustración 114FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES.....	189
Ilustración 115 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES.....	189
Ilustración 116 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES.....	190
Ilustración 117 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES.....	190
Ilustración 118 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES COMBINACION X-X	191

Ilustración 119 FIGURA: DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES COMBINACION Y-Y	192
---	-----

INDICE TABLAS

Tabla 1 coeficientes para determinar las rigideces de varios tipos de suelos.....	12
Tabla 2 Coeficientes de balasto para tipos de suelos.....	25
Tabla 3 Coe.....	26
Tabla 4 DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON BASE EMPOTRADA	35
Tabla 5 DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON GIRO	35
Tabla 6 Recomendaciones para peralte de losas aligeradas en un sentido	42
Tabla 7 Predimensionamiento de Columnas	46
Tabla 8 Predimensionamiento de Cargas	47
Tabla 9 Dotación diaria por departamento	54
Tabla 10 tipos de perfiles de suelo	64
Tabla 11 parámetros de sitio.....	64
Tabla 12 periodos de suelo	65
Tabla 13 Factor de Uso.....	67
Tabla 14 categoría de edificación y tipo de sistema estructural según factor de zona.....	68
Tabla 15 sistemas estructurales	69
Tabla 16 Metrado de cargas columnas y placas 1er nivel	71
Tabla 17 Metrado de cargas columnas y placas demás niveles.....	72
Tabla 18Metrado de cargas losas aligeradas	72
Tabla 19 Metrado de cargas losas macizas y escalera x piso	73
Tabla 20 metrado de vigas por piso.....	73
Tabla 21 metrado tabiquería y contrapisos por piso.....	73
Tabla 22 metrado carga viva por piso	74
Tabla 23 carga sísmica 1er nivel	74
Tabla 24 carga sísmica nivel típico	74
Tabla 25 carga sísmica azotea	75
Tabla 26 carga sísmica total	75

Tabla 27 irregularidades en altura	76
Tabla 28 Irregularidad de rigidez- piso blando.	79
Tabla 29 Irregularidad de resistencia- piso débil.....	79
Tabla 30 Irregularidad de rigidez- piso blando.	80
Tabla 31 Irregularidad de resistencia- piso débil.....	80
Tabla 32 Irregularidad torsional.	81
Tabla 33 discontinuidad de diafragma	82
Tabla 34 Irregularidad torsional.	82
Tabla 35 discontinuidad de diafragma	83
Tabla 36 categoría y regularidad de edificaciones	83
Tabla 37 CORTANTE MANUAL VS CORTANTE GENERADO EN ETABS.....	88
Tabla 38 SISMO ESTATICO EJE X	88
Tabla 39 SISMO ESTATICO EJE Y	89
Tabla 40 PERIODOS DE VIBRACION Y MASAS PARTICIPATIVAS	90
Tabla 41 PARA GENERACION DE ESTRO DE DISEÑO	92
Tabla 42 FUERZA CORTANTE ESTATICA.....	96
Tabla 43 FUERZA CORTANTE DINAMICA.....	96
Tabla 44 CORTANTES DINAMICO VS CORTANTE ESTATICO	97
Tabla 45 FACTOR ESCALAR ASUMIDO	97
Tabla 46 DERIVAS.....	99
Tabla 47 DERIVAS.....	99
Tabla 48 METRADO PESO ESTRUCTURA NO FACTORADO	109
Tabla 49 FUERZA CORTANTE ESTATICA CON INTERACCION	117
Tabla 50 FUERZA CORTANTE DINAMICA CON INTERACCION	117
Tabla 51	118
Tabla 52	118
Tabla 53 PESO PROPIO POR METRO CUADRADO DE LOSAS ALIGERADAS ...	122
Tabla 54 PERALTES MINIMOS DE VIGAS Y LOSAS SEGÚN E-060	125
Tabla 55 TITULO METRADO DE CARGAS POR VIGUETA.....	127
Tabla 56 TITULO METRADO DE CARGAS POR VIGUETA.....	127
Tabla 57 DISEÑO POR FLEXION DE VIGUETA DE LOSA.....	129
Tabla 58 CUANTIA MINIMA DE ACERO POR TEMPERTURA	130

Tabla 59 FUERZA CORTANTE ESTATICA.....	137
Tabla 60 FUERZA CORTANTE DINAMICA.....	137
Tabla 61 DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	160
Tabla 62 DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	160
Tabla 63 COMBINACIONES DE DISEÑO.....	161
Tabla 64 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X.....	161
Tabla 65 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X.....	162
Tabla 66 DATOS DIAGRAMA DE INTERACCION	167
Tabla 67 DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION	167
Tabla 68 CASOS DE CARGA.....	168
Tabla 69 COMBINACIONES DE DISEÑO.....	168
Tabla 70 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X.....	169
Tabla 71 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X.....	169
Tabla 72 TABLA N° DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01	179
Tabla 73 DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01	179
Tabla 74 OMBINACIONES DE DISEÑO PL-01	180
Tabla 75 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X PL-01	181
Tabla 76 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO Y-Y PL-01	181
Tabla 77 DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES.....	191

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES

La Interacción Suelo-Estructura, es un campo nuevo de la Ingeniería Civil, el cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría aislarse de su interacción con el suelo de fundación, existiendo un sin número de espectros y parámetros a resolver. En estos últimos años el desarrollo de las capacidades de las computadoras, ha permitido analizar diversos tipos de estructuras, considerando su interacción con el suelo de fundación.

¹(Tesis: interacción sísmica suelo- estructura en edificaciones aporticadas: policlínico de la udep)

En la actualidad contamos con varios software para poder realizar los modelamientos de cualquier tipo de estructuras tales como el ETABS, SAP2000, CYPECAD, ROBOT STRUTURAL,etc, y de esta manera poder acortar procedimientos tediosos que antes se realizaban.

¹ (Tesis: interacción sísmica suelo- estructura en edificaciones aporticadas: policlínico de la udep)

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA GENERAL.

Actualmente en la normativa sísmica, los criterios análisis, modelamiento y diseño consideran el empotramiento perfecto del suelo de fundación para modelar la superestructura de los proyectos, pero esto se cumple cuando los suelos son muy rígidos. En cambio si la superestructura se va a construir en un terreno de suelo blando o intermedio no necesariamente asemeja los cálculos con el comportamiento real de las estructuras, por lo cual se hace necesario un modelo que considere la rigidez del suelo en el modelamiento de la superestructura.

Esto nos lleva a formular el siguiente problema general:

1.2.1. Problema General.-

¿La idealización general del modelo matemático de una estructura con empotramiento perfecto en su base reflejara un comportamiento estructural real?.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Diseñar una edificación de 7 niveles con interacción sísmica suelo-estructura.

1.3.2. Objetivos Específicos.

Realizar el modelamiento para el análisis sísmico de la edificación de 7 niveles, con el sistema convencional, cumpliendo los requisitos que exige el reglamento nacional de edificaciones.

Realizar el modelamiento para el análisis sísmico con interacción suelo estructura de la edificación de 7 niveles, con el sistema convencional.

Realizar el modelamiento para el diseño estructural de la edificación de 7 niveles, con el sistema convencional, cumpliendo los requisitos que exige el reglamento nacional de edificaciones.

Realizar el modelamiento para el diseño estructural con interacción suelo estructura de la edificación de 7 niveles.

1.3.3. Justificación.

Con la investigación propuesta se genera una nueva tendencia a diseñar las estructuras en la ciudad del cusco para suelos flexibles.

1.3.4. Limitaciones.

Este proyecto de tesis de investigación está limitado al análisis y diseño estructural de edificaciones de 7 niveles y de condiciones de cimentación de cimentación semejantes.

1.4. HIPÓTESIS.

[“Modelando la interacción suelo-estructura, se observa que la rigidez del suelo de fundación absorbe parte de la energía liberada por el sismo, con esta consideración se puede idealizar de una forma más real el comportamiento sismoresistente de una edificación a diseñar.”]

1.4.1. Variables.

- **Dependientes**

Esfuerzos en los elementos estructurales

- **Independientes**

Rigidez del suelo de fundación

1.5. DISEÑO EXPERIMENTAL

Descriptivo - correlacional

1.6. ESTRATEGIA DEL TRABAJO

1.6.1. Método de estudio

- Recopilación y análisis de información sobre estudio relacionados.
- Recopilación de datos de los suelos.
- Toma de datos de la estructura a proyectar mediante análisis en gabinete.

Población

Se tomará como población del proyecto a realizar que es la Vivienda Multifamiliar de 7 niveles.

Muestra

Se tomará como muestra el proyecto en estudio de dicha Vivienda Multifamiliar

CAPITULO II

BASES PARA EL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

2.1. GENERALIDADES

La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan a la superestructura a través de la cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, el tipo de cimentación, la rigidez y disposición de esta y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo - estructura en el modelo matemático, análisis y por consiguiente en el diseño de la edificación. Fuente (Análisis de interacción suelo estructura de centros educativos con zapatas corridas en la Urb. Nicolás Garatea – Nuevo Chimbote).

2.2. ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION

2.2.1. EVOLUCION DE LOS MODELOS DINAMICOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

En la actualidad debemos tender al cambio de métodos más precisos en la búsqueda de la realidad para optimizar los modelos estructurales los cuales nos llevaran al equilibrio de lo seguro y lo más económico.

El primer modelo que apareció y que hasta ahora hoy en día las normas de diseño sismo-resistentes lo usan es el modelo de péndulo invertido. El cual se coloca masas a nivel de entrepiso con una rigidez equivalente en todo el piso, luego se hace una distribución de esfuerzos.

Este modelo tiene ventajas y deficiencias los cuales se detallan a continuación:

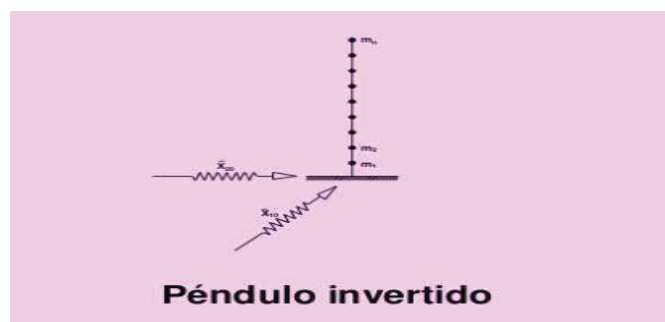
Ventajas:

- Fácil de realizar cálculos

Desventajas

- No describe el trabajo en 3D de la estructura
- No describe el efecto de interacción suelo-estructura
- Sobredimensiona lo elementos estructurales

Ilustración 1 Modelo de péndulo invertido

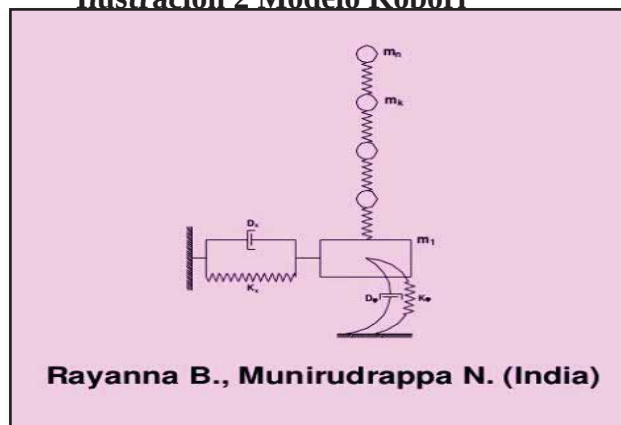


Diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006²

² diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

Luego de este modelo de péndulo invertido vino rayanna B. Munirudrappa N (India) quien planteo el mismo péndulo invertido, pero esta vez con conexiones elásticas a nivel de entrepiso, donde la cimentación (m_1) va a desplazarse y por tanto tiene un comportamiento elástico, pero también la cimentación disipa energía y por lo tanto tiene amortiguamiento y por tanto el empotramiento del suelo quedo descartado. Ver figura 2.2.

Ilustración 2 Modelo Kabori



³ Diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006
Luego vino Kabori. otros(Japón).

El planteo el mismo péndulo invertido pero no solo dijo que existían desplazamiento en planta de la cimentación sino también si no también que la cimentación puede rotar en planta, también dijo que la cimentación puede perder contacto con el suelo cuando hay sismos severos. Ver figura 2.3

Ilustración 4 Modelo Kabori



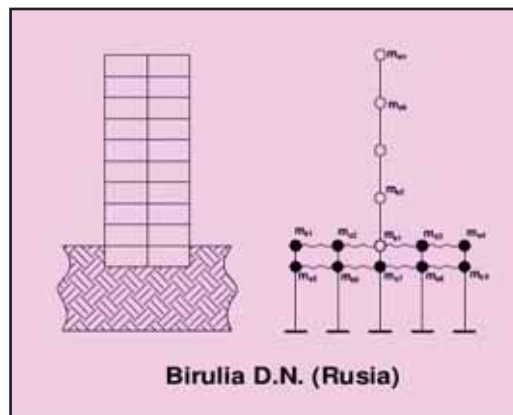
⁴Diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006.

³ diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

⁴ diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

Luego vino el modelo de Birulia D.N. (Rusia) es el mismo péndulo invertido, donde hay masas de los suelos aledaños, donde se realiza los análisis de cada estrato. Ver figura 2.4

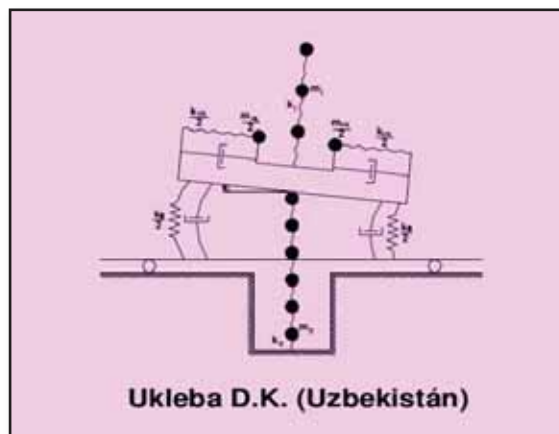
Ilustración 4 Figura Modelo Kobori



⁵Diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

Luego vino Ukleba, planteo el mismo péndulo pero destaca que cada estrato tiene sus propios coeficientes de rigideces. Ver figura. 2.5

Ilustración 5 Figura Modelo Ukleba D:K (Uzbekistan)



⁶Diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

⁵ diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

⁶ diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

Luego vino Nikolaenko, el cual es un modelo sencillo pero revoluciono la ingeniería geotécnica sísmica, el cual planteo tres desplazamientos x, y, z y tres giros en sus respectivas coordenadas por tanto tiene 6 grados de **libertad**. Ver figura 2.6

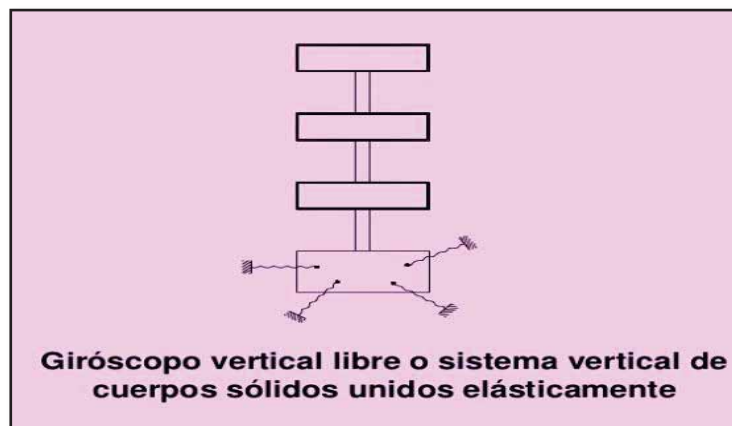
Ilustración 6 Figura Modelo Nikolaenko N.A, Nazarov(Rusia)



⁷Diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

Luego vino un modelo de Giróscopo vertical libre, el cual tiene diafragmas rígidos a nivel de entrepiso, cabe resaltar que parte de este modelo asume la norma peruana de diseño sismo resistente. Ver figura. 2.7

Ilustración 7 Figura Modelo Giroscopo vertical libre



⁸Modelo Giroscopo vertical libre

⁷ diplomado por CEIM-PERU: Expositor Genner Villarreal Castro, año 2006

⁸ modelo Giroscopo vertical libre

2.2.2. MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION SUELO-CIMENTACION SUPERFICIAL-SUPERESTRUCTURA

Los objetivos esenciales en los modelos dinámicos de interacción suelo-cimentación-estructura es determinar tanto las rigideces como amortiguamientos del suelo.

2.2.3. MODELO DINAMICO DE D.D BARKAN-O.A SAVINOV

Modelos dinámicos existen muchos en el mundo pero hay utilizar los que realmente están calibrados.

El profesor Barkan fue un investigador el cual dedico 48 años de su vida y luego de muchas investigaciones experimentales así como modelos matemáticos y modelos físicos determino los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, donde el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_\varphi = C_\varphi I$$

Dónde: C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme

C_ψ = Coeficiente de compresión elástica no uniforme

C_x = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

A = Área de la base de cimentación

I = Momento de inercia de la base de cimentación respecto al eje principal perpendicular al plano de vibración.

La forma final para la determinación de los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo de Barkan-O.A Savinov es como se muestra en las siguientes expresiones:

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

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

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

Dónde:

C_0, D_0 = Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$

a, b = dimensiones de la cimentación en el plano

Δ = coeficiente empírico, asumidos para cálculos prácticos a $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$

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

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} \cdot C_0$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes formulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

Dónde:

E_0 = Modulo de elasticidad calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0.1 a 0.2 kg/cm².

También se puede usar los valores del coeficiente C_o cuando $\rho_o=0.2 \text{ kg/cm}^2$, elegidos de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación a través de la tabla que 2.1 que figura en el libro del Dr. Genner Villareal Castro.

Tabla 1 coeficientes para determinar las rigideces de varios tipos de suelos

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C9(kg cm)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($7, <0$)	3,0
		Arena compacta ($I, <0$)	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I, <05$)	2,0
		Arena plástica ($0 < 7, <0.5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($* < 0.80$)	1.4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < I, 10.75$)	0.5
		Arena plástica ($0.5 < I_L < 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($7, > 0.75$)	0,6
		Arena movediza ($I_f > 1$)	0,6

⁹Referencia. Libro interacción suelo estructura de zapatas aisladas Dr genner Villareal castro año 2006 pág. 31

2.2.4. MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez elástica uniforme K_z , kN/m (Ton/m); desplazamiento elástico uniforme K_x , kN/m (Ton/m); compresión elástica no uniforme K_φ , kN.m (Ton.m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ , kN.m (Ton.m); se calculan por las formulas:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Dónde:

A= área de la base de cimentación (m²)

I_φ = momento de inercia (m⁴) de área de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

I_ψ = momento de inercia (m⁴) de área de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , kN/m³ (T/m³), se determina por medio de

⁹ Referencia. Libro interacción suelo estructura de zapatas aisladas Dr genner Villareal castro año 2006 pág. 31

ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

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

b_0 =coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual 1; para arenas arcillosas 1.2; para arcillas, cascajos, gravas, canto rodado, arenas densas igual a 1.5.

E = módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (Ton/m^2), determinadas por las tablas 3 y 4 del anexo de la investigación [144] o en forma experimental;

$$A_{10} = 10m^2$$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x kN/m^3 (Ton/m^3); compresión elástica no uniforme C_ϕ , kN/m^3 (Ton/m^3) y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ , kN/m^3 (Ton/m^3); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0,7C_z$$

$$C_\phi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

En las propiedades de amortiguación de la base de cimentación, de deben considerar las amortiguaciones relativas ε , determinados por ensayos de laboratorio.

En el caso de que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ε_z se puede determinar las formulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}}$$

$$\left(\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{p_m}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}}$$

$$\left(\xi_z = 2\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right)$$

Dónde:

E= módulo de deformación del suelo en la base de cimentación

C_z = Coeficiente de deformación elástica uniforme.

p_m =Presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R$$

Siendo:

γ_{ts} =coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1;

R= resistencia de cálculo del suelo de fundación, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83* [103] o por las tablas 1-5 del anexo.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\xi_x = 0,6\xi_z$$

$$\xi_\varphi = 0,5\xi_z$$

$$\xi_\psi = 0,3\xi_z$$

Como característica de amortiguación, también se puede usar el módulo de amortiguación para las vibraciones verticales ϕ_z , determinado por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\Phi_z = \frac{1,6}{\sqrt{C_z}}$$

$$\left(\Phi_z = \frac{0,5}{\sqrt{C_z}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas, el valor de ϕ_z se incrementa en dos veces, en comparación con las establecidas (armónicas) o conocidas.

$$\Phi_x = 0,6\Phi_z$$

$$\Phi_\varphi = 0,5\Phi_z$$

$$\Phi_\psi = 0,3\Phi_z$$

Los módulos de amortiguación para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

2.2.5. METODO DEL BALASTO, DE WINKLER O DE VIA SOBRE APOYOS ELASTICOS

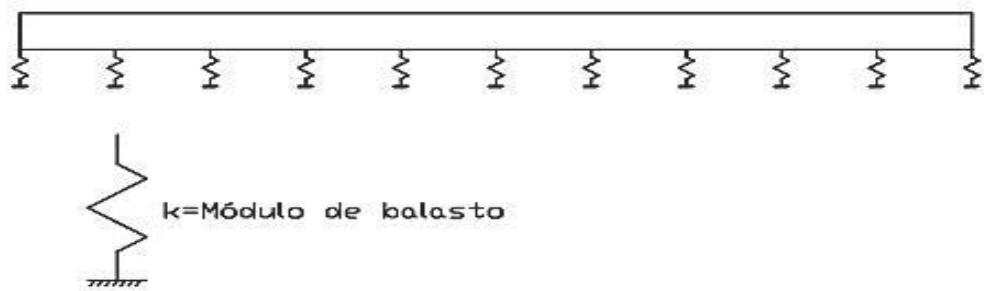
Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos -muelles o bielas biarticuladas- cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento -en su caso asiento- (δ):

¹⁰Referencia: tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

Dónde:

$$k_s = \frac{q}{\delta}$$

Ilustración 8 Figura Resortes Elásticos



¹⁰ Referencia: tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

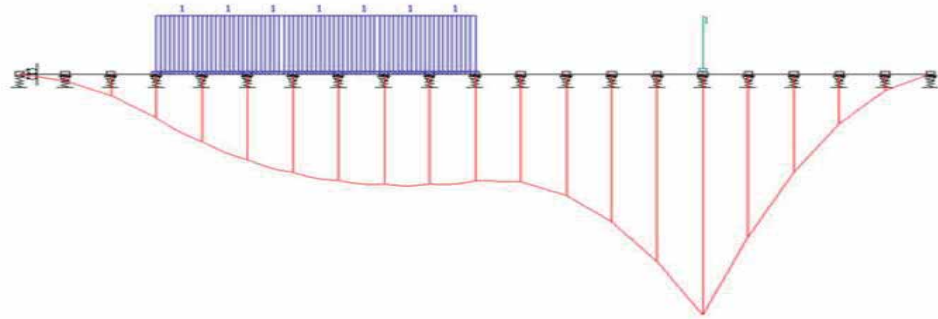
El nombre balasto le viene, como seguramente se sabe, de que fue precisamente en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría. El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. A este modelo de interacción se le conoce generalmente como modelo de Winkler debido al nombre de su creador, y tiene múltiples aplicaciones, no sólo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquiera problema que pudiese adaptarse a este modelo.

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, dado que permite una fácil asimilación de la interacción suelo-estructura por los métodos matriciales de cálculo. De hecho, con un programa de cálculo matricial genérico se puede realizar una aproximación del método tan precisa como deseemos al caso de vigas o losas sobre fundación elástica. Para ello basta simplemente con dividir las barras de la viga o del emparrillado, si se trata del análisis de una losa, en otras más pequeñas e incluir en los nudos bielas (muelles) con la rigidez correspondiente al balasto (ver, por ejemplo, la figura inferior donde se obtuvo mediante esta aproximación una ley de flectores para la viga). ¹²Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

¹¹ tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

¹² tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

Ilustración 9 Figura N°09 Modelo rigidez con balasto



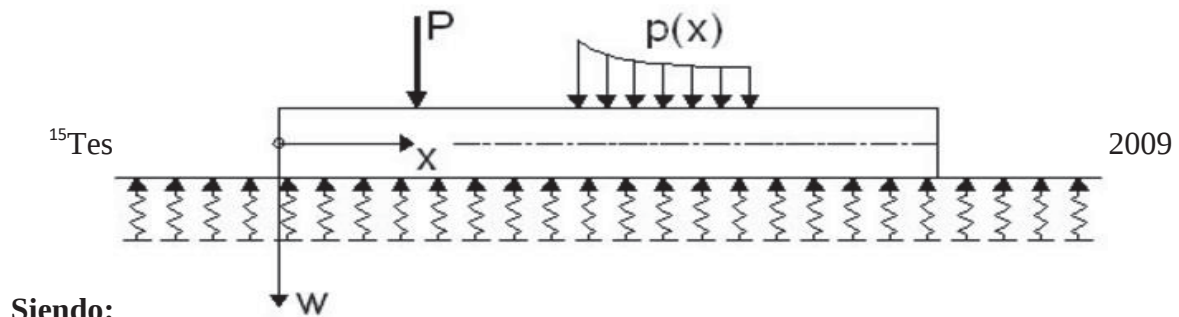
¹³Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

En la práctica habitual del cálculo de cimentaciones veremos aplicar la teoría de Winkler al cálculo de elementos tales como vigas flotantes o de cimentación y losas de cimentación que trabajan sobre un corte horizontal de terreno, pero también para elementos tales como pantallas para excavaciones o tablestacas que trabajan sobre un corte vertical. Se habla, por tanto, de módulo de balasto vertical y de módulo de balasto horizontal, si bien el concepto es el mismo. La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la clásica solución de viga flotante o viga sobre fundación elástica (beam on elastic foundation) y que, por tanto, es el resultado de suponer la viga discretizada en infinitas barras de longitud diferencial con nudos en sus extremos, es la siguiente: ¹⁴Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

¹³ Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

¹⁴ Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

Ilustración 10 Figura N°10



Siendo:

$w(x)$: el asiento de la viga (m).

x : coordenada (m).

k : el módulo de balasto (kN/m^3)

p : la carga por unidad de longitud (kN/m)

E : el módulo de elasticidad de la losa (kN/m^2)

I : la inercia de la viga respecto al eje que pasa por su centro de gravedad (m^4)

En el caso de la losa la ecuación tiene una forma parecida:

$$d^4w/dx^4 + 2 d^4/dx^2dy^2 + d^4w/dy^4 + (k \cdot w - p) 12(1-\nu^2)/(E \cdot t^3) = 0,$$

Siendo:

$w(x,y)$: el asiento de la losa [m]

x, y : las coordenadas [m].

k : el módulo de balasto [kN/m^3]

¹⁵ Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

q: la carga por unidad de área [kN/m²]

v: el coeficiente de Poisson [-] E: el módulo de elasticidad de la losa [kN/m²]

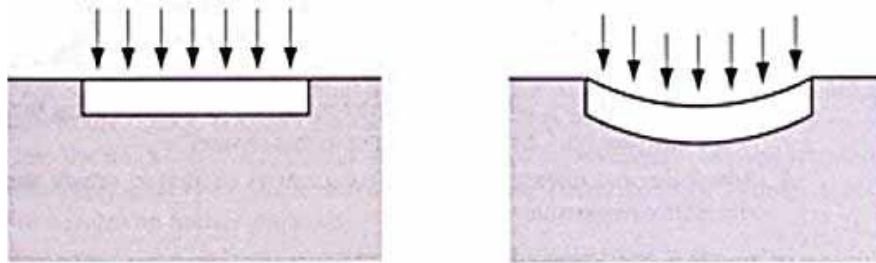
t: el espesor de la losa [m]

2.2.6. OBJECCIONES Y MEJORAS AL MÉTODO

En general, el método de Winkler se puede aplicar al cálculo de cimentaciones rígidas y flexibles, si bien en el caso de cimentaciones rígidas las normas suelen permitir la utilización de leyes de tensiones lineales del terreno más simplificadas, dejándose la obligatoriedad del método del balasto para el cálculo de elementos flexibles en los que la distribución de tensiones es irregular. (El criterio de clasificación de la rigidez de los elementos de cimentación es complicado y trataremos de ampliarlo en un futuro. Se pueden consultar las referencias [2]). Sin embargo, existen varias objeciones al modelo que le hacen poco fiable:

¡El valor del módulo de balasto no es función exclusiva del terreno! sino que depende también de las características geométricas de la cimentación e incluso de la estructura que ésta sostiene, lo cual hace compleja la extrapolación de los resultados de los ensayos, pensemos por ejemplo en el de placa de carga, a las cimentaciones reales. - La precisión del modelo dependerá de la rigidez relativa del conjunto estructura-cimentación respecto a la del suelo [2]. - Supone que cada punto del suelo se comporta independientemente de las cargas existentes en sus alrededores, lo cual no ocurre en la realidad (ver figura inferior, a la izquierda comportamiento según el método de Winkler, a la derecha una aproximación más cercana a la realidad -en terrenos reales el suelo en los bordes también se deforma-). ¹⁶Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

¹⁶ Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

Ilustración 11 Figura N°11

Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009¹⁷

Por ello, algunos autores recomiendan hacer un estudio de su sensibilidad. El ACI (1993), por ejemplo, sugiere [3] variar el valor de k desde la mitad hasta cinco o diez veces del calculado y basar el diseño estructural en el peor de los resultados obtenidos de ésta manera. Métodos como el Acoplado (Coupled method), que usa muelles que conectan los nudos adyacentes, permiten que los movimientos de cada nudo sea dependientes del resto y obtienen resultados más cercanos a la realidad, pero suponen un aumento considerable en el tiempo de cálculo, además de requerir una implementación específica en los programas de cálculo generales (que, sin embargo, se adaptan fácilmente al método de Winkler). Mejora esta última cuestión el denominado Método Pseudoacoplado (Pseudo-Coupled Method) que divide el elemento de cimentación en distintas zonas a las que varía su módulo de balasto. El balasto se hace mayor en las zonas extremas, por ejemplo, el doble del valor en el contorno que en la zona central. También el ancho de las zonas se hace disminuir al acercarse a los extremos, todo ello con el objeto de aumentar las tensiones en los bordes de las cimentaciones ya que se comprobó que el modelo de Winkler obtiene tensiones más bajas que las constatadas con otros métodos en dichos puntos.

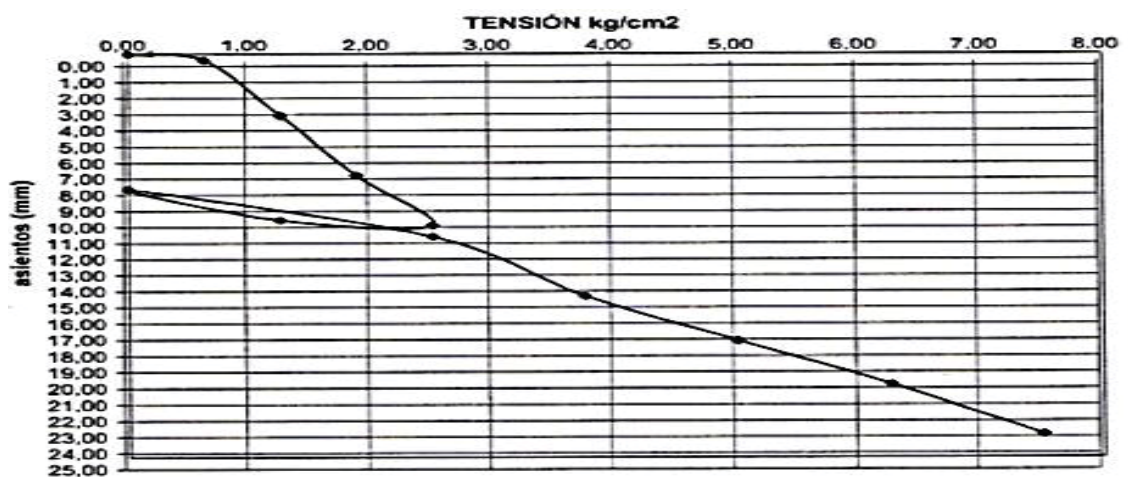
¹⁷ Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

2.2.7. OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO:

A. El módulo de balasto vertical para una zapata o una losa se puede definir de tres maneras:

1. A partir de ensayo de Placa de Carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30 cm (1 pie x 1 pie), o bien circular de diámetros 30, 60 y 76,2 cm. Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una k -letra adoptada en la bibliografía para el módulo- y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo -k30, k60, etc.- En la siguiente figura se puede observar un ejemplo de ensayo de placa de carga y el resultado de módulo de balasto, k30 en este caso al tratarse de una placa de 30 cm, que se obtiene: ¹⁸Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

Ilustración 12 Figura



El tamaño de la placa influye en la profundidad afectada y de la que se podrán extraer conclusiones. A menor tamaño de placa menor bulbo de presiones y con ello menor profundidad de los estrato estudiados. En el caso de losas la

¹⁸ Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

profundidad de influencia de la placa es mucho menor que de la losa real (bulbo de presiones en función al ancho de la cimentación), con lo que se puede inducir a errores debidos a bajada de rigidez de estratos inferiores pero activos. En el caso de rocas la pruebas realizadas con una placa grande estarán más afectadas por la figuración que las hechas con placa pequeña.

En España se rige según la normativa del laboratorio de transportes NLT-357/98 (viales) o la une 7391:1975 (cimentaciones).

A partir del ensayo de placa de carga y mediante formulación que contempla las dimensiones de la zapata (en que caso de losas es más complejo y se debe estudiar la rigidez de la estructura cimentación) se puede obtener el módulo de balasto siguiendo el procedimiento siguiente debido a terzhaghi:

Se define a continuación un: Método simplificado para el cálculo del módulo de balasto de una losa de cimentación rectangular a partir del ensayo de placa de carga de 30x30cm. Dada una losa rectangular y un coeficiente de balasto obtenido mediante ensayo de placa de carga de 30x30cm definimos:

B = ancho equivalente de la zapata (m), es un parámetro que depende de la rigidez de la estructura, y de la rigidez de la cimentación. En el caso de losas un valor aproximado para b puede ser la luz media entre pilares.

L = lado mayor o longitud de la losa.

$k_{s,30}$ = coeficiente de balasto obtenido en placa de 30x30 (kN/m^3)

$k_{s,\text{cuadrada}}$ = coeficiente de balasto de la zapata cuadrada (kN/m^3)

$k_{s,\text{rectangular}}$ = coeficiente de balasto de la zapata rectangular (kN/m^3)

Para el coeficiente o módulo de balasto de la zapata rectangular será necesario calcular el de la zapata cuadrada. El módulo de balasto de la zapata rectangular (l y b en m) en función del de la losa cuadrada se define por (terzaghi 1955).

$$k_{s,\text{rectangular}} = \left(\frac{2}{3}\right) k_{s,\text{cuadrada}} \left[1 + \frac{b}{2l}\right]$$

Dónde:

$k_{s,\text{cuadrada}}$ se determina en función del tipo de suelo y del ensayo de placa de carga de 30x30cm.

Suelos cohesivos (arcillas):

$$k_{s,\text{cuadrado cohesivo}} = k_{s,30} \left[\frac{0.30}{b} \right]$$

Suelos arenosos granulares:

$$k_{s,\text{cuadrado arenoso}} = k_{s,30} \left[\frac{b+0.30}{2b} \right]^2$$

Aclaración 1: En el caso de tener una mezcla de suelos, una solución puede ser hacer una interpolación a partir de los valores anteriores ($k_{s,\text{cuadrado cohesivo}}$ y $k_{s,\text{cuadrado arenoso}}$ y la proporción existentes de dichos suelos. No deja de ser una proporción algo burda, ya que es difícil conocer con exactitud dicha proporción así como el reparto sea homogéneo. Por ejm: para un suelo con una composición en una proporción estimada del 70% de arcillas y del 30% de arenas tendríamos:

$$k_{s,\text{cuadrado}} = 0.70k_{s,\text{cuadrado,cohesivo}} + 0.30k_{s,\text{cuadrado,arenoso}}$$

Aclaración 2: En el caso de trabajar en cm, basta con cambiar el coeficiente 0,30 por 30 para que sean válidas las fórmulas.

En tabla siguiente se muestran valores estimados del módulo de balasto para placa de carga 30x30. Cabe resaltar que lo correcto sería obtener datos a partir del terreno en cuestión.

Tabla 2 Coeficientes de balasto para tipos de suelos

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k30 (kp/cms)
Arena seca o húmeda:	
-Suelta	0.64-1.92(1.3)'
-Medio	1,92-9,60(4.0)
-Compacta	9.60-32(16.0)
Arena sumergida: -Suelta	(0,8)
Media	(2.50)
-Compacto	(10.0)
Arcilla:	
qu"1-2kp/cm3	1.6-3.2(2.5)
qu=2-4 kp/cm2	3.2-6.4 (5.0)

$q_u > 4 \text{ kp/cm}^2$	$> 6,4 (10)$
"Entre paréntesis los valores medios propuestos"	

¹⁹Tesis interacción suelo-estructura en edificaciones a porticadas de la UDEP- año 2009

Tabla 3 Coe
ficientes de balasto por diferentes autores

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES	
Suelo	k30 (kp/cm ³)
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena Hoja, seca o húmeda	1.0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9.0-20,0
Gravilla arenosa floja	40-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

2. A partir de la determinación de los parámetros característicos del suelo (módulo de deformación, tensión admisible, etc.) que se relaciona con el módulo de balasto mediante fórmulas dadas de varios autores. Es conocida, por ejemplo la fórmula de Vesic en función del módulo de deformación o elasticidad E_s y coeficiente de poisson (ν_s) el terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$k_s = E_s / [B (1 - \nu_s^2)]$$

Donde B es el ancho de cimentación.

¹⁹ tesis interaccion suelo-estructura en edificaciones aporticadas de la UDEP- año 2009

La fórmula de Klepikov:

$$k_s = E_s / [\omega A^{(1/2)} (1 - \nu_s^2)]$$

Donde (A) el área de la base de la cimentación y (ω) un coeficiente de forma de la cimentación que para zapatas o losas se puede obtener de la tabla en función del largo (L) y del ancho (b) de la cimentación:

L/b	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
ω	0,88	0,87	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,73	0,71	0,69	0,67

También la fórmula de Bowles, basada en la tensión admisible de la cimentación:

$$k_s \text{ (kN/m}^3\text{)} = 40 * (\text{Factor de Seguridad}) * \sigma_a \text{ (kPa)}$$

Donde el factor de seguridad es el empleado para minorar la tensión admisible (2-3).

A partir del cálculo del problema en un programa que contemple la posibilidad de modelizar el terreno (usualmente mediante elementos finitos). De esta manera se introducirán sobre el terreno las acciones consideradas y se analizarán los desplazamientos (asientos) que resultan. El módulo de balasto se hallará directamente de su formulación teórica: $k_s = q/s$.

B) Todo lo anterior está referido a módulos de balasto verticales. Para módulos de balasto horizontales de aplicación, por ejemplo, en pantallas, se puede utilizar el siguiente ábaco, debido a Chadeisson, que obtiene el módulo de balasto horizontal (k_h), a partir del ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno. Es interesante al respecto hacer notar la relación entre estos parámetros, fácilmente visible en la gráfica: cuanto mayor es el ángulo de rozamiento o mayor la cohesión mayor es el balasto.

2.2.8. INVESTIGACIONES REALIZADAS EN EL PERU

2.2.8.1. Estudios hechos por el Ing. Antonio Blanco Blasco (1988)

Esta información fue recolectada de la tesis de los bachilleres Daniel Alberto Silva Gutiérrez y Gustavo Adolfo Ipanaque Sánchez quienes obtuvieron la ponencia que realizó el Ingeniero Blanco Blasco en el octavo congreso nacional de ingeniería civil el año 1988 en la ciudad de Huaraz siendo su tema de exposición: “Variación en el comportamiento estructural de edificios considerando apoyos en la cimentación empotrados o con posibilidad de giro”, la cual se detalla y resume a continuación:

- **Antecedentes**

En el análisis y diseño de edificios de concreto armado es común que el diseñador considere empotramiento en la cimentación, incluso en los casos donde no se tiene terrenos duros o de buena resistencia.

La suposición de empotramiento en la base origina un aumento muy considerable en la rigidez de las placas o muros de cortante en relación a la rigidez de los pórticos, originándose grandes momentos de volteo en la base, para los cuales son necesarias grandes cimentaciones.

Con el uso cada vez más frecuentes de placas en los edificios, es importante analizar la posibilidad de giro en la cimentación y estudiar como varían los resultados de los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales.

2.2.8.2. Teorías de Mecánica de Suelos para considerar giros en la cimentación

Dentro de la mecánica de suelos existen varios estudios realizados por diferentes investigadores, las cuales desarrollan diferentes expresiones para la evaluación de los giros en la cimentación.

Estas partes de la determinación del coeficiente de subrasante o balasto, del Módulo de corte del suelo, del coeficiente de Poisson, desarrollando expresiones para zapatas circulares, y rectangulares en base a coeficientes que dependen de la relación ancho/largo de la zapata, su área e inercia.

Dentro de las más conocidas se tiene la Teoría de Barkan, y la de Richart-Hall y Woods.

Para Richart-Hall y Woods las constantes de resorte representan una relación lineal entre la carga aplicada y el desplazamiento del terreno, la cual implica una relación lineal esfuerzo deformación del suelo. Por tanto se deduce que las Teorías Elásticas pueden proveer fórmulas útiles para evaluar las constantes de Resorte de zapatas de formas simples.

Las fórmulas deducidas se obtienen para zapatas circulares que descansan en una superficie de un “Medio espacio Elástico” y se corrigen para zapatas rectangulares, considerando zapatas rígidas y superficiales.

Al considerar zapatas superficiales se desprecia el efecto de tapada obteniéndose:

$$M\Phi = G*(B*\phi)*B*L^2/(1-\gamma)$$

Dónde:

B= ancho de la zapata

L= La longitud en la dirección del momento flector

G= módulo de corte del suelo

Y= coeficiente de poisson

$Bx\phi$ = es un coeficiente obtenido en base a la relación de L y B

$Bx\phi$ se obtiene de un gráfico y puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$B*\phi = 0.3959 + 0.0906 (L/B)$$

Para Barkan:

$$C*\phi = 2*K_y*G/((1-\gamma)*\sqrt{A})$$

Siendo:

$$K_y = 2\pi*\alpha*\sqrt{\alpha}/(2\alpha^2*\ln^*((\sqrt{4\alpha^2+1})/(\sqrt{4\alpha^2+1}-1)) + (\sqrt{4\alpha^2+1}-1))$$

α = relación entre ancho y largo de la zapata

A= es el área de la misma

$M\phi$ = momento para giro unitario= $c\phi I$; donde I= inercia de la zapata

2.2.8.3. Problemática para la determinación del módulo de Corte

Independiente de la teoría que se decida adoptar, es necesario fijar un valor del Módulo de Corte del suelo de cimentación.

Al respecto se puede indicar que en relación al módulo de corte dinámico, en la bibliografía se tiene gran dispersión para determinar su valor según el tipo de suelo.

Entre las diferentes teorías para la determinación del módulo de corte, se tienen aquellos en base a velocidades de ondas de corte medidas directamente en el estudio de suelos; así se obtiene que:

$$G = V_s^2 * \rho$$

Dónde:

ρ =es la densidad del suelo y

V_s =la velocidad de onda de corte.

Sin embargo, el módulo de corte es dependiente del nivel de esfuerzos, y por tanto para fines de diseño el valor del módulo debe reducirse usándose un valor del 80 u 85% del G obtenido.

2.2.8.4. Resultados obtenidos en Edificios Analizados

Dentro del programa de tesis de Concreto Armado en la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica se consideró un número de 15 tesis destinadas a establecer comparaciones entre análisis de edificios de 8 a 15 pisos de altura considerando empotramiento en la base y posibilidad de giro, adoptándose diferentes valores del Módulo de Corte y diferentes tipo de estructuración.

Presentamos algunos ejemplos con sus respectivos resultados:

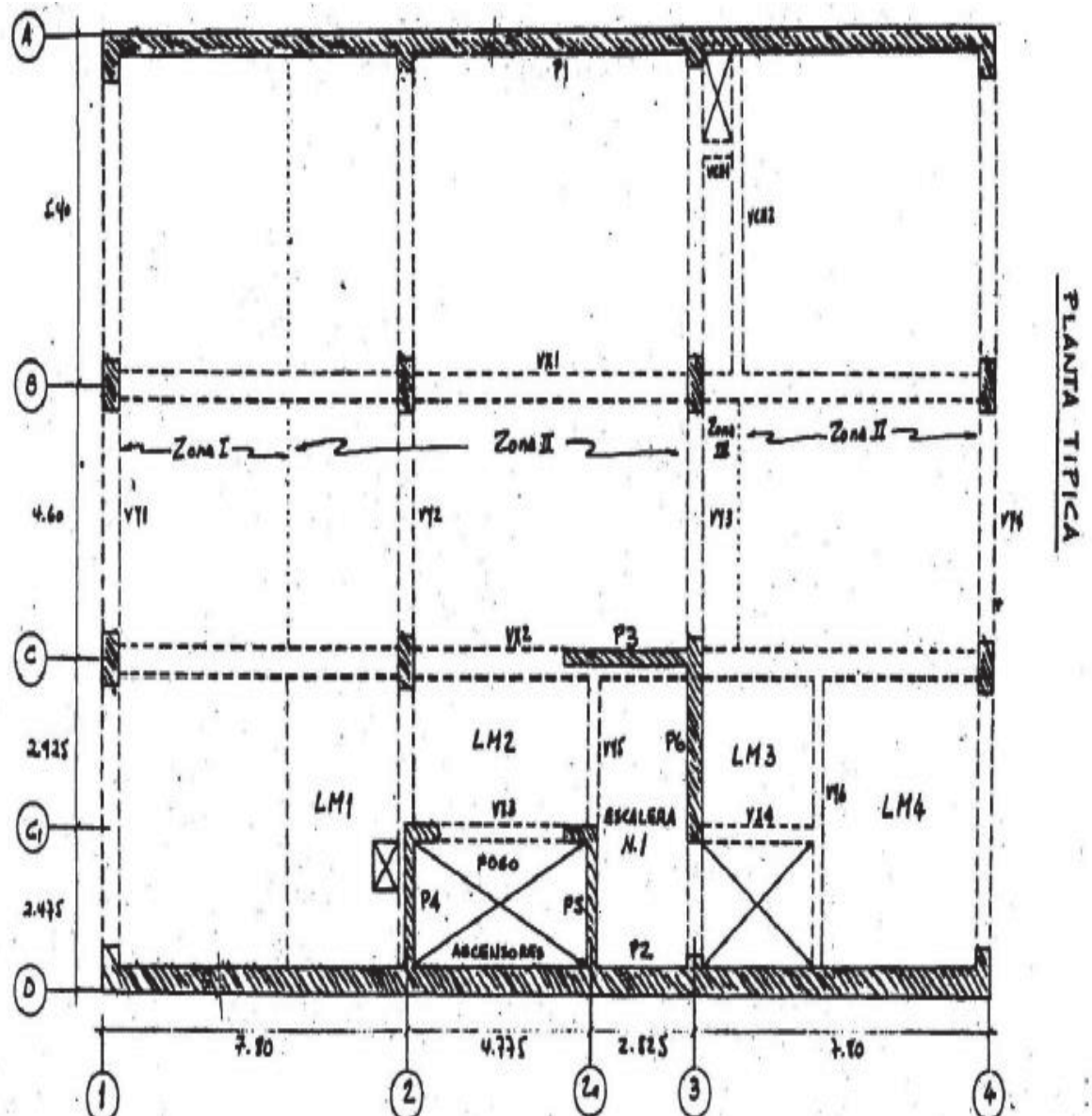


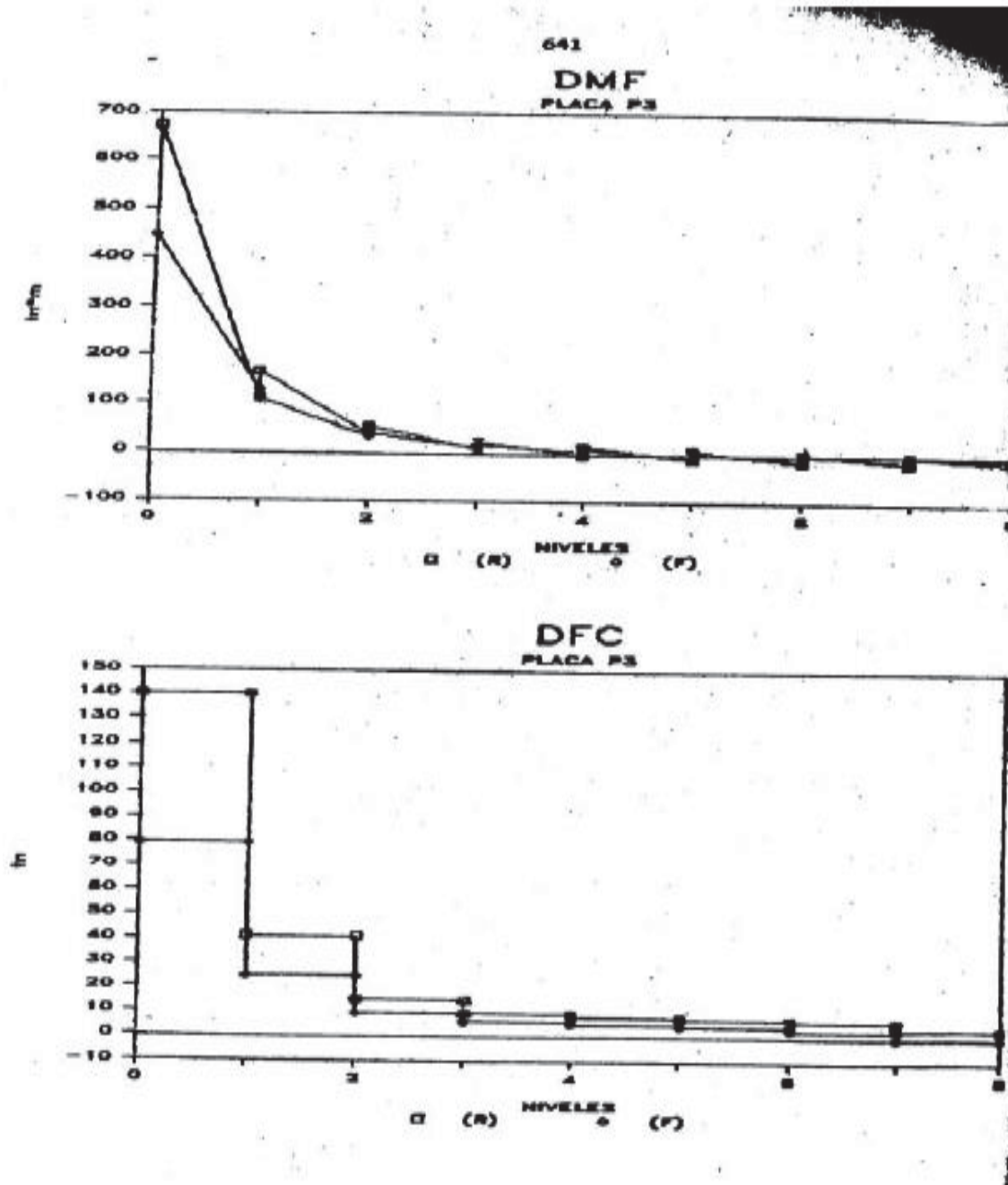
Ilustración 13 Figura Planta típica de una edificación

Antonio blanco Blasco año: 1988²⁰

²⁰ Antonio blanco Blasco año: 1988

Como se ve en la figura se ve que es la plata típica de un edificio en análisis que realizo en Ing. Blanco Blasco.

Ilustración 14 Diagrama de DMF y diagrama de DFC.



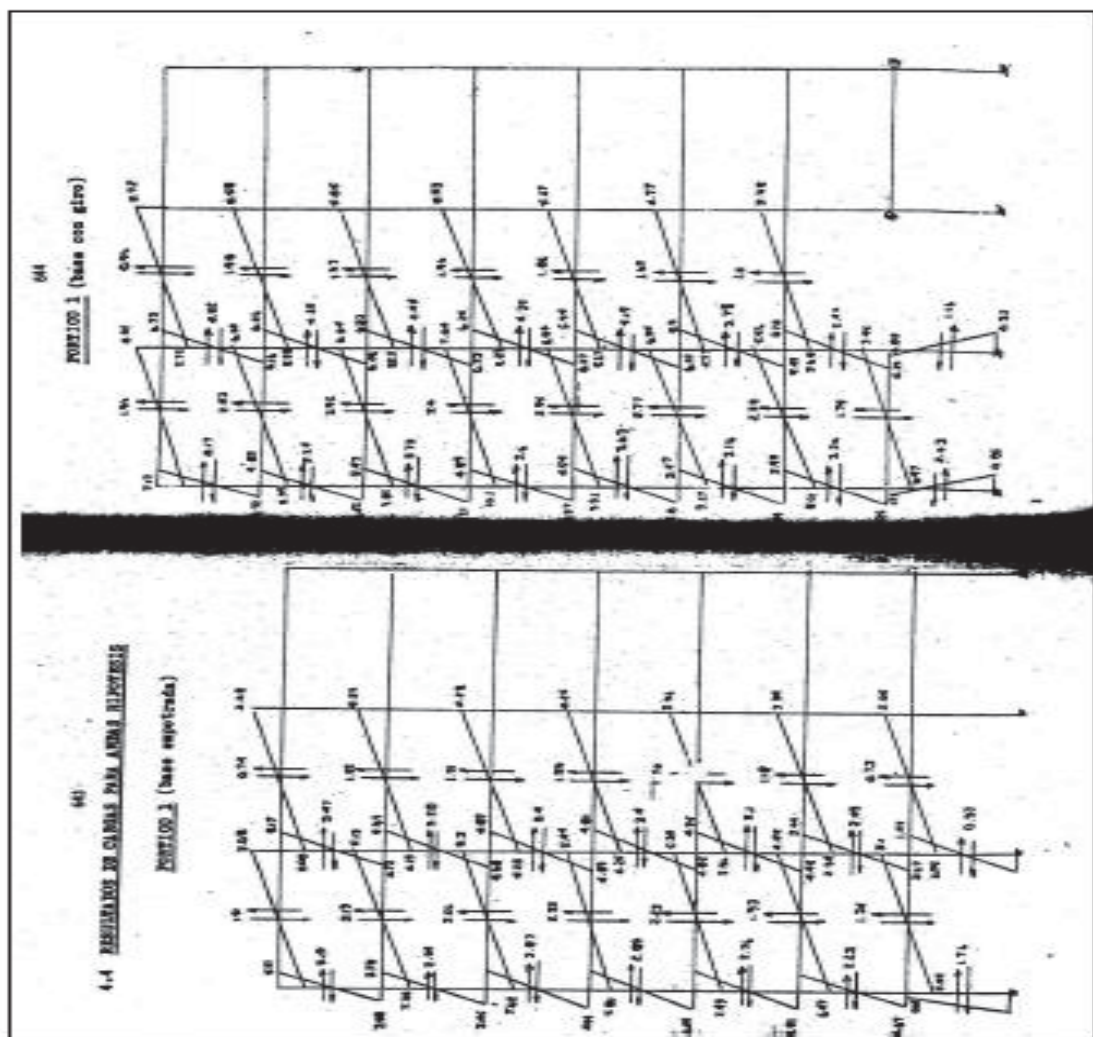
Antonio blanco Blasco año: 1988²¹

²¹ Antonio blanco Blasco año: 1988

Como se ve en la figura de la parte superior existen dos abreviaturas que son DMF y DFC que significan diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortantes respectivamente, cabe resaltar que existen en los DMF y DFC dos tipos de líneas que de las cuales las líneas que están más abajo muestran que cuando se le da giro a la cimentación los valores se reducen considerablemente.

Como se ve en la figura, en el primer nivel aumentan los esfuerzos en los pórticos, debido a que se consideró giro a la cimentación.

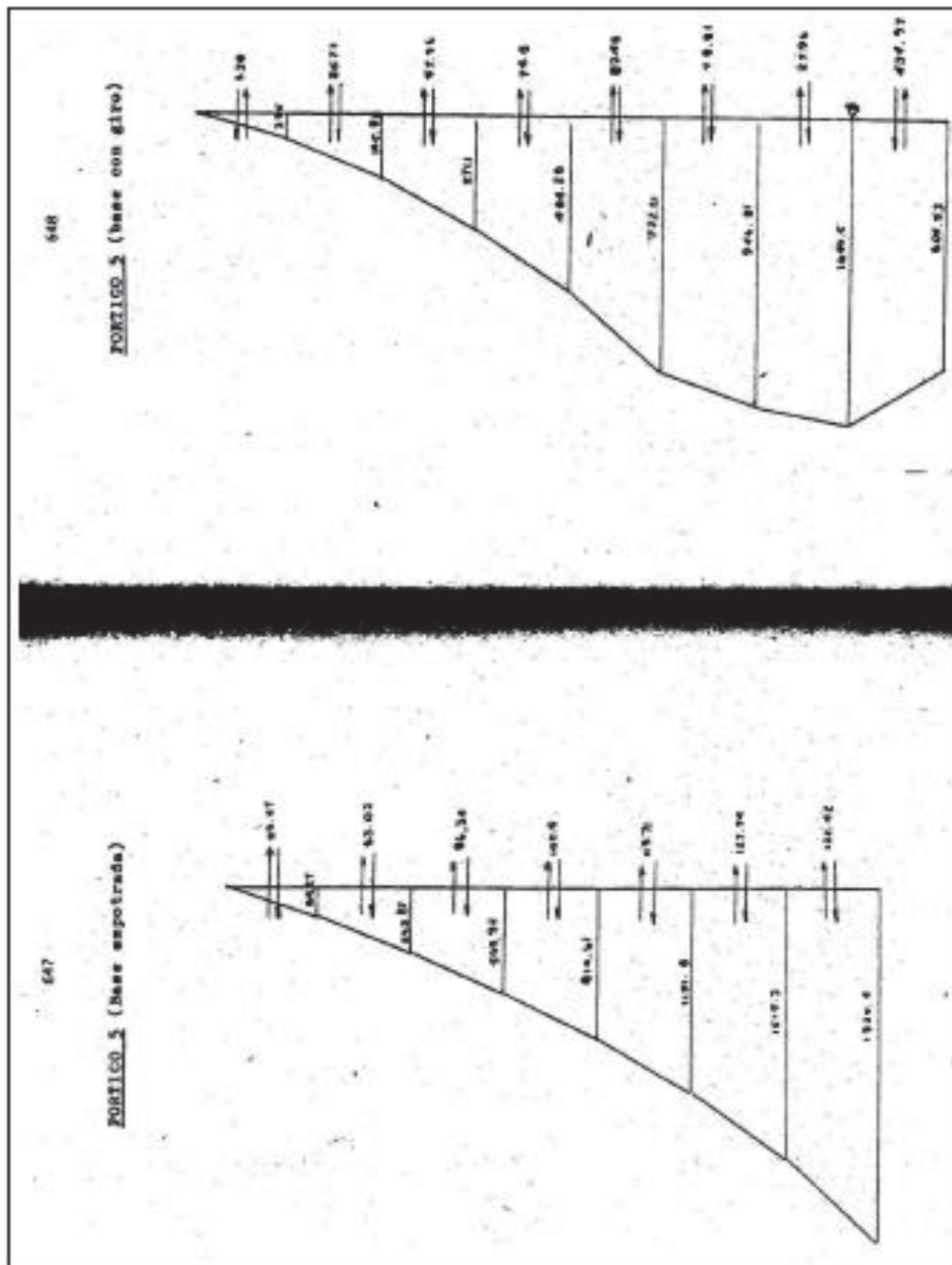
Ilustración 15 Figura Diagrama de DMF y DFC



Antonio blanco Blasco año: 1988²²

Aquí también se nota la reducción de los momentos flectores en la base de las placas, debido a que se consideró giro en la cimentación.

Ilustración 16 Figura Diagrama de Cortantes Considerando Giro en la Cimentación



²² Antonio blanco Blasco año: 1988

Antonio blanco Blasco año: 1988²³

Tabla 4 DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON BASE EMPOTRADA

PÓRTICO	NIVELES	1	2	3	4	5	6	7
	1	0.140	0.270	0.670	0.990	1.220	1.640	1.970
	2	0.130	0.260	0.660	0.970	1.290	1.610	1.910
	3	0.130	0.250	0.640	0.950	1.27C	1.590	1.680
	4	0.125	0.247	0.031	0.944	1.264	1.574	1.664
	5	0.034	0.094	0.090	0.129	0.150	0 201	0.295
	6	0.023	0.091	0.096	0.122	0.160	0.197	0.132
	7	0.023	0.062	0.014	0.123	0.102	0.193	0.233
	8	0.025	0.066	0.013	0.122	3.173	0.212	0.141

Tabla 5 DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON GIRO

PÓRTICO	NIVELES	1	2	3	4	5	6	7
	1	0.353	3.738	1.163	1.603	2.027	2.443	2.648
	2	0.294	0.627	1.042	1 í:t-	1.727	2.120	2.452
	3	0.273	0.839	0.947	1.32	1.689	2.041	2.373
	4	0.263	D.850	0.934	1.302	1.666	2.011	2.243
	5	0.226	0.908	0.741	0.993	1.227	1.479	1.718
	6	0.260	0.442	0.729	0.967	1.204	1.441	1.623
	7	0.293	0.401	0.91	0.942	1.113	1.403	1.629
	8	0.240	0.461	0.691	0.916	1.140	1.360	1.880

²⁴ Antonio blanco Blasco año: 1988

²³ Antonio blanco Blasco año: 1988

²⁴ Antonio blanco Blasco año: 1988

Se nota el incremento de los desplazamientos laterales de la edificación, debido a que se consideró giro a la cimentación, en comparación cuando se considera base empotrada.

Conclusiones

Los resultados de esfuerzos debido a fuerzas horizontales de sismo, varían en forma importante al considerar la posibilidad de giro de la cimentación, sobre todo cuando se tiene placas (que constituyen los elementos principales de la estructura), combinados con pórticos.

Se puede indicar que al considerar giro en la cimentación, las placas toman menores momentos flectores y menores cortantes en la base, generándose mayores esfuerzos en los pórticos de los pisos inferiores. Esto es muy importante para poder disminuir las cimentaciones de las placas y para reforzar los pórticos en los primeros pisos.

No es factible definir porcentajes de variación de los esfuerzos en base a los estudios realizados, pues depende del tipo de estructura y de la magnitud del módulo de corte asumido.

Será importante que en los estudios de Suelos se indique valores para el Módulo de Corte y el coeficiente de Poisson con el objeto de poder estimar las propiedades del suelo y poder modelar la estructura considerando la posibilidad de giro.

CAPITULO III

ESTRUCTURACION, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

3.1. ESTRUCTURACION

3.1.1. GENERALIDADES

La parte de la estructuración es un procedimiento por el cual uno debe elegir los elementos estructurales a usar, el tipo de sistema estructural y por ultimo elegir el tipo de cimentación a utilizar, en regiones sísmicas es de gran importancia que la forma estructural este orientada hacia un buen comportamiento sísmico.

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico, por esta razón es aconsejable que la estructuración sea lo más simple posible y limpia posible.

Por tanto los principales criterios estructurales para lograr una buena configuración son:

3.1.2. SIMPLICIDAD Y SIMETRI

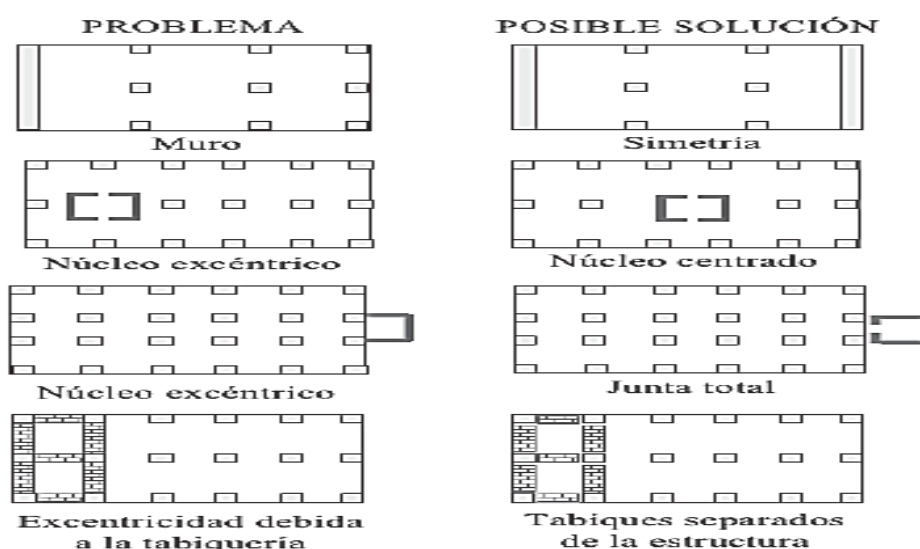
La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos.

Es frecuente en la práctica que la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y

dimensionamientos, y que se examinen solo con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista sísmico esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados, han tenido un comportamiento bien adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

La simetría de la estructura en dos direcciones, la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos. Las fuerzas de sismo se podrán idealizar actuando en el centro de masa de cada piso, mientras las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez, si no existen coincidencia entre centro de masa y centro de rigidez el movimiento sísmico no solo ocasionara movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en planta estructural (torsión), la cual hace incrementar los esfuerzos debido al sismo, pudiendo sobrepasar los esfuerzos resistentes. En la figura 3.1 se muestra los posibles problemas y las posibles soluciones de estructuración.

Ilustración 17 Figura Torsión problema-posible solución



²⁵bachmann,2003

3.1.3. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Las estructuras deben tener una resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales con suficiente resistencia y rigidez para garantizar una adecuada transmisión de cargas.

Los sismos producen esfuerzos en los elementos estructurales durante un corto tiempo, por esta razón a la estructura se le da una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad.

Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, a que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil. Para lograr este objetivo, debe verificarse en el caso de una viga que la suma de los momentos flectores extremos divididos por la luz sea menor que la capacidad resistente de la viga.

3.1.4. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Cuando la estructura tiene una mayor hiperestaticidad logra una mayor capacidad resistente, y por otra parte al aumentar la capacidad resistente aumenta su grado de seguridad.

3.1.5. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos.

²⁵ bachmann,2003

Por ejemplo si tendríamos en nuestra estructura placas y se requiere eliminarlas, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinamente de manera de obtener una transición.

3.1.6. RIGIDEZ LATERAL

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus dos direcciones principales.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico disminuyendo las deformaciones, en tanto que este último le confiere hiperestaticidad al muro y por lo tanto, le otorga, una mejor posibilidad de disipación de energía.

3.1.7. EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (diafragma rígido)

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia rígida en la losa en su plano, que permite la idealización de una estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todo una misma deformación lateral para un determinado nivel, esta condición debe ser verificada teniendo cuidado de no tener losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de estas.

3.1.8. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Estos desempeñan un papel positivo en el sentido de que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido que por generación de agrietamiento interno aumenta los rozamientos, y esto en los sismos violentos contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.

Sin embargo, presentan algunos efectos negativos, causados principalmente por el hecho de que, al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

En algunos casos la tabiquería puede presentar algunos efectos nocivos en la estructura; así por ejemplo el caso de tabiquería colocada en forma asimétrica en planta, o tabiquería que produce columnas cortas.

Dada la condición de que nos encontramos en una zona de alta sismicidad y que según estudios realizados, el grado de peligrosidad que nos encontramos en la ciudad de cusco requiere que el sistema estructural del edificio esté orientado a conseguir un buen desempeño sísmico, por lo que se busca que la estructuración sea lo más simple posible; es por esto que debemos considerar algunos criterios universalmente aceptados e incluidos en la norma E.030 como: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, consideración de las condiciones locales, buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa, etc.

3.1.9. ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

En el plano mostrado (A-02), Se muestran las plantas del edificio como son las planta 01, plantas típicas de los pisos 2, 3, 4, 5, 6 y 7, y la planta azotea que servirá para lavanderías y tendederos de ropa.

Ya que la arquitectura define las escaleras y el ascensor en la parte media del edificio se optó unir por medio de una losa maciza los dos bloques el cual funcionara como biela.

La estructuración del bloque se realizara mediante pórticos mixtos formados por placas, columnas y vigas tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y.

En el bloque se ubica las placas y las columnas tal como se ve en el plano A-02, con el objetivo de distribuirlos los más simétricamente. Para el techo del edificio se usaran losas aligeradas armadas en el sentido más corto.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El pre dimensionamiento como tal se menciona, son dimensiones tentativas que se les da a los elementos estructurales para luego analizarlas en un software y verificar si realmente cumplen con los mínimos requisitos que exige la norma del RNE(reglamento nacional de edificaciones). Y se procede de la siguiente forma.

3.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS DE CONCRETO ARMADO.

Para determinar el peralte de la losa existen una serie de recomendaciones brindadas por diversos autores, tal como se muestra en el cuadro 3.2.1.

Tabla 6 Recomendaciones para peralte de losas aligeradas en un sentido

Ln (m)	H	H ladrillo	elosita
$L_n < 4.00$	0.17 m	0.12 m	0.05 m
$4.0 < L_n < 5.50$	0.20 m	0.15 m	0.05 m
$5.0 < L_n < 6.50$	0.25 m	0.20 m	0.05 m
$6.0 < L_n < 7.50$	0.30 m	0.25 m	0.05 m

²⁶ Antonio blanco Blasco año: 1994

El dimensionamiento anterior es válido para aligerados armados en una sola dirección, en los casos que se tengan sobre cargas normales del orden máximo de 300 a 350 Kg/cm², para el sobrecargas mayores o en el caso de existir tabiques de albañilería de ladrillo importantes, aplicados sobre ejes

²⁶ Antonio blanco Blasco año: 1994

perpendiculares al armado de los aligerados, es factible que se requiera de espesores mayores sobre todo en el caso de luces cercanas a los límites máximos señalados.²⁷(Pág. 36 Antonio Blanco Blasco).

Para nuestro caso la mayor luz de los que tiene el bloque es de $L_n=4.71\text{m}$. Por lo tanto se asumirá un espesor de $e=20\text{cm}$, fuera de esto la sobre carga no pasa de 300kg/m^2 . Hay indicar también que este espesor asumido será comprobado posteriormente.

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de las viguetas es frecuente diseñar una viga chata o colocar una doble vigueta con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada; cuando los tabiques están dispuestos de forma perpendicular a la dirección del aligerado, no es factible colocar una viga chata, pues la carga se está aplicando como una carga concentrada sobre cada vigueta, por eso a veces es necesario aumentar el espesor del techo.

3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

En caso de vigas se recomienda considerar un peralte del orden de $1/12$ a $1/10$ de la luz libre (blanco-1994). Cabe indicar que según la norma a E-060, la luz libre del elemento en cuestión no debe ser menor a cuatro veces su peralte. Esto es porque para luces muy pequeñas predominan fuerzas cortantes sobre los momentos flectores, invalidando la hipótesis de diseño por flexión.

Dirección X-X:

$$h = \frac{L}{12} = \frac{4.71}{12} = 0.3925 , \quad h = \frac{L}{10} = \frac{4.71}{10} = 0.471 .$$

Dirección Y-Y:

$$h = \frac{L}{12} = \frac{5.50}{12} = 0.458 , \quad h = \frac{L}{10} = \frac{5.50}{10} = 0.55 .$$

²⁷ (Pág. 36 Antonio Blanco Blasco).

Por consiguiente: se asume un peralte de $h=50\text{cm}$ tanto para vigas principales como para vigas secundarias.

En cuanto al ancho de las vigas la norma E-060 indica que esta no debe ser menor a 0.25 veces el peralte ni de 25cm, este último se toma generalmente para evitar cangrejas en la etapa de la construcción. Ver figura 3.4

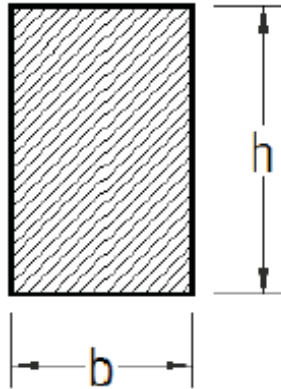


Ilustración 18 Figura Sección Rectangular Viga Típica

²⁸Antonio blanco Blasco 1994

$$h = \frac{L}{12} \text{ ó } \frac{L}{10}, b=0.3 \text{ a } 0.5 h=25\text{cm mínimo.}$$

Además b, h son dimensiones a cada 5cm.

Por consiguiente la vigas principales y secundarias se predimensionan con sección de 25x45cm.

Hay que indicar que las vigas secundarias podrían ser de menor dimensión pero se optó por un peralte de 45cm debido a dos puntos importantes:

Como se ve en el plano A-02 debajo de las vigas secundarias existe tabiquería interior y por tanto no afectara al diseño arquitectónico

Si se disminuye el peralte de las vigas secundarias se perderá rigidez lateral.

²⁸ Antonio blanco Blasco 1994

3.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

Las columnas al ser sometidas a flexo-compresión y cortante, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente tratando de evaluar cuál de los dos gobierna en forma más influyente en el dimensionamiento.

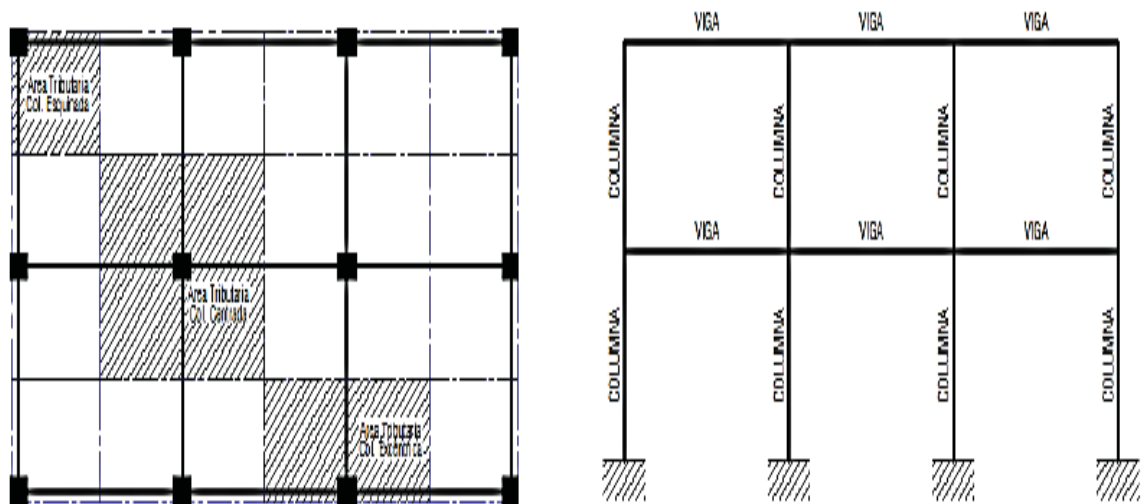
Hay dos criterios que se explican de forma resumida.

1er criterio

Como se ve en la figura 3.2.4.1 se muestran tres tipos de columnas en función a la ubicación.

- o Columnas esquinadas
- o Columnas centrales
- o Columnas de borde

Ilustración 19 Figura N°18 áreas tributarias para columnas



²⁹Roberto morales año 2006

²⁹ Roberto morales año 2006

Columnas Centradas	$P = 1.10x Pg.$ $n = 0.30$
Columnas Centradas (Para los 4 últimos)	$P = 1.10 x Pg.$ $n = 0.25$
Columnas Excéntricas	$P = 1.25xPg$ $n = 0.25$
Columnas Esquinadas	$P = 1.50xPg$ $n = 0.20$

Tabla 7 Predimensionamiento de Columnas

Roberto morales año 2006³⁰

Cada tipo de columna se determina de la siguiente manera. Ver Cuadro 3.2.4.

Dónde:

$$bxD = \frac{1.10xP_G}{nxF'_c}$$

$$bxD = \frac{1.25xP_G}{nxF'_c}$$

$$bxD = \frac{1.50xP_G}{nxF'_c}$$

$$bxD = \text{cm}^2$$

$$P_G = (\text{Carga muerta} + \text{Carga viva}) \times (A_{\text{trib}} \times N_{\text{pisos}})$$

$$A_{\text{trib}} = \text{Area tributaria}$$

$$N_{\text{pisos}} = \text{Numero de pisos}$$

2do criterio

Este segundo criterio utilizado por el A.C.I muestra ya también tres tipos de columna en función a su ubicación, pero según el libro de Antonio Blanco Blasco dice que los sistemas mixtos conformados por muros de corte y pórticos, permiten

³⁰ Roberto morales año 2006

reducir significativamente los momentos en las columnas debido a sismo. Por tanto si la superestructura tiene muros de corte en las dos direcciones tal que la rigidez lateral y la resistencia va a estar principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo según cuadro 3.2.4.3

Tabla 8 Predimensionamiento de Cargas

A.C.	1.	
Columnas Centradas	$A_{col} =$	$P_{servicio}$ $0.45 \times P_e$
Columnas Excéntricas Columnas Esquinadas	$A_{col} =$	$P_{servicio}$ $0.35 \times P_e$

³¹Antonio blanco Blasco año 1994

$$P_{servicio} = P \times A_{tributaria} \times N_{pisos}$$

Cabe resaltar que en zonas de alta sismicidad $A_{minima columna} = 1000 cm^2$.

Para nuestro caso existen columnas centradas y excéntricas, por lo tanto:

1er criterio.

- Columna central bloque:

$$b \times D = \frac{1.10 \times P_G}{n \times F'_c} = \frac{1.10 \times (1000 kg/m^2) \times (15.76 m^2 \times 7 \text{pisos})}{0.30 \times 210 Kg/cm^2} = 1926.22 cm^2$$

seccion aproximada seccion rectangular = $b \times D = 25 \times 80 cm$

³¹ Antonio blanco Blasco año 1994

- Columna excéntrica bloque:

$$bxD = \frac{1.25xP_G}{nxF'_c} = \frac{1.25x(1000\text{kg/m}^2)x(6.45\text{m}^2x7\text{pisos})}{0.25x210\text{Kg/cm}^2} = 1891.66\text{cm}^2$$

seccion aproximada asumida = bxD = 25x80c

2do criterio

- Columnas centrales bloque 01:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45xf'_c} = \frac{1000\text{kg/m}^2x15.76x7}{0.45x210\text{kg/cm}^2} = 1167.40\text{cm}^2$$

seccion aproximada asumida = bxD = 30x50cm

- Columnas excéntricas y esquinadas bloque 01:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35xf'_c} = \frac{1000\text{kg/m}^2x6.45x7}{0.35x210\text{kg/cm}^2} = 614.28\text{cm}^2,$$

En este caso el área mínima es de 1000 cm²,

seccion aproximada asumida = bxD = 25x50cm

Por tanto las secciones asumidas para el 1er modelamiento de la superestructura sern las siguientes:

- Columnas centrales: 30x80cm
- Columnas Excéntricas: 25x80cm.

3.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS O PLACAS DE CONCRETO ARMADO.

Es difícil fijar un dimensionamiento de las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, y mientras más abundantes o importantes sean, tomarán un mayor porcentaje sísmico total, aliviando más los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100% del cortante sísmico.

Sin embargo considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtenga deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es recomendable combinar placas con pórticos, con lo cual puede obtenerse un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y controlar la flexibilidad de la edificación.

La evaluación final de la longitud de las placas tendría que ser hecha por el ingeniero estructural, luego de realizar un análisis sísmico, pues es difícil indicar una recomendación general.

Pero existen algunas recomendaciones generales que se pueden tomar en cuenta.

$$e = \frac{\text{Menor dimension del muro}}{25}$$

$$L_{\text{min-placa}} = 1.20\text{m}$$

$$e_{\text{min}} > 10\text{cm (Entre pisos)}$$

$$e_{\text{min}} > 20\text{cm (Sótanos)}$$

$$e_{\text{min}} \geq 20\text{cm (Zonas de alta sismicidad)}$$

En cuanto a lo que es la longitud de las placas se determina de la siguiente forma:

$$A_c = \frac{0.8V}{\phi(0.53)\sqrt{f'_c}}$$

Dónde:

$V_{\text{basal},x}$, $V_{\text{basal},y}$ se determinan del análisis estático y dinámico con la norma E-030.

Entonces para nuestro caso y según la norma E-030 de diseño sísmo resistente podemos calcular la cortante basal que recibe nuestra edificación en estudio con la siguiente fórmula:

$$V_{\text{basal}} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Dónde:

Z (factor de zona)= 0.25 (para la zona 2 sierra)

U (coeficiente de uso)=1 (para uso de departamentos)

S (factor de suelo)=1.20

$T_p = 0.6$ y $T_l = 2$

T (periodo fundamental de vibración)= $T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{19.80}{60} = 0.33$, como $T < T_p$

entonces:

C (factor de amplificación sísmica)= 2.5

P= peso del edificio, asumiendo la densidad de área=1ton/m²

Entonces $P = \text{Área del edificio} \times \text{Nro. de niveles} \times 1\text{ton/m}$

Se está asumiendo $C_t = 60$, debido a que la superestructura será de un sistema estructural dual o de muros.

Bloque eje X-X:

$$P=205.613.03 \times 7 \text{ pisos} \times 1 \text{ ton/m}^2 = 1439.291 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{basal x-y}} = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{5.1} \times 1439.291 = 14.7\% \times 1439.291 = 211.660 \text{ ton}$$

$$V_u = 211.660 \text{ ton}$$

Se debe verificar que $V_u < \Phi V_n$; $V_n = V_c + V_s$, donde:

V_n = cortante nominal

V_c = contribucion del concreto a la resistencia al corte

V_s = contribucion del acero a la resistencia al corte

Dónde:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d \text{ (no considerar la contribución de la compresión)}$$

d= longitud efectiva de las placas

$$d = 4 \text{ m} \times 2 = 0.8(8.00) = 6.40 \text{ m}$$

t=25cm (asumido)

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (640) = 245.77 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

A_v = area del refuerzo = $2 \times 0.71 = 1.41 \text{ cm}^2$ (considerando doble malla de acero de 3/8")

$$f_y = \text{esfuerzo de fluencia del acero} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d=6.40\text{m}$$

s = espaciamiento de estribos=20cm (asumido)

$$\text{Por consiguiente: } V_s = \frac{1.41 \times 4200 \times 640}{20} = 189.504 \text{ ton}$$

Luego:

$V_n = V_c + V_s = 245.77 + 189.50 = 435.27 \text{ ton}$, pero este resultado se debe multiplicar por el factor de reducción $\Phi = 0.85$, entonces:

$$\begin{aligned} V_u &< \Phi V_n \\ 211.66 &< 0.85(435.27) \\ 211.66 &< 369.98 \end{aligned}$$

Por tanto se concluye de manera pre-dimensionada que la dimensiones de las placas en el eje X-X, Y-Y son las adecuadas.

Bloque eje Y-Y:

$$P=151.46 \times 7 \text{ pisos} \times 1 \text{ ton/m}^2 = 1414.21 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{basal y}} = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{6} \times 1439.291 = 12.50\% \times 1439.291 = 179.91 \text{ ton}$$

$$V_u = 179.91 \text{ ton}$$

Se debe verificar que $V_u < \Phi V_n$; $V_n = V_c + V_s$, donde :

V_n = cortante nominal

V_c = contribucion del concreto a la resistencia al corte

V_s = contribucion del acero a la resistencia al corte

Dónde:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d \text{ (no considerar la contribución de la compresión)}$$

d = longitud efectiva de las placas

$$d = 6.8m \times 2 = 0.8(6.8) = 5.44m$$

$t=25cm$ (asumido)

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (5.44) = 104.45 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

A_v = area del refuerzo $= 2 \times 0.71 = 1.41 cm^2$ (considerando doble malla de acero de 3/8")

$$f_y = \text{esfuerzo de fluencia del acero} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$d = 1.92m$$

s = espaciamiento de estribos $= 20cm$ (asumido)

$$\text{Por consiguiente: } V_s = \frac{1.41 \times 4200 \times 5.44}{20} = 161.08 \text{ ton}$$

Luego:

$V_n = V_c + V_s = 104.54 + 161.08 = 265.62 \text{ ton}$, pero este resultado se debe multiplicar por el factor de reducción $\Phi = 0.85$, entonces

$$V_u < \Phi V_n$$

$$179.91 < 0.85(265.32)$$

$$179.91 < 225.78$$

Por tanto se concluye de manera pre-dimensionada que la dimensiones de las placas en el eje X-X son las adecuadas.

3.2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA

El Reglamento Nacional de Edificaciones, en su capítulo IS.010 referente a Instalaciones Sanitarias, nos brinda las pautas necesarias para calcular la capacidad de las cisternas en edificaciones.

En el artículo 6° se indica que los edificios multifamiliares deberán tener una dotación de agua para consumo humano de acuerdo con el número de dormitorios de cada departamento, según la siguiente tabla.

Tabla 9 Dotación diaria por departamento

NUMERO DE DORMITORIOS POR DEPARTAMENTO	DOTACION POR DEPARTAMENTO (L/DIA)
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

³² Norma IS-010, reglamento nacional de edificaciones

Además en el artículo 15° se señala que el almacenamiento de agua para combatir incendios debe ser de por lo menos 25 m³.

El edificio sólo contara con una cisterna y un sistema de bombeo. En el artículo 8° se indica que cuando el edificio sólo cuenta con una cisterna como medio de almacenamiento, ésta tendrá una capacidad de por lo menos la dotación diaria del edificio, con un mínimo de 1,000 litros.

El edificio cuenta en total con 12 departamentos, y al ver los bloques el piso típico se ve que existen dos departamentos con tres dormitorios, por consiguiente la dotación total será.

³² Fuente : norma IS-010, reglamento nacional de edificaciones

$$\text{DOTACIÓN}_2 = 12 \times 1.2 = 9.60 \text{ m}^3$$

$$\text{DOTACIÓN}_{\text{incendio}} = 25.00 \text{ m}^3$$

$$\text{TOTAL} \quad 39.40 \text{ m}^3$$

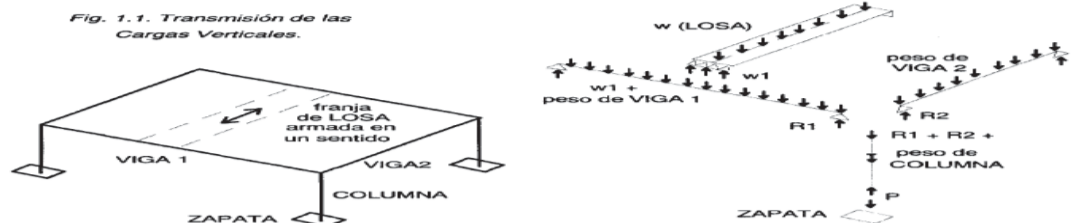
Por tanto la capacidad asumida del tanque cisterna será de 40 m^3 que será cimentado debajo de las escaleras en un área de 6.48 m^2 y dividiendo el volumen entre el área será igual a 6.17 m y considerando una altura libre de 0.50 m entre el espejo de agua y el techo del tanque cisterna la altura total será igual a 6.8 m .

El tanque elevado será $1/3$ del volumen del tanque cisterna, por consiguiente $40/3 = 13.33 \text{ m}^3$

3.3. METRADO DE CARGAS.

Básicamente es cuantificar las cargas verticales que existen en una edificación para nuestro caso. Este proceso es aproximado ya que por lo general el metrado de cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro. Ver figura 3.2.1.

Ilustración 20 Figura Trasmision de cargas a zapata



³³Fuente: Analisis de edificios- angel San bartolome 1998

3.3.1. TIPOS DE CARGA

En general, las cargas (o solicitaciones) que pueden actuar en un edificio se clasifican en los siguientes tipos: Cargas Estáticas, Cargas Dinámicas y Otras Solicitaciones. Estas cargas se definen de la siguiente manera:

³³Fuente: Análisis de edificios- Ángel San Bartolomé 1998

3.3.2. CARGAS ESTÁTICAS.

Son aquellas que se aplican lentamente sobre la estructura, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima. Prácticamente, estas solicitaciones no producen vibraciones en la estructura, y a su vez clasifican en:

- a. Cargas Permanentes o Muertas. Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, como por ejemplo: el peso propio de la estructura y el peso de los elementos añadidos a la estructura (acabados, tabiques, maquinarias para ascensores y cualquier otro dispositivo de servicio que quede fijo en la estructura).
- b. Carga Viva o Sobrecarga. Son cargas gravitacionales de carácter movable, que podrían actuar en forma esporádica sobre los ambientes del edificio. Entre estas solicitaciones se tiene: al peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles, puente grúa, etc. Las magnitudes de estas cargas dependen del uso al cual se destinen los ambientes.

3.3.3. CARGAS DINÁMICAS.

Son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima solicitación estas cargas clasifican en:

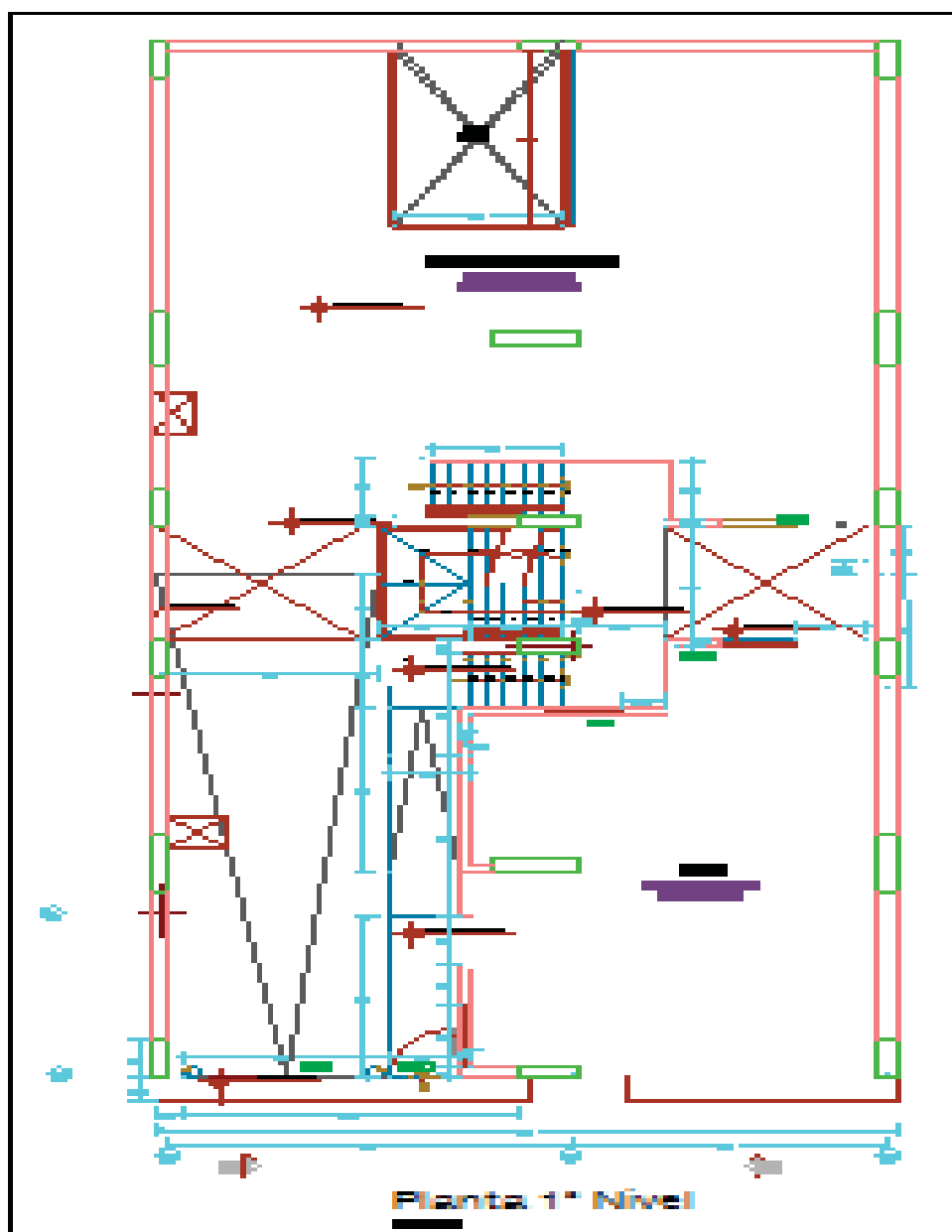
- a. Vibraciones Causadas por Maquinarias. Cuando las máquinas vibratorias no han sido aisladas de la estructura principal, sus vibraciones pueden afectar tanto a la estructura que las soporta como a las estructuras vecinas.
- b. Viento. El viento es un fluido en movimiento; sin embargo, para simplificar el diseño, se supone que actúa como una carga estática sobre las estructuras

convencionales, pero, para estructuras muy flexibles (puentes colgantes, chimeneas, etc.) es necesario verificar que su período natural de vibrar no coincida con el de las ráfagas de viento, de lo contrario, podría ocurrir la resonancia de la estructura.

- c. Sismos. Las ondas sísmicas generan aceleraciones en las masas de la estructura y por lo tanto, fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo; sin embargo, las estructuras convencionales pueden ser analizadas empleando cargas estáticas equivalentes a las producidas por el sismo.
- d. Cargas Impulsivas. Son aquellas que tienen corta duración (dt). Después que esta sollicitación culmina, se produce el movimiento en vibración libre de la estructura.

Cabe resaltar que todos los metrados de cargas que se realicen en la edificación del proyecto se basaran a la norma E-020 y los cuales se incluirán en modelamiento sísmico del siguiente capítulo.

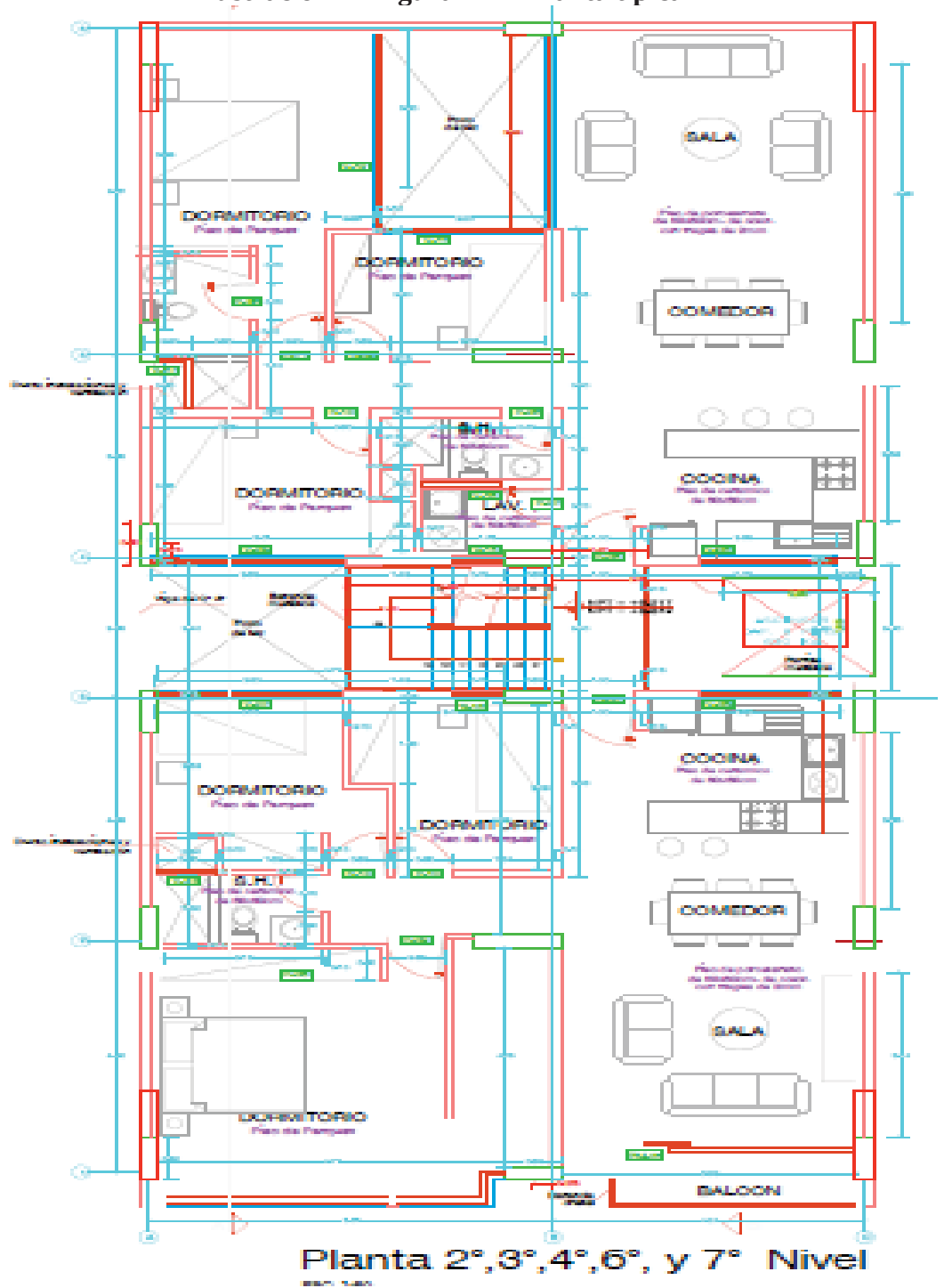
Ilustración 21 Figura planta 1er nivel



Fuente : elaboración propia³⁴

³⁴ Fuente : elaboración propia

Ilustración 22 Figura N°21 Planta típica



³⁵Fuente: elaboración propia

Cabe resaltar que esta proposición de estructuración será verificada en el modelamiento ya que estas medidas de los elementos estructurales son tentativas por predimensionamiento tal como se ve en la figura.

Además se evita en lo posible que vigas peraltadas crucen dormitorios o la sala-comedor. Se busca que las vigas se apoyen en las columnas formando pórticos. En los techos se emplea en lo posible aligerado de bloqueta, por ser una solución económica, además de agilizar el proceso constructivo, se opta en la parte central de planta por una escalera de concreto armado y ascensor. Las vigas chatas se colocan para cargar tabiques que estén orientados en forma paralela a las viguetas, y en zonas de transición entre losa maciza y losa aligerada, donde no hay viga peraltada. La tabiquería no forma parte del sistema estructural, y solo se considera su peso para el análisis sísmico y de gravedad, para el posterior diseño de los elementos estructurales.

Este capítulo está basado en la información del libro del Ingeniero Antonio Blanco Blasco titulado Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, por los diplomados que dictan las empresas Draf ingenieros y Cersa ingenieros, por el libro de Análisis de edificios de Ángel San Bartolomé, por Christofher Arnold, Robert Reitherman(Configuración y Diseño sísmico de Edificios, y por Bazan/Mely(Diseño Sísmico de Edificios.

³⁵ Fuente : elaboración propia

CAPITULO IV

ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO CON Y SIN INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

4.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO SIN INTERACCION

4.1.1. GENERALIDADES

Este capítulo se realizó en base a la norma de E-030 del reglamento nacional de edificaciones, en base también a los libros Análisis de edificios por Ángel San Bartolomé, diseño sísmico de edificios por Bazán Meli, Christopher Arnold y Robert Rietherman.

Nuestro país está ubicado en una zona sísmica, por lo que es indispensable analizar el desempeño que tendrán las estructuras durante un evento sísmico y por consiguiente dañan a las estructuras. Por lo tanto, es muy importante y obligatorio cumplir con los requerimientos de la Norma E.030.

Utilizaremos el Anexo Nro. 2 de la norma E-030 para el PROCEDIMIENTO

4.1.2. ANALISIS SISMICO ESTATICO SIN INTERACCION

ETAPA 1: PELIGRO SISMICO (Capítulo 2)

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Paso 01: Factor de zona Z.- El proyecto se encuentra ubicado en san jerónimo-cusco-cusco. Por consiguiente:

Ilustración 23 Figura zonificacion de Zonas sísmicas país Perú



³⁶Fuente : norma E-030 del RNE, pagina 07 año 2010

³⁶ Fuente : norma E-030 del RNE, pagina 07 año 2018

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

³⁷Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 07 año 2018

Por tanto $Z=0.25$

Pasó 02: Perfil del suelo S:

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo según el numeral 2.3.1 donde se definen 5 perfiles de suelo. La clasificación se debe hacer en base a los parámetros indicados en la Tabla N° 2 considerando promedios para los estratos de los primeros 30 m bajo el nivel de cimentación.

La norma indica que esta clasificación la realiza tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, o alternativamente ensayos de SPT para suelos granulares y ensayos de resistencia al corte en condición no drenada para suelos cohesivos, y el terreno sería homogéneo los dos ensayos anteriormente descritos y se toma el valor más crítico.

³⁷Fuente : norma E-030 del RNE, pagina 07 año 2018

Tabla 10 tipos de perfiles de suelo

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	V_O	V_{h0}	S
S_0	$>1500\text{m/s}$		-
S_1	500n-	>50	$>100\text{kPa}$
S_2	180	15	50kPa a 100
S_3	< 180	$<$	25 kPa a 50
S_4	Clasificación basada en el EMS		

³⁸Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 10, año 2018

Por tanto para nuestro suelo es S_2

Paso 3 Parámetros de Sitio S , T_P , T_L (Numeral 2.4)

El factor de amplificación del suelo se obtiene de la Tabla N° 3 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los períodos T_P y T_L se obtienen de la Tabla N° 4 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Tabla 11 parámetros de sitio

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

³⁹Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 11, año 2018

³⁸ Fuente : norma E-030 del RNE, pagina 10, año 2018

³⁹ Fuente : norma E-030 del RNE, pagina 11, año 2018

Tabla 12 periodos de suelo

Tabla N° 4 PERÍODOS' T_p" Y "T_L"				
	Perfil de suelo			
	So	Si	S_2	S_3
$T_p > (S)$	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

⁴⁰Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 11, año 2018

Como $S_2=1.2$ entonces: $T_p=0.6$ y $T_L=2.0$

Paso 4. Construir la función Factor de amplificación Sísmica C vs Periodo T (numeral 2.5).

Depende de los parámetros de sitio T_p y T_L . Se definen tres tramos, períodos cortos, intermedios y largos, y se aplica para cada tramo las expresiones de este numeral.

Según el artículo 2.5 de la norma E-030 de RNE se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

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

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

Por consiguiente debemos determinar el periodo T donde:

⁴⁰ Fuente : norma E-030 del RNE, pagina 11, año 2018

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

Dónde:

H_n = Altura total de la edificación

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

Pórticos de concreto armado sin muros de corte.

Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras

Pórticos de acero arriostrado

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Por tanto:

$$T = \frac{19.8}{60} = 0.33$$

Por tanto como $T_p = 0.6$ entonces: $T < T_p$; $C = 2.5$

La conclusión es que la edificación es de periodo corto y se opta por $C_T = 60$ asumiendo que la estructura tendrá un sistema de muros estructurales.

ETAPA 2: CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO (Capítulo 3)

Paso 5 Categoría de la Edificación y el Factor de Uso U (Numeral 3.1)

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 5.

Como se ve según tabla N°5 es una edificación común por tanto es de categoría C con un valor U=1.

Tabla 13 Factor de Uso

B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos. Centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

⁴¹Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 13, año 2018

Paso 6: Sistema Estructural (Numeral 3.2 y 3.3)

Se determina el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que aparecen en el numeral 3.2.

⁴¹ Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 13, año 2018

En la Tabla N° 6 (numeral 3.3) se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

Tabla 14 categoría de edificación y tipo de sistema estructural según factor de zona

Tabla N° 6		
CATEGORÍA y sistema estructural de las edificaciones		
Categoría	Zona	Sistema Estructural
A1	4y3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema
	2y1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada
A2(')	4,3y2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4,3y2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos. Sistema Dual. Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4.3.2V 1	Cualquier sistema.
(Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las		

⁴²Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 15, año 2018

⁴² Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 15, año 2018

De acuerdo al numeral 3.2 el sistema planteado es de muros estructurales y según tabla 6, como la estructura es de categoría C permite cualquier sistema

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular.

Paso 7 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, R_0 (Numeral 3.4)

De la Tabla N° 7 se obtiene el valor del coeficiente R_0 , que depende únicamente del sistema estructural.

Tabla 15 sistemas estructurales

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente
Acero:	8 7 6 8 6 8
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF) Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF) Pórticos Ordinarios	
Concreto Armado:	
Pórticos	8 7 6 4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(¹) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad

⁴³Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 16, año 2018

Por tanto de acuerdo a tabla 07 $R_0=6$.

Los siguientes pasos 8, 9, 10, 11, 12,13a y 13b no pueden seguir ese orden por tanto le daremos valga la redundancia orden para un mejor entendimiento del

⁴³ Fuente: norma E-030 del RNE, pagina 16, año 2018

diseño sísmico del edificio, siempre antes mencionando las descripciones de dichos pasos

Paso 12 Estimación del Peso P (Numeral 4.3)

Se determina el peso (P) para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación, definido de acuerdo a lo indicado en este numeral.

$$P_{\text{sismico}} = 100\%CM + \dots\%CV.$$

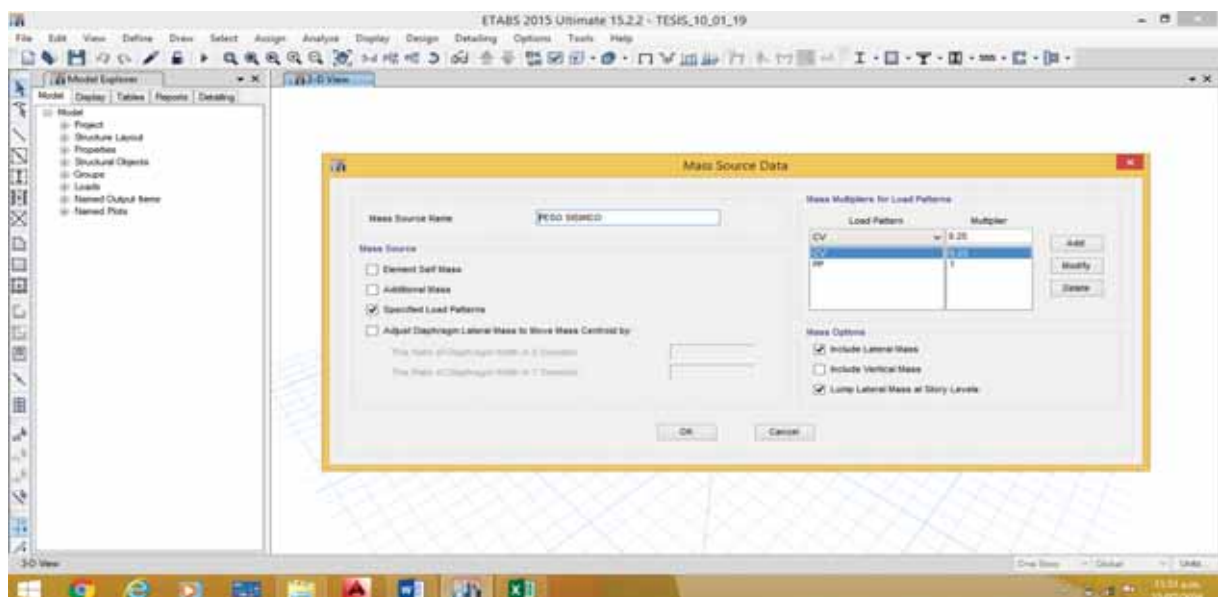
Dónde:

CM= carga muerta

CV= carga viva.

El peso se determinara con el programa ETABS y se comprobara de forma manual.

Ilustración 24 Figura Modelamiento de Superestructura



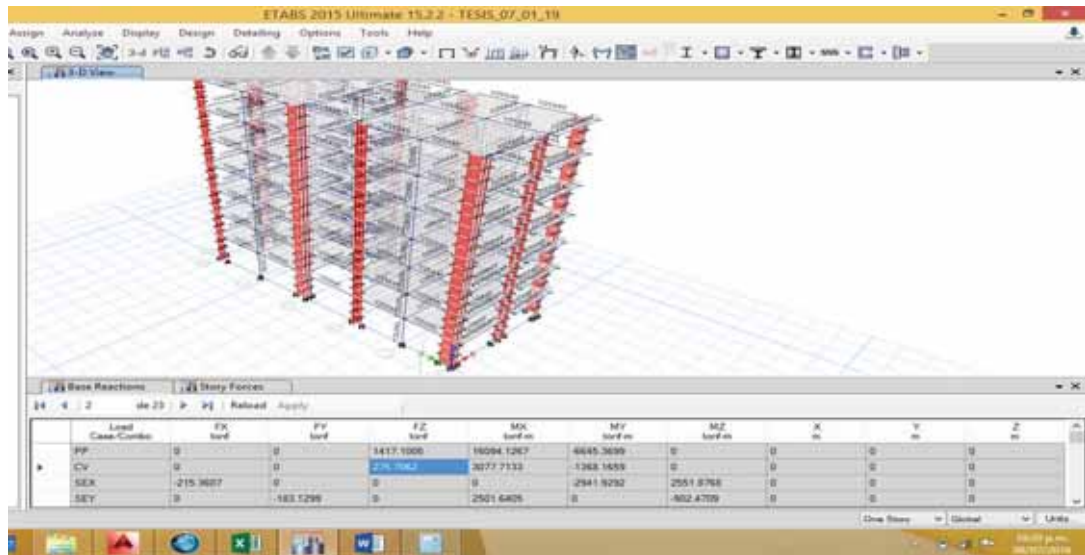
50% categoría A y B.

25% categoría C

⁴⁴Fuente: elaboración propia en programa ETABS 2015 V2

Como se ve en el modelamiento se introduce la información del peso sísmico. Según etabs.2015

Ilustración 25 Figura Modelamiento de Superestructura



⁴⁵Fuente: elaboración propia con apoyo del programa ETABS 2015 V2

Como se ve $PP+CV=1427.8845+275.7062= 1703.59$ Toneladas según etabs.

Ahora metrando de forma manual el peso del edificio:

Tabla 16 Metrado de cargas columnas y placas 1er nivel

DESCRIPCION	ancho	largo	altura	cantidad	m3	tn/m3	Ton
columnas 25x80	0.4	0.5	6	6	7.2	2.4	17.28
columnas 30x80	0.3	0.8	3	2	1.44	2.4	3.456
placas PL-01,03,04,05,06,07	0.537		3	6	9.666	2.4	23.1984
placas PL-08,10	0.537		3	2	3.222	2.4	7.7328
placas 02,09	0.25	1.5	3	2	1.5	2.4	3.6
							55.27

⁴⁴ fuente: elaboración propia en programa ETABS 2015 V2

⁴⁵ fuente: elaboración propia con apoyo del programa ETABS 2015 V2

⁴⁶ Fuente: elaboración propia

Tabla 17 Metrado de cargas columnas y placas demás niveles

DESCRIPCION	ancho	largo	altura	cantidad	m3	tn/m3	Ton
columnas 25x80	0.25	0.8	2.8	6	3.36	2.4	8.064
columnas 30x80	0.3	0.8	2.8	2	1.344	2.4	3.2256
placas PL-01,03,04,05,06,07	0.537		2.8	6	9.0216	2.4	21.65184
placas PL-08,10	0.537		2.8	2	3.0072	2.4	7.21728
placas 02,09	0.25	1.5	2.8	2	1.4	2.4	3.36
							43.52

⁴⁷ Fuente: elaboración propia

Tabla 18 Metrado de cargas losas aligeradas

Areas losas aligeradas	ton/m2	ton
23.28		
23.82		
18.92		
16.89		
23.05		
17.5		
21.81		
19.89		
165.16	0.3	49.548

⁴⁸ Fuente : elaboración propia

⁴⁶ Fuente : elaboración propia

⁴⁷ Fuente : elaboración propia

⁴⁸ Fuente : elaboración propia

Tabla 19 Metrado de cargas losas macizas y escalera x piso

losa macizas	area	espesor	m3	ton/m3	ton
	5.25	0.2	1.05	2.4	2.52
	11.286	0.2	2.2572	2.4	5.41728
ESCALERA	6.48	0.175	1.134	2.4	2.7216
					10.65888

⁴⁹Fuente: elaboración propia

Tabla 20 metrado de vigas por piso

vigas	longitud	ancho	peralte	volumen	cantidad	m3	ton/m3	ton
eje A y C	14.3	0.25	0.45	1.60875	2	3.2175	2.4	7.722
eje B	20.34	0.25	0.45	2.28825	1	2.28825	2.4	5.4918
eje 1 y 6	7	0.25	0.45	0.7875	2	1.575	2.4	3.78
eje 2 y 5	8.73	0.25	0.45	0.982125	2	1.96425	2.4	4.7142
eje 3 y 4	8.7	0.25	0.45	0.97875	2	1.9575	2.4	4.698
								26.406

⁵⁰Fuente: elaboración propia

Tabla 21 metrado tabiquería y contrapisos por piso

CARGA MUERTA			
DESCRIPCION	AREA	KG/M2	TON
TABIQUE EQUIVALENTE	132.128	210	27.75
CONTRAPISO	165.16	120	19.82
TABIQUE PERIMETRAL			58.94
			106.51

⁴⁹ Fuente : elaboración propia

⁵⁰ Fuente: elaboración propia

Tabla 22 metrado carga viva por piso

CARGA VIVA			
AREA(M2)	KG/M2	KG	TON
165.16	200	33032	33.032

⁵¹Fuente: elaboración propia

Tabla 23 carga sísmica 1er nivel

PESO PROPIO	141.88
CARGA MUERTA	106.51
PP+CM	248.39
CARGA VIVA	33.03

PESO SISMICO NIVEL01	
DESCRIPCION	TON
100%(PP+CM)+25%CV	256.64

Tabla 24 carga sísmica nivel típico

PESO SISMICO 02 A 06	
PESO PROPIO	130.13
CARGA MUERTA	106.51
PP+CM	236.64
CARGA VIVA	33.03

PESO SISMICO 02 a 06	
DESCRIPCION	TON
100%(PP+CM)+25%CV	244.90

⁵¹ Fuente : elaboración propia

Tabla 25 carga sísmica azotea

PESO SISMICO AZOTEA	
PESO PROPIO	130.13
CARGA MUERTA	49.29
PP+CM	179.42
CARGA VIVA	33.03

PESO SISMICO AZOTEA	
DESCRIPCION	TON
100%(PP+CM)+25%CV	187.68

⁵²Fuente: elaboración propia

Tabla 26 carga sísmica total

DECRIPCION	TON
PISO 01	256.64
PISO 02	244.90
PISO 03	244.90
PISO 04	244.90
PISO 05	244.90
PISO 06	244.90
PISO 07	187.68
PESO SISMICO TOTAL	1668.80

⁵³Fuente: elaboración propia

⁵² Fuente : elaboración propia

⁵³ Fuente : elaboración propia

Paso 8 Factores de Irregularidad I_a , I_p (Numeral 3.6)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades existentes en planta.

En la mayoría de los casos se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural, pero en los casos de Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la descripción de dichas irregularidades.

Por tanto según tablas

Tabla 27 irregularidades en altura

⁵⁴Fuente: Norma E-030 del RNE, pagina 17 año 2018

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad /.
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe Irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70 %de la rigidez lateral del enreoisio rimedato supenor. o es menor que SCN de la rigidez láser a promedo de tos tres i veles sopero-es aoyacemes Las rigideces laterales podran cacuarse como la razón entre	0.75
rrequianaad Extrema de Rigidez fver Tabta m* 10) Existe irecuanaao extrema de rejdez cuando, en cuaicuera de as drecdcnes de anal sis. en un entreo-so la nqdez lateral es menor que 60*» de 3 --a-dez atera de entrepso irmedato supenor. o es menor que 70% de la ngwez latera promedode los tres niveles evaluados -ara a -risma condoon de carga	0.50

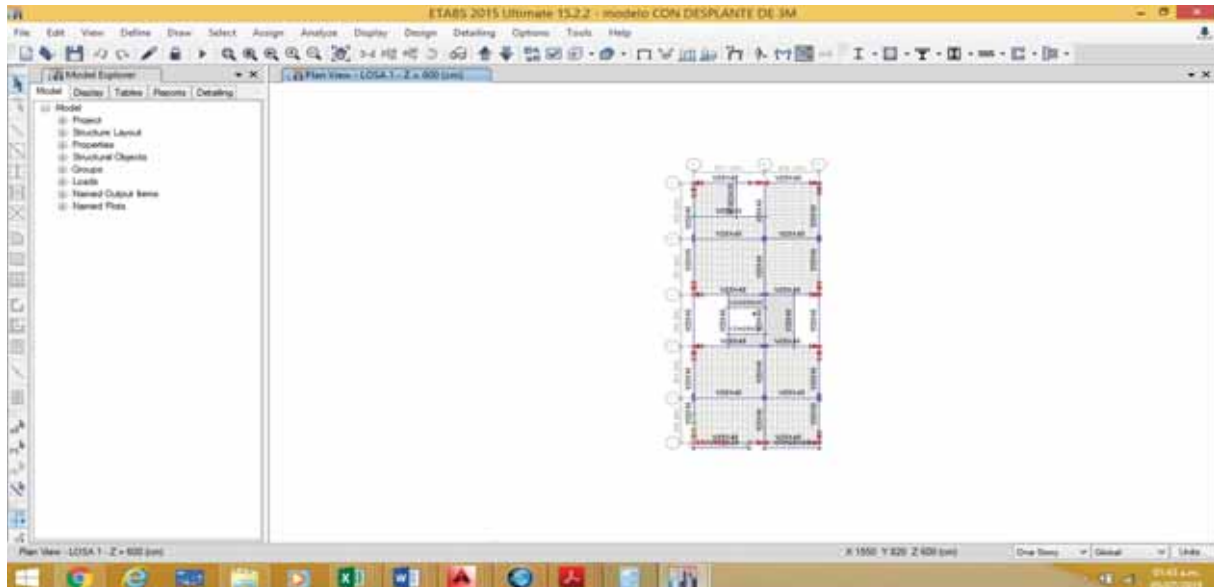
⁵⁴ Norma E-030 del RNE, pagina 17 año 2018

irregularidad Extrema de Resistencia (ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las 3 secciones de análisis. la resistencia de un ensayo frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia nominal.	
Se tiene irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 3. es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente Este ordenamiento se aplica en azoteas y en irregularidad Geométrica vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las secciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura sometida a cargas aerodinámicas es mayor que 1.3 veces la correspondiente.	0.50
Se considera en los sistemas Resistentes Se considera a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 25 N de la fuerza cortante se produce un cambio de rigidez por un cambio de configuración.	
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema si la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supera los 25 N de la fuerza cortante total.	0.60

Primeramente se modelo la superestructura en el programa etbas como se ve en la figura.

Vista típica de planta.

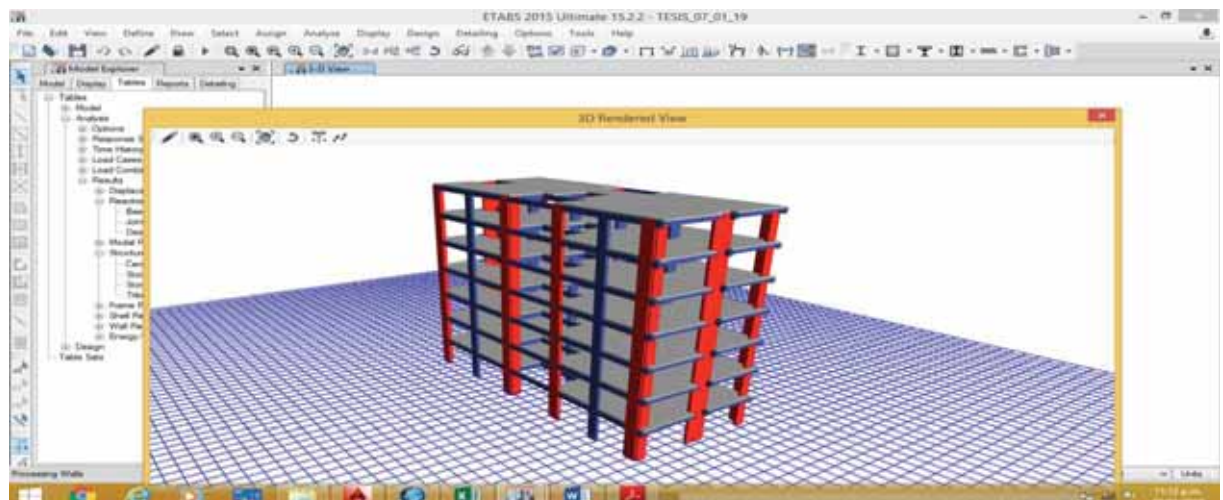
Ilustración 26 Figura Modelamiento de la superestructura



⁵⁵Fuente: elaboración propia con apoyo del programa ETABS 2015 V2

Nótese en planta la configuración y distribución de las placas y columnas que se ha realizado, siempre tratando de que sea lo más regular y simple posible.

Ilustración 27 Figura Modelamiento de la superestructura



⁵⁵ fuente: elaboración propia con apoyo del programa ETABS 2015 V2

Por tanto haciendo un análisis con las tablas 8 y 9 de la superestructura se tiene los resúmenes y tablas siguientes.

IRREGULARIDAD EN ALTURA

EJE X:

Irregularidad de rigidez- piso blando.

Tabla 28 Irregularidad de rigidez- piso blando.

Story	Load Case/Combo	VX (tonf)	Δ despl.	Δ despl. Relativo	Rigidez	70%Rigidez	$R_n < 70\%R_{n+1}$
LOSA 7	SDX	21.4379	1.5781	0.1316	162.90	114.03	FALSO
LOSA 6	SDX	46.5428	1.4465	0.1839	253.09	177.16	FALSO
LOSA 5	SDX	67.4226	1.2626	0.2405	280.34	196.24	FALSO
LOSA 4	SDX	84.3566	1.0221	0.2853	295.68	206.97	FALSO
LOSA 3	SDX	97.2358	0.7368	0.3041	319.75	223.82	FALSO
LOSA 2	SDX	105.713	0.4327	0.2758	383.30	268.31	FALSO
LOSA 1	SDX	109.5295	0.1569	0.1569	698.08	488.66	

⁵⁶ Fuente: elaboración propia

Tabla 29 Irregularidad de resistencia- piso débil

Story	Load Case/Combo	VX (tonf)	Δ despl.	Δ despl. Relativo	Rigidez	70%Rigidez	$R_n < 70\%R_{n+1}$
LOSA 7	SDX	40.23	2.58	0.2375	169.40	118.58	FALSO
LOSA 6	SDX	91.72	2.34	0.3187	287.81	201.46	FALSO
LOSA 5	SDX	134.80	2.02	0.4026	334.81	234.37	FALSO
LOSA 4	SDX	169.44	1.62	0.466	363.60	254.52	FALSO
LOSA 3	SDX	195.63	1.15	0.4855	402.95	282.06	FALSO
LOSA 2	SDX	213.35	0.67	0.429	497.32	348.13	FALSO
LOSA 1	SDX	222.64	0.24	0.2382	934.66	654.26	

⁵⁶ Fuente: elaboración propia

Irregularidad geométrica vertical. No tiene porque todas las plantas son típicas en planta.

Discontinuidad en los sistemas resistentes. No tiene porque todas las placas y columnas tienen la misma sección hasta el último nivel.

Por tanto:

$$I_a=1.$$

EJE Y

Tabla 30 Irregularidad de rigidez- piso blando.

Story	Load Case/Combo	VY (tonf)	Δ despl.	Δ despl. Relativo	Rrigidez	70%Rrigidez	Rn<70%Rn+1
LOSA 7	SDY	24.0411	1.3287	0.122	197.06	137.94	FALSO
LOSA 6	SDY	52.6125	1.2067	0.163	322.78	225.94	FALSO
LOSA 5	SDY	76.4341	1.0437	0.2073	368.71	258.10	FALSO
LOSA 4	SDY	95.6087	0.8364	0.2409	396.88	277.82	FALSO
LOSA 3	SDY	109.8829	0.5955	0.2514	437.08	305.96	FALSO
LOSA 2	SDY	118.9581	0.3441	0.2216	536.81	375.77	FALSO
LOSA 1	SDY	122.8716	0.1225	0.1225	1003.03	702.12	

Tabla 31 Irregularidad de resistencia- piso débil.

Story	Load Case/Combo	VY (tonf)	Δ despl.	Δ despl. Relativo	Rrigidez	70%Rrigidez	Rn<70%Rn+1
LOSA 7	SDY	34.1465	1.3622	0.1553	219.87	153.91	FALSO
LOSA 6	SDY	77.8277	1.2069	0.1877	414.64	290.25	FALSO
LOSA 5	SDY	114.3422	1.0192	0.2208	517.85	362.50	FALSO
LOSA 4	SDY	143.6845	0.7984	0.2428	591.78	414.25	FALSO
LOSA 3	SDY	165.8462	0.5556	0.2418	685.88	480.12	FALSO
LOSA 2	SDY	180.8159	0.3138	0.2042	885.48	619.84	FALSO
LOSA 1	SDY	188.6388	0.1096	0.1096	1721.16	1204.81	

⁵⁷ Fuente: elaboración propia

⁵⁷ Fuente: elaboración propia

Irregularidad geométrica vertical. No tiene porque todas las plantas son típicas en planta.

Discontinuidad en los sistemas resistentes. No tiene porque todas las placas y columnas tienen la misma sección hasta el último nivel.

Por tanto:

$$I_a=1.$$

IRREGULARIDAD EN PLANTA

EJE X:

Tabla 32 Irregularidad torsional.

NIVEL	h (cm)	despl. CM(cm)	despl. Rel. CM (cm)	drif X-X CM	desp. x_dir (cm)	despl. Rel x_dir (cm)	Drif Max/Drif CM	
LOSA 7	280	1.4726	0.1202	0.00043	1.98070	0.1125	0.936	no tiene
LOSA 6	280	1.3524	0.171	0.00061	1.86820	0.1574	0.920	no tiene
LOSA 5	280	1.1814	0.2241	0.00080	1.71080	0.2098	0.936	no tiene
LOSA 4	280	0.9573	0.2662	0.00095	1.50100	0.2582	0.970	no tiene
LOSA 3	280	0.6911	0.2845	0.00102	1.24280	0.3017	1.060	no tiene
LOSA 2	280	0.4066	0.2587	0.00092	0.94110	0.3355	1.297	no tiene
LOSA 1	600	0.1479	0.1479	0.00025	0.60560	0.6056	4.095	no tiene
Base	300	0	0	0.00000	0.00000	0		

⁵⁸Fuente: elaboración propia

Irregularidad torsional extrema.

No tiene según tablas que se muestran en el anterior párrafo.

Esquinas entrantes: No tiene

⁵⁸ Fuente: elaboración propia

Discontinuidad de diafragma:

Tabla 33 discontinuidad de diafragma

Aseccion neta<25%Aeta total		
Aseccion neta	1.6	
25%Aeta total	0.5	
por tanto	si tiene	$I_p=0.85$

⁵⁹Fuente: elaboración propia

Sistemas no paralelos. Los ejes de la estructuras son perpendiculares por tanto no tiene irregularidad.

Por tanto: $I_p=0.85$.

EJE Y:

Tabla 34 Irregularidad torsional.

NIVEL	h (cm)	despl. CM(cm)	despl. Rel. CM (cm)	drif Y-Y CM	desp. Y_dir (cm)	despl. Rel Y_dir (cm)	Drif Max/Drif CM	
LOSA 7	280	1.2546	0.1158	0.00041	1.6603	0.1013	0.875	no tiene
LOSA 6	280	1.1388	0.1539	0.00055	1.559	0.1386	0.901	no tiene
LOSA 5	280	0.9849	0.1955	0.00070	1.4204	0.1826	0.934	no tiene
LOSA 4	280	0.7894	0.2273	0.00081	1.2378	0.2249	0.989	no tiene
LOSA 3	280	0.5621	0.2371	0.00085	1.0129	0.2596	1.095	no tiene
LOSA 2	280	0.325	0.2091	0.00075	0.7533	0.2814	1.346	no tiene
LOSA 1	600	0.1159	0.1159	0.00019	0.4719	0.4719	4.072	no tiene
Base	300	0	0	0.00000	0	0		

Irregularidad torsional extrema.

No tiene según tablas que se muestran en el anterior párrafo.

Esquinas entrantes: No tiene

⁵⁹ Fuente: elaboración propia

Discontinuidad de diafragma:

Tabla 35 discontinuidad de diafragma

A sección neta < 25% A neta total		
A sección neta	4.5	
25% A neta total	1.125	
Aductos	1.212	$I_p = 0.85$

⁶⁰ Fuente: elaboración propia

Sistemas no paralelos. Los ejes de la estructuras son perpendiculares por tanto no tiene irregularidad.

Por tanto:

$$I_p = 0.85.$$

Paso 9 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. Modificar la estructuración en caso que no se cumplan las restricciones de esta Tabla

Tabla 36 categoría y regularidad de edificaciones

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Retenciones
A1yA2	4.3y2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4.3y2	No se permiten irregularidades extremas
	i	Sin restricciones
C	4y3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

⁶⁰ Fuente: elaboración propia

⁶¹Fuente: Norma E-030 del RNE, pag 19, año 2018

De acuerdo al análisis realizado la edificación es de categoría C, en la zona 2 y cumple con las restricciones porque no tiene irregularidades extremas.

Paso 10 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica R (Numeral 3.8)

Se determina $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$, por tanto:

$$R_X = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 6 \times 1 \times 0.85 = 5.1$$

$$R_Y = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 6 \times 1 \times 0.85 = 5.1$$

ETAPA 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL (Capítulo 4)

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.

Paso 11 Modelos de Análisis (Numeral 4.2)

Desarrollar el modelo matemático de la estructura. Para estructuras de concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la figuración y el refuerzo..

Se evidencia este paso en el modelamiento el cual se realiza el análisis sísmico con secciones no agrietadas y sin aporte del refuerzo.

Paso 13 Procedimientos de Análisis Sísmico (Números 4.4 a 4.7)

⁶¹ Fuente: Norma E-030 del RNE, pag 19, año 2018

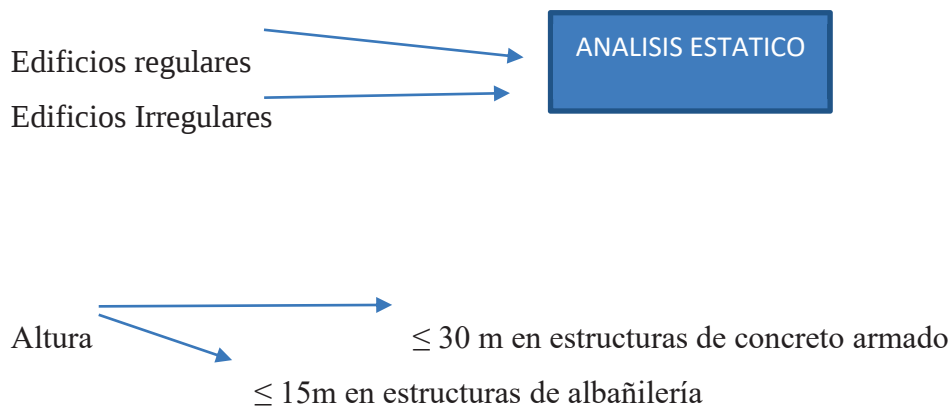
Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta Norma, que son análisis estático (numeral 4.5) y análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

Paso 13A Análisis Estático (Numeral 4.5)

Este procedimiento solo es aplicable a las estructuras que cumplen lo indicado en el numeral 4.5.1.

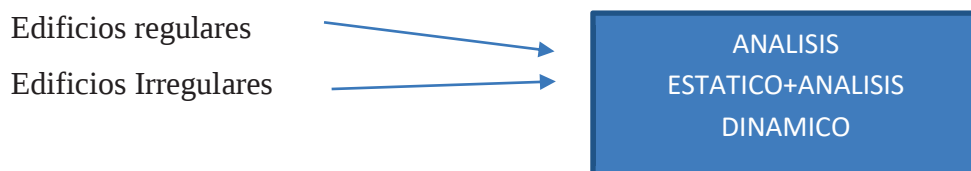
Pero antes debemos acotar algunas puntos.

Para zona 01:



Con respecto a las restricciones de altura significa que si sobrepasa las alturas mostradas líneas arriba se debe realizar también el análisis dinámico

Para zona 02,03 y 04:



Hay que tener en cuenta que con el análisis dinámico se realiza el diseño estructural.

El análisis estático tiene los siguientes pasos:

- Calcular la fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis (numeral 4.5.2).

$$V_x = \frac{Z.U.C_X.S}{R_X} \cdot P$$

$$V_Y = \frac{Z.U.C_Y.S}{R_Y} \cdot P$$

- Como tenemos datos en los pasos anteriores entonces realizaremos un cálculo manual y otro del programa para verificar:

Calculo manual

$$V_x = \frac{0.25 \times 1.2 \times 5.1 \times 2}{5.1} \cdot 1594.99 = 234.56 \text{ Ton.}$$

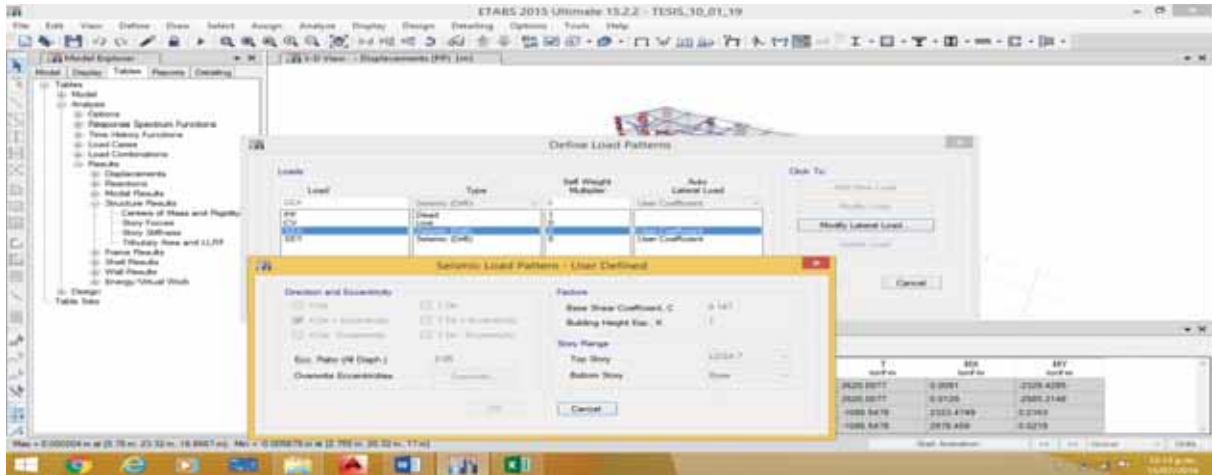
$$V_Y = \frac{0.25 \times 1.2 \times 5.1 \times 2}{5.1} \cdot 1594.99 = 234.56 \text{ Ton}$$

Calculo programa

Introduciendo datos.

Eje x:

Ilustración 28 Figura Modelamiento de la supeestructura análisis sísmico



Eje y:

Ilustración 29 Figura Modelamiento de la supeestructura análisis sísmico

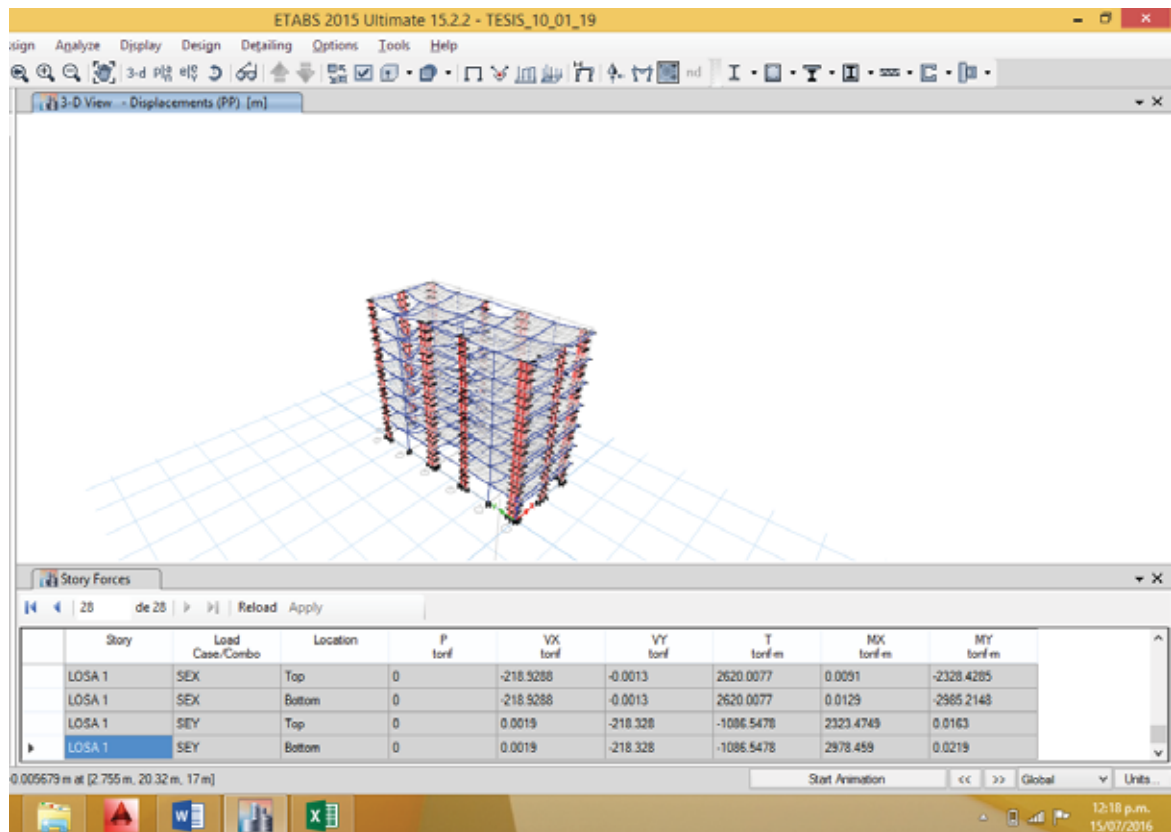


Tabla 37 CORTANTE MANUAL VS CORTANTE GENERADO EN ETABS

DESCRIPCION	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
SEX	234.56	218.92	15.64
SEY	234.56	218.32	16.24

El cálculo manual vs el cálculo en un software nunca es igual y la diferencia en este caso no tan significativa por tanto se asume del programa.

- Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección (numeral 4.5.3).

Tabla 38 SISMO ESTATICO EJE X

Story	Load Case/Combo	Location	VX
			tonf
LOSA 7	SEX	Top	36.5881
LOSA 6	SEX	Top	83.9192
LOSA 5	SEX	Top	124.7175
LOSA 4	SEX	Top	158.9764
LOSA 3	SEX	Top	186.6858
LOSA 2	SEX	Top	207.8307
LOSA 1	SEX	Top	223.9346

Tabla 39 SISMO ESTATICO EJE Y

Story	Load Case/Combo	Location	VY
			tonf
LOSA 7	SEY	Top	36.5117
LOSA 6	SEY	Top	83.7196
LOSA 5	SEY	Top	124.3849
LOSA 4	SEY	Top	158.5017
LOSA 3	SEY	Top	186.0612
LOSA 2	SEY	Top	207.0501
LOSA 1	SEY	Top	222.9815

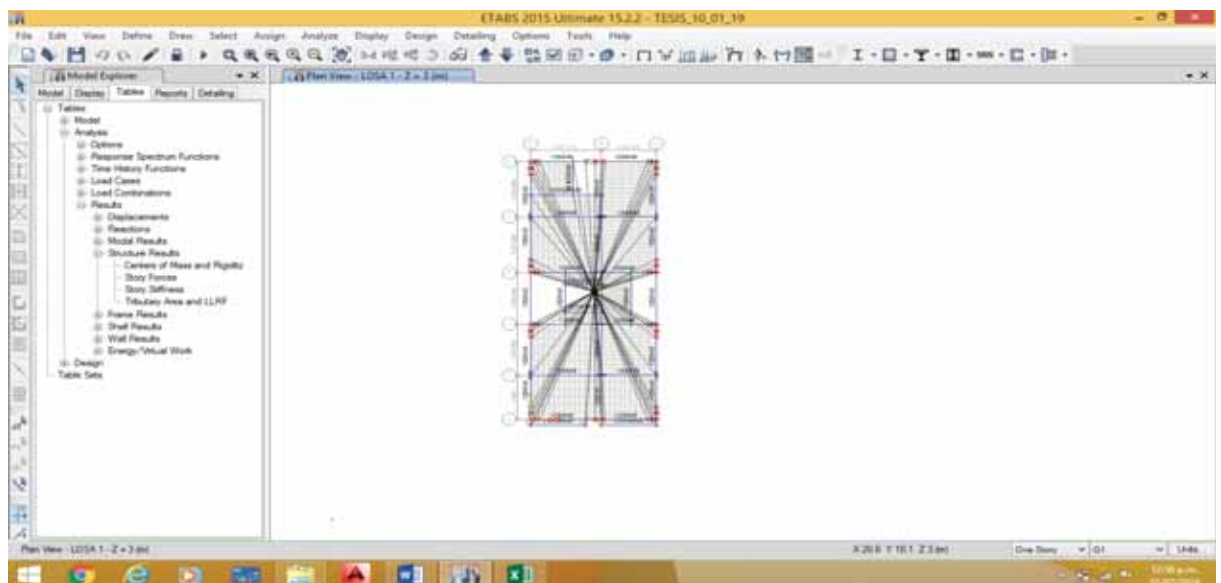
- Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas de cada piso. Además se deberá considerar el momento torsor accidental (numeral 4.5.5).

Se aplicó en cada centro de masa como se ve en la figura.

- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.5.6) para los elementos en los que sea necesario.

Este punto no es necesario

Ilustración 30 ASIGNACION DE DIAFRAGMA RIGIDO



Si se elige o es un requerimiento desarrollar un análisis dinámico modal espectral se debe:

Determinar los modos de vibración y sus correspondientes períodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático (numeral 4.6.1).

Una vez hallado en el software los modos, periodo de vibración, y las masas participativas son mostrados en el cuadro.

Tabla 40 PERIODOS DE VIBRACION Y MASAS PARTICIPATIVAS

Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.908	89.55%	0.00%
Modal	2	0.774	0.00%	88.10%
Modal	3	0.69	0.00%	0.33%
Modal	4	0.264	8.10%	0.00%
Modal	5	0.223	0.00%	8.72%
Modal	6	0.198	0.00%	0.09%
Modal	7	0.129	1.72%	0.00%
Modal	8	0.107	0.00%	2.00%
Modal	9	0.095	0.00%	0.04%
Modal	10	0.076	0.47%	0.00%
Modal	11	0.062	0.00%	0.53%
Modal	12	0.055	0.00%	0.01%
Modal	13	0.05	0.13%	0.00%
Modal	14	0.041	0.00%	0.14%
Modal	15	0.036	0.03%	0.00%
Modal	16	0.036	0.00%	0.00%
Modal	17	0.03	0.00%	0.04%
Modal	18	0.03	0.01%	0.00%
Modal	19	0.026	0.00%	0.00%
Modal	20	0.025	0.00%	0.01%
Modal	21	0.022	0.00%	0.00%

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para X-X el periodo es 0.691 s presenta un porcentaje de 78.32%, y para Y-Y el periodo 0.595 s presenta un porcentaje de 76.39%, siendo los más importantes. A priori se puede

ver que los periodos son coherentes con el sistema estructural ya que si se observa la abundante presencia de placas en X-X e Y-Y.

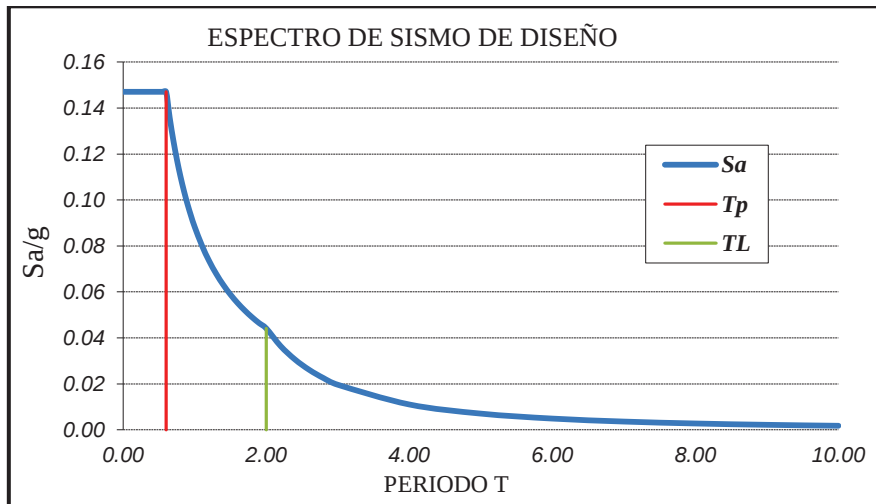
- Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleraciones $S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R}$.g, para cada dirección de análisis (numeral 4.6.2).

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} \cdot g = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{5.1} \times 9.81 = 0.1471$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_y} \cdot g = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{5.1} \times 9.81 = 0.1471$$

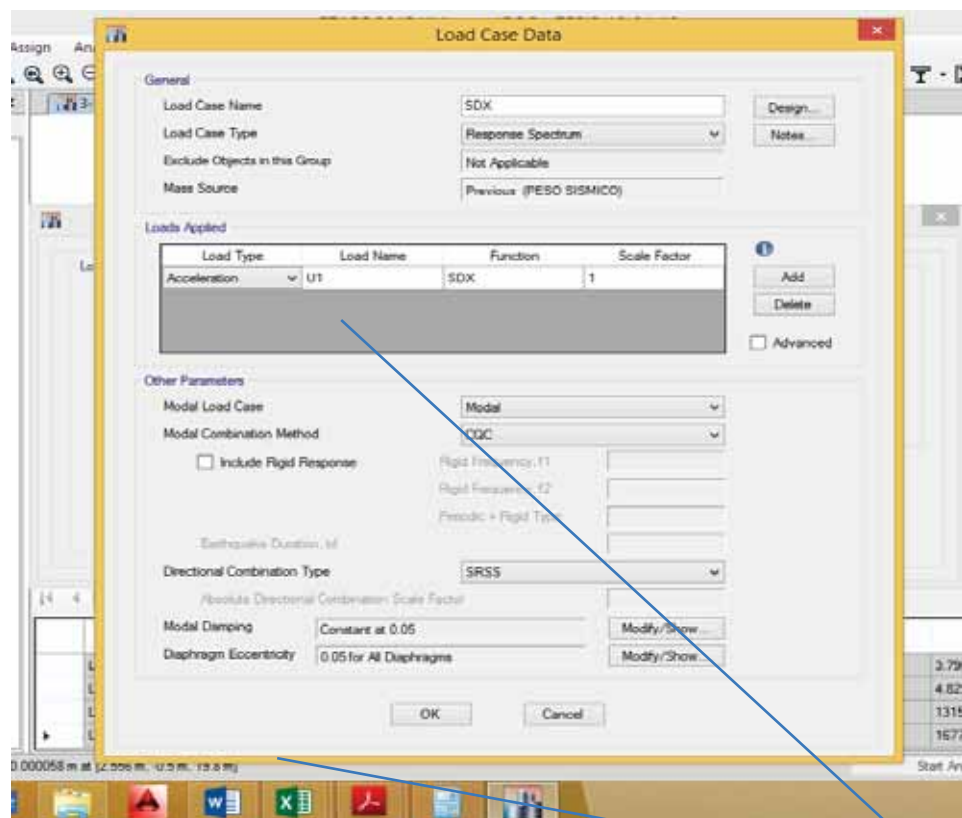
Tabla 41 PARA GENERACION DE ESTRO DE DISEÑO

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.1471
2.50	0.02	0.1471
2.50	0.04	0.1471
2.50	0.06	0.1471
2.50	0.08	0.1471
2.50	0.10	0.1471
2.50	0.12	0.1471
2.50	0.14	0.1471
2.50	0.16	0.1471
2.50	0.18	0.1471
2.50	0.20	0.1471
2.50	0.25	0.1471
2.50	0.30	0.1471
2.50	0.35	0.1471
2.50	0.40	0.1471
2.50	0.45	0.1471
2.50	0.50	0.1471
2.50	0.55	0.1471
2.50	0.60	0.1471
2.31	0.65	0.1357
2.14	0.70	0.1261
2.00	0.75	0.1176
1.88	0.80	0.1103
1.76	0.85	0.1038
1.67	0.90	0.0980
1.58	0.95	0.0929
1.50	1.00	0.0882
1.36	1.10	0.0802
1.25	1.20	0.0735
1.15	1.30	0.0679
1.07	1.40	0.0630
1.00	1.50	0.0588
0.94	1.60	0.0551
0.88	1.70	0.0519
0.83	1.80	0.0490
0.79	1.90	0.0464
0.75	2.00	0.0441
0.62	2.20	0.0365
0.52	2.40	0.0306

Ilustración 31 FIGURA ESPECTRO DE DISEÑO

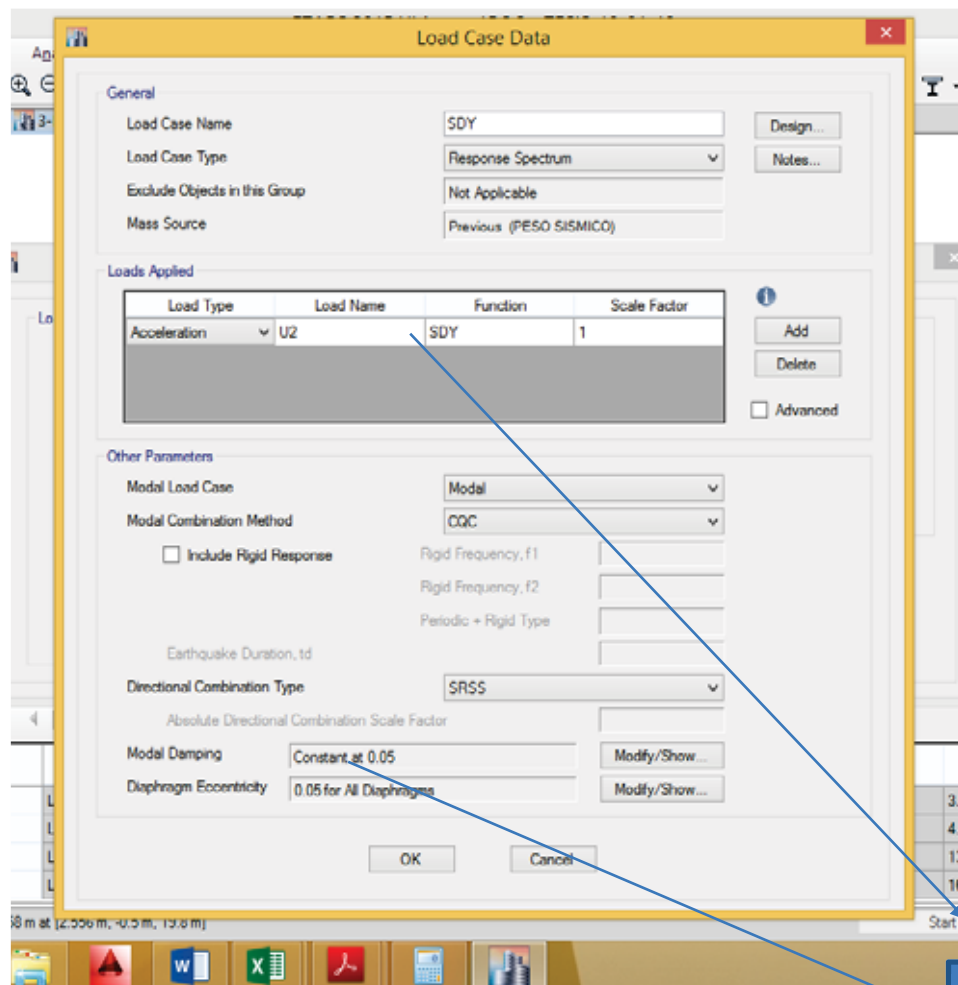
- Considerar excentricidad accidental (numeral 4.6.5).

Se consideró en el modelamiento como se ve en la imagen:

Ilustración 32 Figura MODELAMIENTO DISEÑO SISMICO

Excentricidad
asumida

Ilustración 33 Figura MODELAMIENTO DISEÑO SISMICO



Excentricidad
asumida eje Y

- Determinar todos los resultados de fuerzas y desplazamientos para cada modo de vibración. Y respuesta máxima esperada correspondiente al efecto conjunto de los modos considerados.

La Norma E.030 indica el uso de la “combinación cuadrática completa” para el cálculo de la respuesta máxima esperada (r), tanto para las fuerzas internas como para los parámetros globales de fuerzas y desplazamientos.

En su artículo 4.6.3 señala: La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

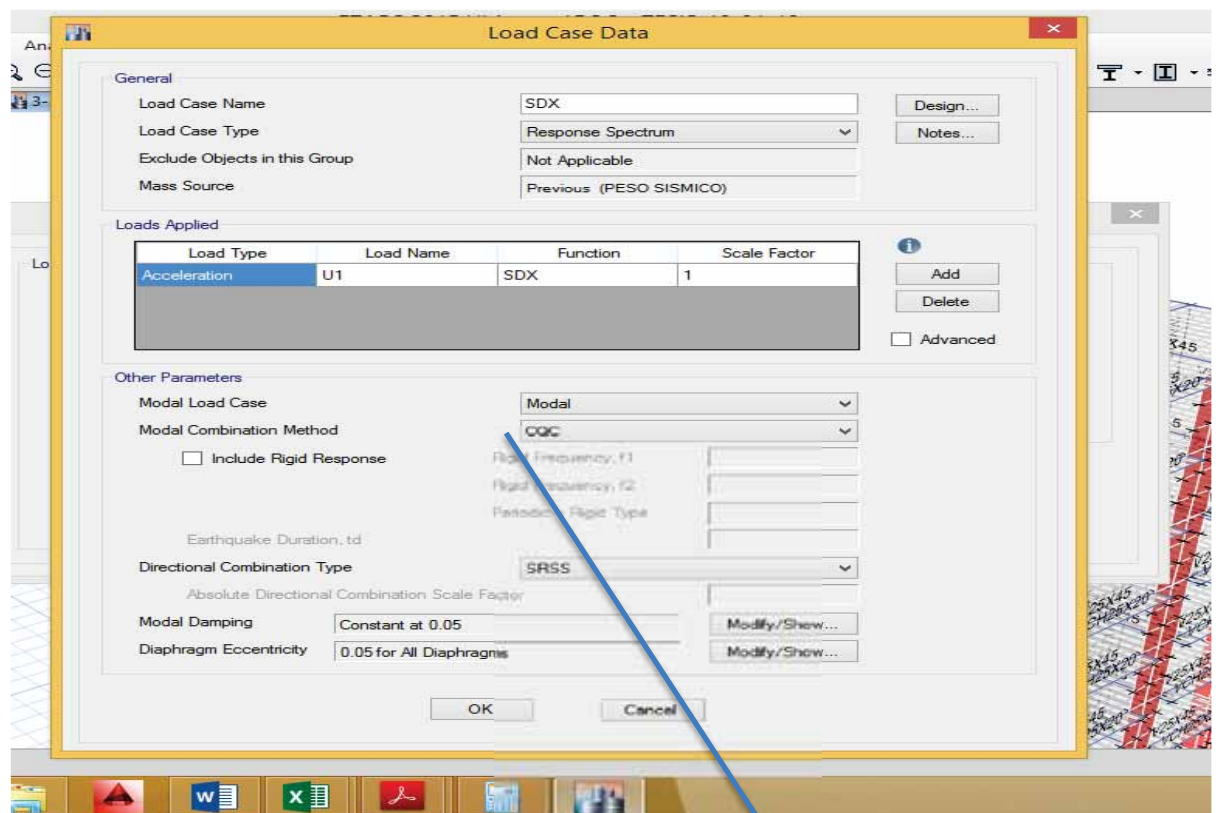
$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Por tanto del modelamiento:

Ilustración 34 FIGURA MODELAMIENTO DISEÑO SISMICO



Combinación cuadrática
completa

- Se deben escalar todos los resultados obtenidos para fuerzas (numeral 4.6.4) considerando un cortante mínimo en el primer entrepiso que será un porcentaje del cortante calculado para el método estático (numeral 4.5.3).
No se escalan los resultados para desplazamientos.

Las fuerzas cortantes ESTATICA Y DINAMICA son:

Tabla 42 FUERZA CORTANTE ESTATICA

EJE X		
Vx-total	223.9475	
Vx-columnas	33.8674	15.12%
Vx-muros	177.6575	79.33%
EJE Y		
Vy-total	222.9682	
Vy-columnas	32.808	14.71%
Vy-muros	190.1602	85.29%

Tabla 43 FUERZA CORTANTE DINAMICA

EJE X		
Vx-total	96.4421	
Vx-columnas	14.5905	15.13%
Vx-muros	81.8973	84.92%
EJE Y		
Vy-total	111.1875	
Vy-columnas	16.3357	14.69%
Vy-muros	94.9001	85.35%

Con respecto a las cortantes:

Para edificios regulares $V_{\text{dinamico}} \geq 0.80 V_{\text{estatico}}$

Para edificios irregulares $V_{\text{dinamico}} \geq 0.90 V_{\text{estatico}}$, donde:

$V_{\text{dinamico}} = \text{Cortante dinamico}$

$V_{\text{estatico}} = \text{Cortante estatico}$

Tabla 44 CORTANTES DINAMICO VS CORTANTE ESTATICO

Piso	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Etática (CE)		Comparación CD/CE	0.9*CE (Irregular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
NIVEL 1	Sismo X	96.44		223.95		0.43	201.56	2.09
NIVEL 1	Sismo Y		111.19		222.97	0.50	200.67	1.80

Tabla 45 FACTOR ESCALAR ASUMIDO

SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X	1	2.09	2.09
Y	1	1.80	1.80

- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.6.2) usando un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario.

ETAPA 4: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

Paso 14 Revisión de las Hipótesis del Análisis

Con los resultados de los análisis se revisarán los factores de irregularidad aplicados en el paso 8. En base a éstos se verificará si los valores de R se mantienen o deben ser modificados. En caso de haberse empleado el procedimiento de análisis estático deberá verificarse lo señalado en el numeral 4.5.1.

Se ha verificado que $R_o=6$

$$R_x = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 6 \times 1 \times 0.85 = 5.1$$

$$R_y = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 6 \times 1 \times 0.85 = 5.1$$

Por tanto se mantiene estos coeficientes.

Paso 15 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. De existir irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se debe modificar la estructuración y repetir el análisis hasta lograr un resultado satisfactorio.

Para este caso la edificación es de categoría C, zona 02 y no tiene irregularidades extremas, por consiguiente cumple con este paso.

Paso 16 Determinación de Desplazamientos Laterales (Numeral 5.1)

Se calculan los desplazamientos laterales de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

EJE X:

Tabla 46 DERIVAS

		Deriva elastica	Deriva inelastica
NIVEL	h (cm)	drif X-X max	0.85R
LOSA 7	280	0.00040	0.0017
LOSA 6	280	0.00056	0.0024
LOSA 5	280	0.00075	0.0032
LOSA 4	280	0.00092	0.0040
LOSA 3	280	0.00108	0.0047
LOSA 2	280	0.00120	0.0052
LOSA 1	600	0.00101	0.0044
Base	300	0.000	0.000

EJE Y:

Tabla 47 DERIVAS

		Deriva elastica	Deriva inelastica
NIVEL	h (cm)	drif Y-Y max	0.85R
LOSA 7	280	0.000362	0.0016
LOSA 6	280	0.00049	0.0021
LOSA 5	280	0.00065	0.0028
LOSA 4	280	0.00080	0.0035
LOSA 3	280	0.00093	0.0040
LOSA 2	280	0.00101	0.0044
LOSA 1	600	0.00079	0.0034
Base	300	0.000	0.0000

Paso 17 Distorsión Admisible (Numeral 5.2)

Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la Tabla N° 11. De no cumplir se debe revisar la estructuración y repetir el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

Como se ve en las tablas anteriores cumple con la tabla 11 de la norma E-030

Paso 18 Separación entre Edificios (Numeral 5.3)

Determinar la separación mínima a otras edificaciones o al límite de propiedad de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

Según artículo 5.3 $s=0.006h \geq 0.03\text{m}$

$$s=0.006 \times 19.8 = 0.1188 = 12\text{cm} \geq 0.03\text{m} \dots \dots \dots \text{ok}$$

4.2. ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO CON INTERACCION

Según lo comentado en el capítulo 02, los aportes de la interacción suelo estructura son los siguientes:

- Mayor exigencia en el control de distorsiones de entrepiso
- Periodo de vibración se incrementa
- Se reducen los esfuerzos
- Optimización estructural (reducción de secciones transversales)
- Determinación de fallas priori como alabeo en losas
- Simula comportamiento real en una edificación
- La cimentación es infinitamente rígida, por tanto para el uso de los programas se recomienda.

$$E_{\text{cimentacion}} = 9 \times 10^8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; \mu_{\text{cimentacion}} = 0.05$$

Para el modelamiento con base empotrada se considera las siguientes restricciones

RESTRICCIONES: $U_X, U_Y, U_Z, R_X, R_Y, R_Z$ (sistema convencional)

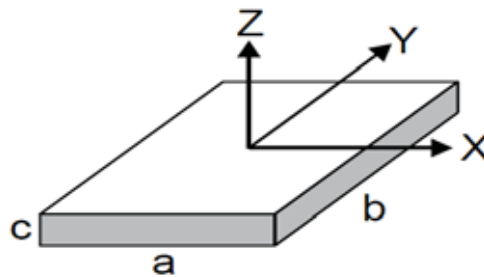
GRADOS DE LIBERTAD $U_X, U_Y, U_Z, R_X, R_Y, R_Z$ (sistema con interacción suelo - estructura).

4.2.1. Análisis Sísmico estático con interacción.-

4.2.1.1. Cálculo de masas.- Para la determinación del cálculo de masas.

Sea una zapata cualquiera:

Ilustración 35 FIGURA IDEALIZACION DE PLATEA DE CIMENTACION



Dónde:

Longitud= b ; anchura= a ; altura= c

Las masas se representaran de la siguiente manera:

$M_X, M_Y, M_Z, M_{\psi X}, M_{\psi Y}, M_{\psi Z}$, donde M son las masas de la zapata en las diferentes direcciones.

$R_X, R_Y, R_Z, R_{\psi X}, R_{\psi Y}, R_{\psi Z}$, donde R son las rigideces en los ejes x, y, z además de las respectivas rotaciones en los ejes x, y, z .

Ahora

$$M_t = M_X = M_Y = M_Z = \frac{P_z}{g} = \frac{\gamma \cdot a \cdot b \cdot c}{g} \quad \left(\text{ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}\right)$$

Dónde:

P_z = peso de la zapata.

g = Aceleración de la gravedad.

M_t = masa traslacional.

Ahora para las masas rotacionales serán:

$$M_{\psi X} = M_t \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \cdot (b^2 + c^2)}{12} \quad \left(\text{ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}\right)$$

$$M_{\psi Y} = M_t \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \cdot (a^2 + c^2)}{12} \quad \left(\text{ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}\right)$$

$$M_{\psi Z} = \frac{M_t \cdot (a^2 + c^2)}{12} \quad \left(\text{ton} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}\right)$$

De la misma forma que el método convencional se tiene que cumplir con la norma E-030 del RNE.

Se utilizarán dos modelos para el análisis interacción suelo estructura que se muestran a continuación.

4.2.1.2. Modelos Dinámico de BARKAN-O.A SAVINOV.-

Según estudios realizados por BARKAN y como resultados de muchas investigaciones propuso utilizar las siguientes expresiones:

4.2.1.3. Determinación de la presión estática.-

Para zapatas:
$$\rho = \frac{P_{\text{tributario edificaciion}} + P_{\text{zapata}}}{A_{\text{zapata}}} \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

Para plateas:
$$\rho = \frac{P_{\text{total edificaciion}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

Dónde:

$P_{\text{edificaciion}}^{\text{tributario}}$ = peso tributario se la zapata en especifico.

P_{zapata} = peso de la propia zapata.

$P_{\text{edificaciion}}^{\text{total}}$ = peso total de la edificacion.

P_{platea} = peso de la propia platea.

A_{platea} = area de la platea.

4.2.1.4. Coeficiente C_o (balasto inicial).- Este dato se saca del estudio de suelos realizado en el terreno. Por otro lado para corroborar este dato sacaremos de la tabla 2.1 del libro del Dr. Genner Villareal Castro.

4.2.1.5. Coeficiente D_o .-

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} \cdot C_o$$

Dónde:

μ = modulo de poisson del suelo

4.2.1.6. Determinación de los coeficientes $C_X, C_Y, C_Z, C_{\Psi X}, C_{\Psi Y}$.-

$$C_X = C_Y = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}, \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$\rho_o = 0.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

Δ = coeficiente empirico = 1m^{-1} .

a, b = dimensiones de la cimentacion.

A = area de la cimentacion.

$$C_Z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}, \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$C_{\psi X} = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}, \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$C_{\psi Z} = C_o \left[1 + \frac{2(b+3)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}, \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

4.2.1.7. Coeficientes de rigidez.

Una vez que se determinan los siguientes parámetros:

$$K_X = K_Y = C_X A \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_Z = C_Z A \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$$

$$K_{\psi X} = C_{\psi X} I_X \quad (\text{ton} \cdot \text{m})$$

$$K_{\psi Y} = C_{\psi Y} I_Y \quad (\text{ton} \cdot \text{m})$$

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}; \quad I_y = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

Dónde:

K_X, K_Y = coeficiente de rigidez de traslación elástica uniforme.

K_Z = coeficiente de rigidez de compresión elástica

$K_{\psi X}, K_{\psi Y}$

= coef. de rigidez de compresión elástica no uniforme al rededor de X e Y

$K_{\psi z}$ = coef. de rigidez de desplazamiento elastico no uniforme.

El modelo de barkan restringe Rz.

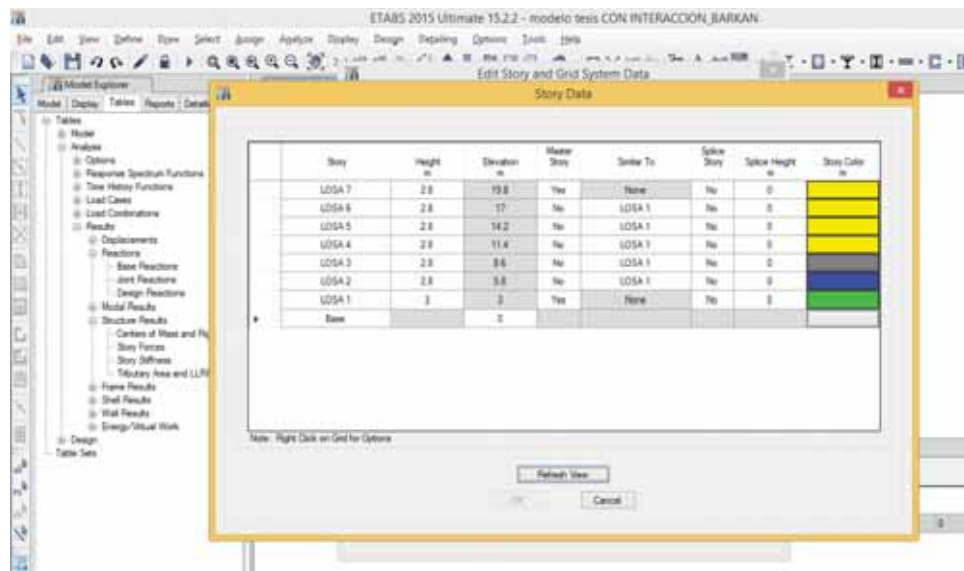
4.2.1.8. Ejemplo de aplicación con modelo BARKAN.

Del modelamiento realizado para dicha tesis se van a extraer los siguientes datos:

Número de pisos=7

Altura de pisos

Ilustración 36 FIGURA MODELAMIENTO CON INTERACCION



Como se ve 1er piso=3.00m y del 2do al 7mo piso altura =2.80m

Uso=Vivienda multifamiliar=1

Factor de zona=Z=0.25

Suelo $s=1.2$

$C_o = 1.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$. (Tabla 2.1 del libro del Dr. Genner Villareal Castro)

$\mu_s = 0.3$.

$b_o = 1.5\text{m}^{-1}$.

$E_s = 10\text{Mpa}$.

Masas a nivel de entrepiso.

Piso 07

$$M_X = M_Y = \frac{161.4726}{9.81} = 16.46 \frac{\text{ton. s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 16.46 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 922.384 \text{ ton. s}^2 \cdot \text{m}$$

Piso 06

$$M_X = M_Y = \frac{220.1364}{9.81} = 22.44 \frac{\text{ton. s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 22.44 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 1257.491 \text{ ton. s}^2 \cdot \text{m}$$

Piso 05

$$M_X = M_Y = \frac{220.1364}{9.81} = 22.44 \frac{\text{ton. s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 22.44 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 1257.491 \text{ ton. s}^2 \cdot \text{m}$$

Piso 04

$$M_X = M_Y = \frac{220.1364}{9.81} = 22.44 \frac{\text{ton. s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 22.44 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 1257.491 \text{ ton. s}^2 \cdot \text{m}$$

Piso 03

$$M_X = M_Y = \frac{220.1364}{9.81} = 22.44 \frac{\text{ton. s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 22.44 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 1257.491 \text{ ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$$

Piso 02

$$M_X = M_Y = \frac{220.1364}{9.81} = 22.44 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 22.44 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 1257.491 \text{ ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$$

Piso 01

$$M_X = M_Y = \frac{220.1364}{9.81} = 22.44 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{RZ} = 22.44 \times \frac{(23.82^2 + 10.25^2)}{9.81} = 1257.491 \text{ ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$$

Masas en las zapatas.

Antes determinar las masas de las respectivas zapatas dimensionaremos las zapatas de dicha estructura modelada, para eso realizamos una combinación para el peso de la estructura como se muestra en la siguiente figura:

Ilustración 37 FIGURA MODELAMIENTO CON INTERACCION

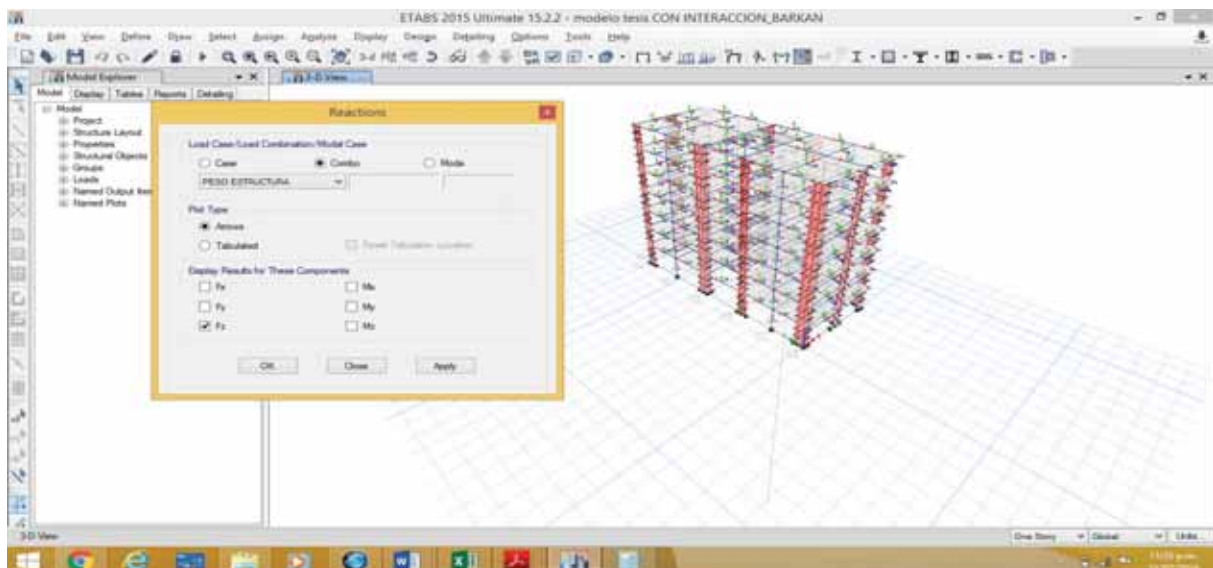
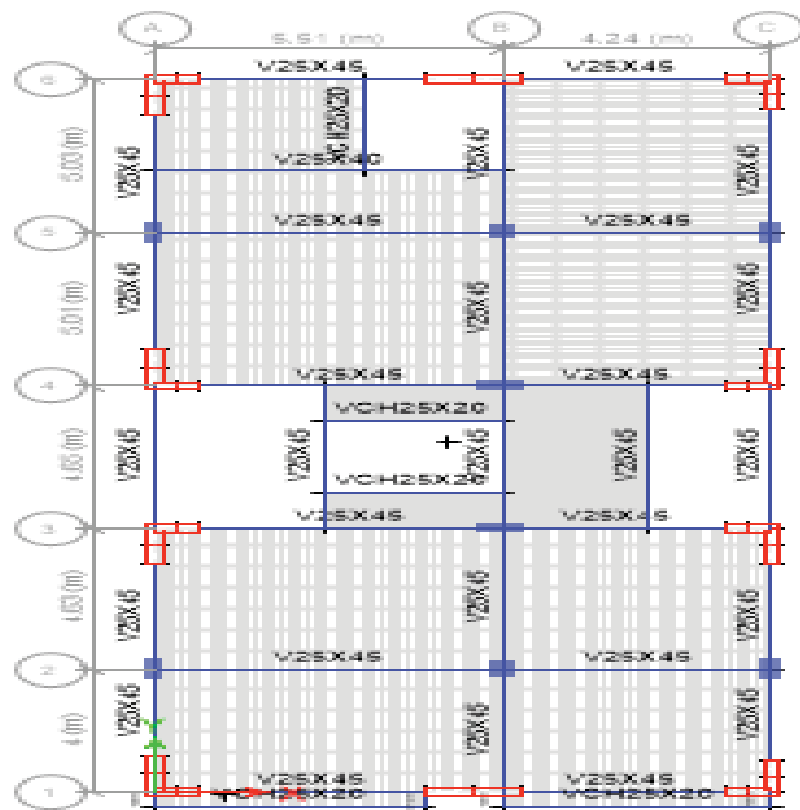
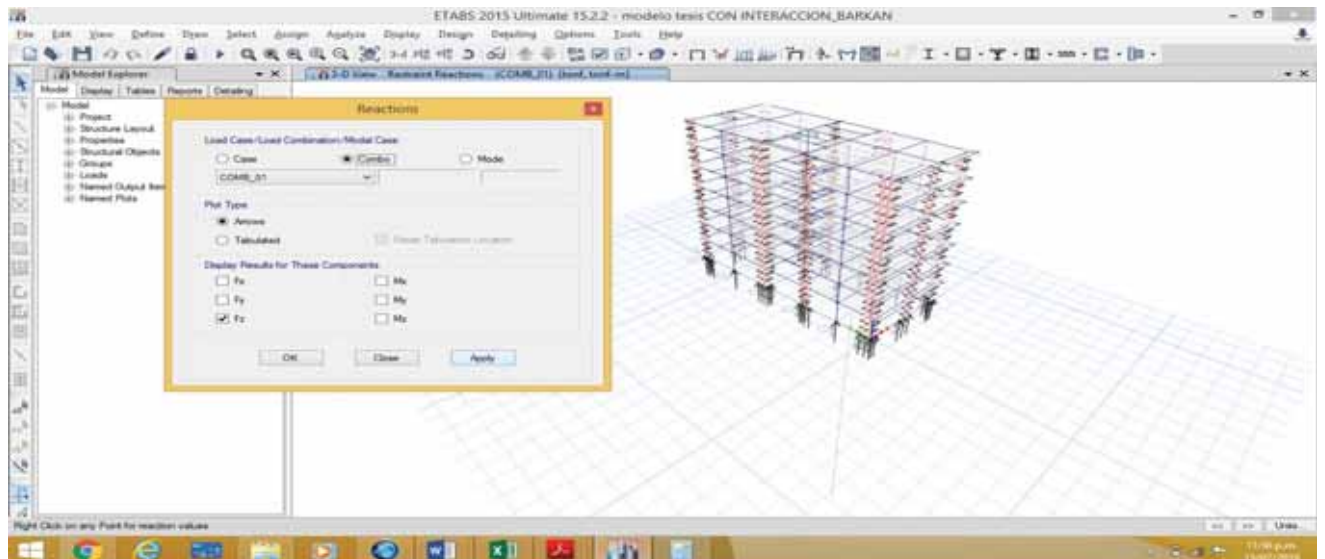


Ilustración 38 FIGURA MODELAMIENTO CON INTERACCION



Ahora se extraen las cargas del programa para determinar el área requerida de cimentación:

Tabla 48 METRADO PESO ESTRUCTURA NO FACTORADO

Ejes estructura				
EJES	A	B	C	
1	89.26	91.39	65.27	
2	76.69	153.56	64.37	
3	102.32	121.4	92.29	
4	106.85	119.66	89.76	
5	98.25	126.58	56.24	
6	88.42	96.84	66.64	suma total(ton)
Subtotales	561.79	709.43	434.57	1705.79

Ahora según estudio de suelos:

$$\sigma_{\text{admisible}} = 0.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 9.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por consiguiente el área requerida de cimentación:

$$A_{\text{requerida cimentacion}} = \frac{\text{Peso no factorado de estructura}}{\text{esfuerzo admisible}}$$

$$A_{\text{requerida cimentacion}} = \frac{1705.79}{9.20} = 185.41 \text{m}^2$$

Determinación de porcentaje cimentada vs área construida

$$\% \text{ de area cimentada} = \frac{\text{area cimentada}}{\text{area construida}} = \frac{185.42}{226.12} = 82\%$$

Este resultado para este caso determina que el tipo de cimentación será una platea.

Por tanto el cálculo de masa de platea:

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_z}{g} = \frac{2.4 \times 23.82 \times 10.25 \times 0.5}{9.81} = 29.86 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{\psi x} = 29.86 \cdot \left(\frac{0.25}{2}\right)^2 + \frac{29.86 \cdot (23.82^2)}{12} = 1412.33 \text{ (ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m)}$$

$$M_{\psi y} = 29.86 \cdot \left(\frac{0.25}{2}\right)^2 + \frac{29.86 \cdot (10.25^2)}{12} = 261.90 \text{ (ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m)}$$

$$M_{\psi z} = \frac{29.86 \cdot (10.25^2 + 23.82^2)}{12} = 1673.29 \text{ (ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m)}$$

Las masas traslacionales y rotacionales deben asignarse en el centro de la platea.

Coefficientes de rigidez por el modelo BARKAN- SAVINOVD

Para el cálculo de los coeficientes de rigidez, usamos el libro “Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas” del Ph.D. Genner Villarreal Castro, específicamente el capítulo 2, el cual también se aplica para plateas de cimentación.

La platea se trabaja como una lámina rectangular delgada.

Ahora calculamos la presión estática:

$$\rho = \frac{P_{edificaciion}^{total} + P_{platea}}{A_{platea}} = \frac{1705.79 + 2.4 \times 23.82 \times 10.25}{23.82 \times 10.25} = 9.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.939 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- De la fórmula 2.7 del capítulo 02 de su libro del Ph.D. Genner Villarreal:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} \cdot C_o = \frac{1 - 0.3}{1 - 0.5 \times 0.3} \cdot 1.4 = 1.153 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

- Seguidamente calculamos los coeficientes:

$$C_X = C_Y = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1.153 \left[1 + \frac{2(102.5 + 238.2)}{1 \times 102.5 \times 238.2} \right] \sqrt{\frac{0.939}{0.2}} = 1.222 \frac{kg}{cm^3}$$

$$C_Z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1.4 \left[1 + \frac{2(102.5 + 238.2)}{1 \times 102.5 \times 238.2} \right] \sqrt{\frac{0.939}{0.2}} = 1.484 \frac{kg}{cm^3}$$

$$C_{\psi X} = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1.4 \left[1 + \frac{2(102.5 + 3 \times 238.2)}{1 \times 102.5 \times 238.2} \right] \sqrt{\frac{0.939}{0.2}} = 1.603 \frac{kg}{cm^3}$$

$$C_{\psi Y} = C_o \left[1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1.4 \left[1 + \frac{2(238.2 + 3 \times 102.5)}{1 \times 102.5 \times 238.2} \right] \sqrt{\frac{0.939}{0.2}} = 1.536 \frac{kg}{cm^3}$$

Dónde:

$$\rho_o = 0.2 \frac{kg}{cm^2} \quad ; \quad \Delta = \text{coeficiente empirico} = 1m^{-1}$$

- Ahora por la fórmula 2.4 del libro determinamos los coeficientes de rigidez:

$$K_X = K_Y = C_X A = 1222 \frac{ton}{m^3} \times 23.82 \times 10.25 m^2 = 298357.41 \frac{ton}{m}$$

$$K_Z = C_Z A = 1484 \frac{ton}{m^3} \times 23.82 \times 10.25 m^2 = 362326.02 \frac{ton}{m}$$

$$K_{\psi X} = C_{\psi X} I_X = 1603 \frac{ton}{m^3} \times \frac{10.25 \cdot 23.82^3}{12} m^4 = 18505525.11 \text{ ton.m}$$

$$K_{\psi Y} = C_{\psi Y} I_Y = 1536 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times \frac{23.82 \cdot 10 \cdot 25^3}{12} = 3283396.44 \text{ ton.m}$$

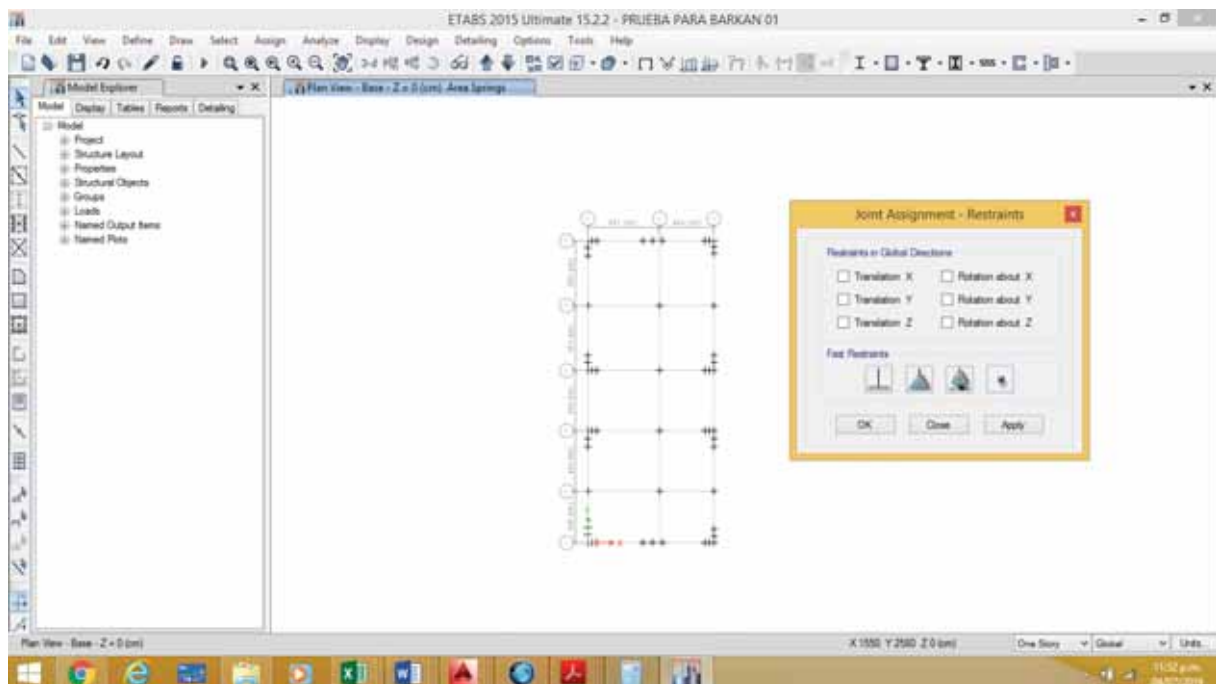
$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}; \quad I_y = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

- Cabe resaltar que estos coeficientes de rigidez deben asignarse al centro de la platea.

Utilización del programa ETABS para el modelo BARKAN- SAVINOVD.D

- Como 1er paso vamos a eliminar las restricciones:

Ilustración 40 MODELAMIENTO CON INTERACCION



- Luego vamos a generar el material, donde la platea tiene que ser un material infinitamente rígido, con un módulo de elasticidad muy y un coeficiente de poisson muy bajo:

Ilustración 41 FIGURA N°41 MODELAMIENTO CON INTERACCION

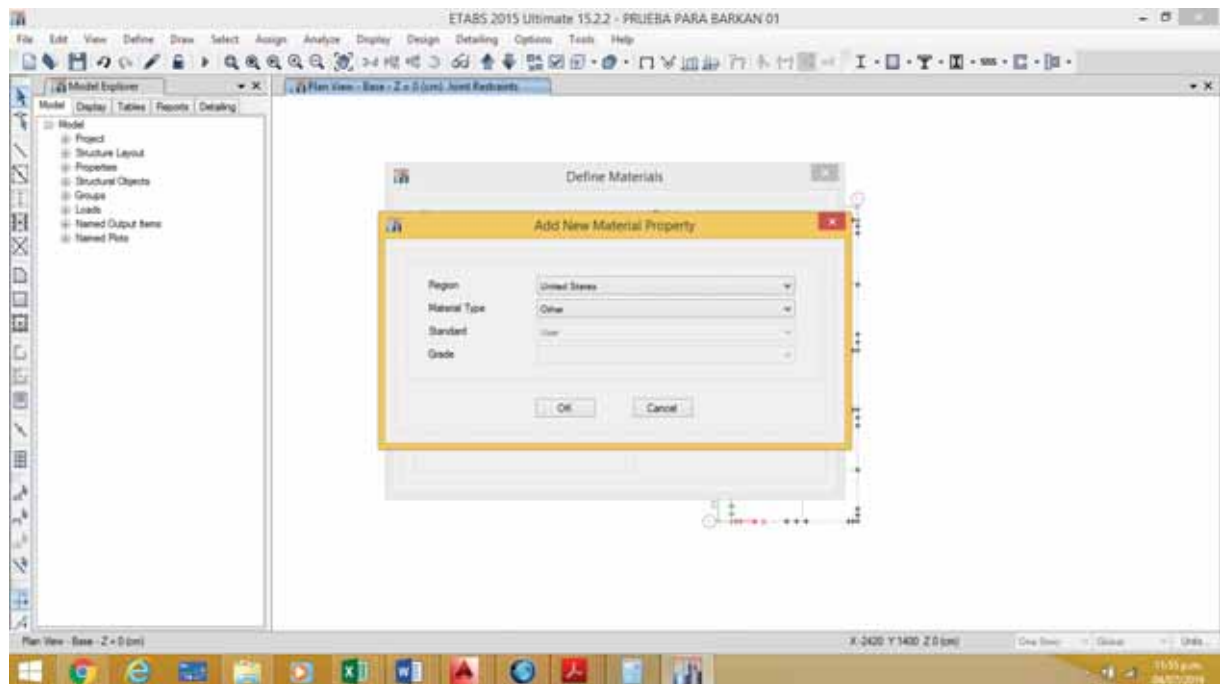


Ilustración 42 FIGURA N°42 MODELAMIENTO CON INTERACCION

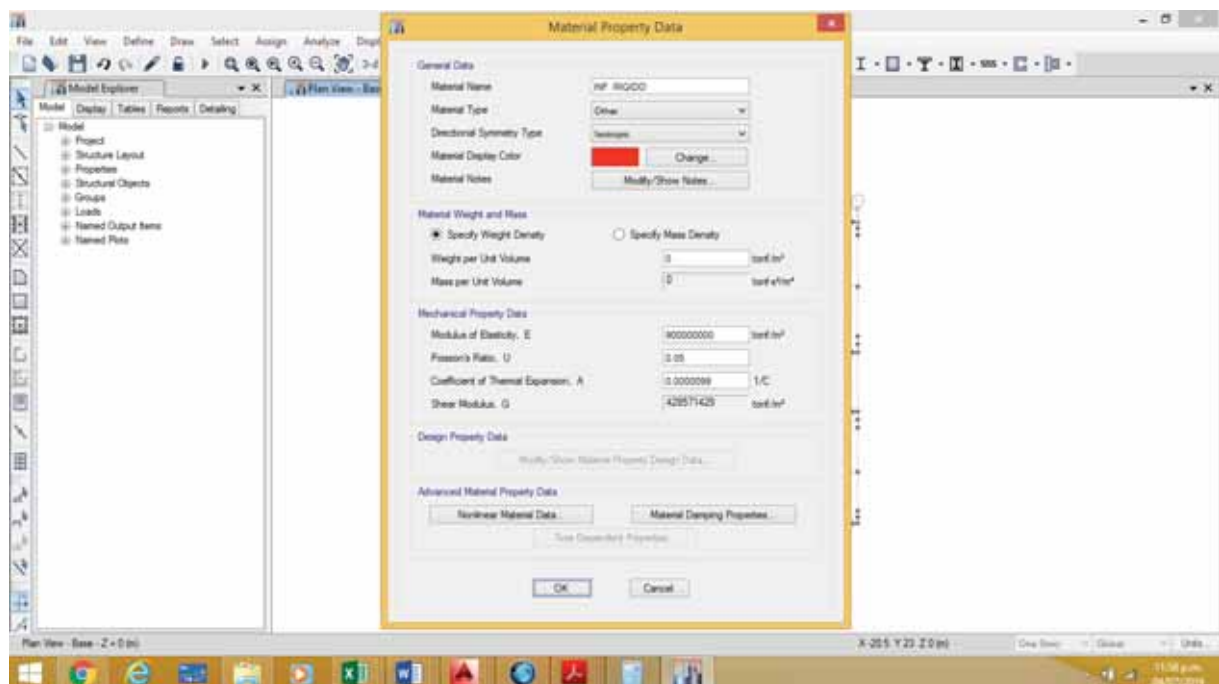
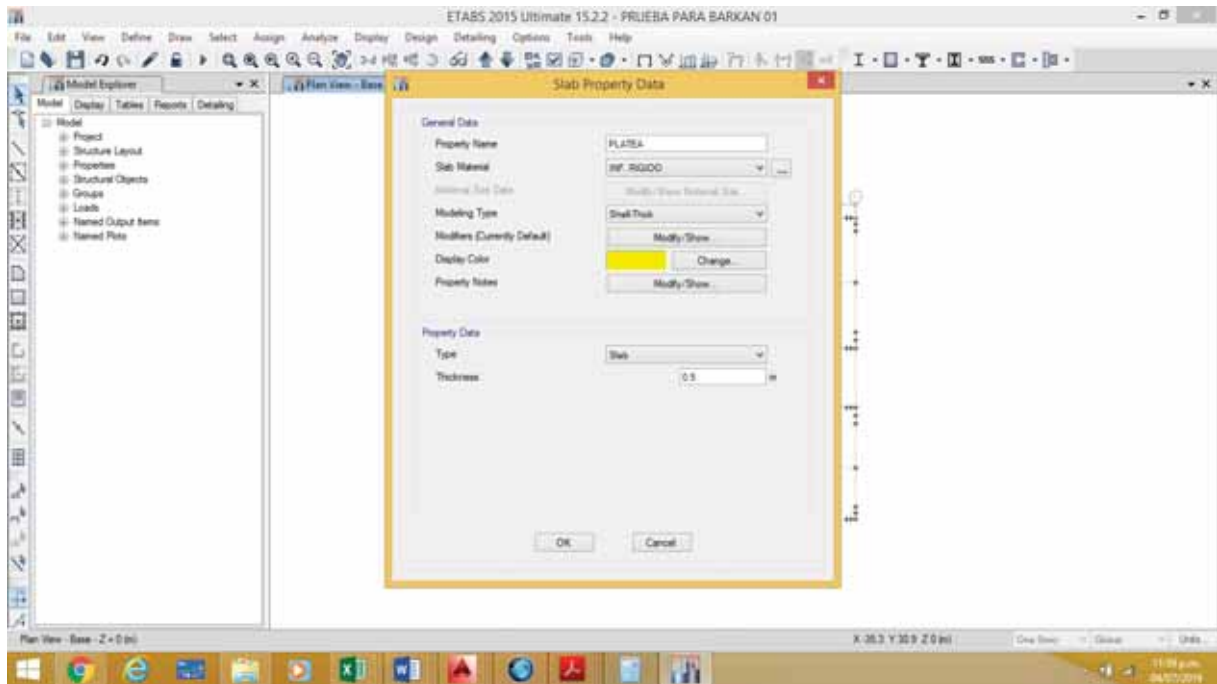


Ilustración 43 FIGURA N°43 MODELAMIENTO CON INTERACCION



- Luego vamos a ubicar el centro de la platea como se ve a continuación:

Ilustración 44 FIGURA N°44 MODELAMIENTO CON INTERACCION

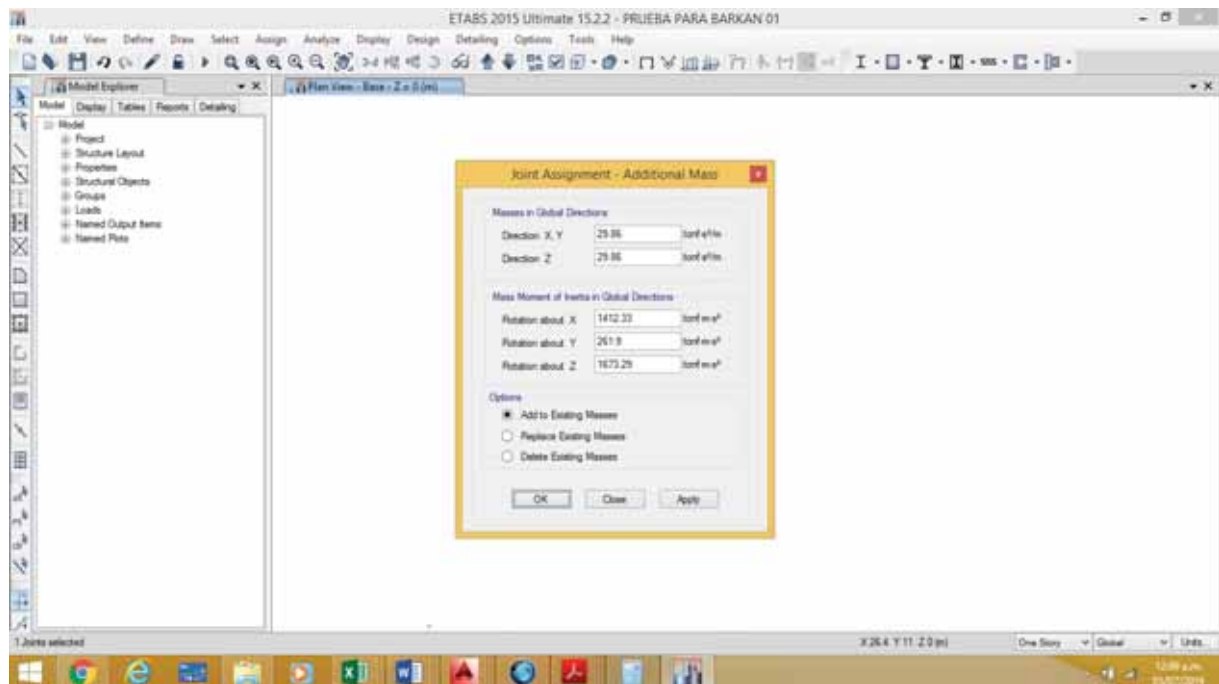
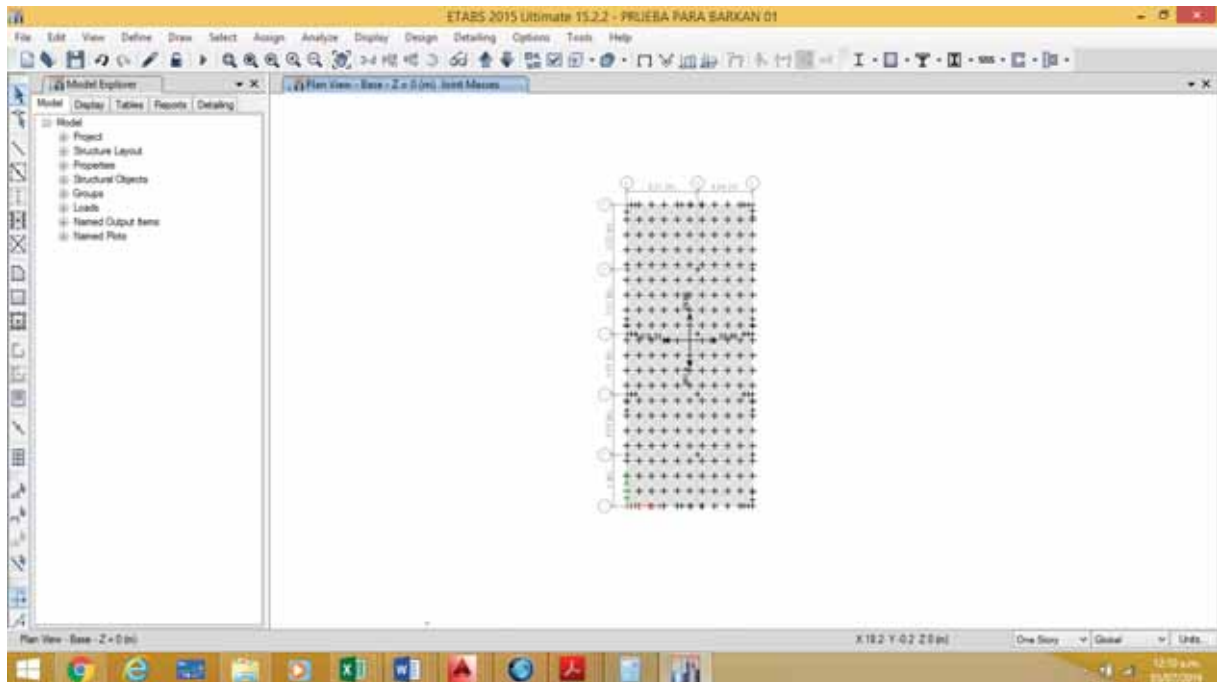


Ilustración 45 FIGURA N°45 MODELAMIENTO CON INTERACCION

- Luego introducimos los coeficientes de rigidez:

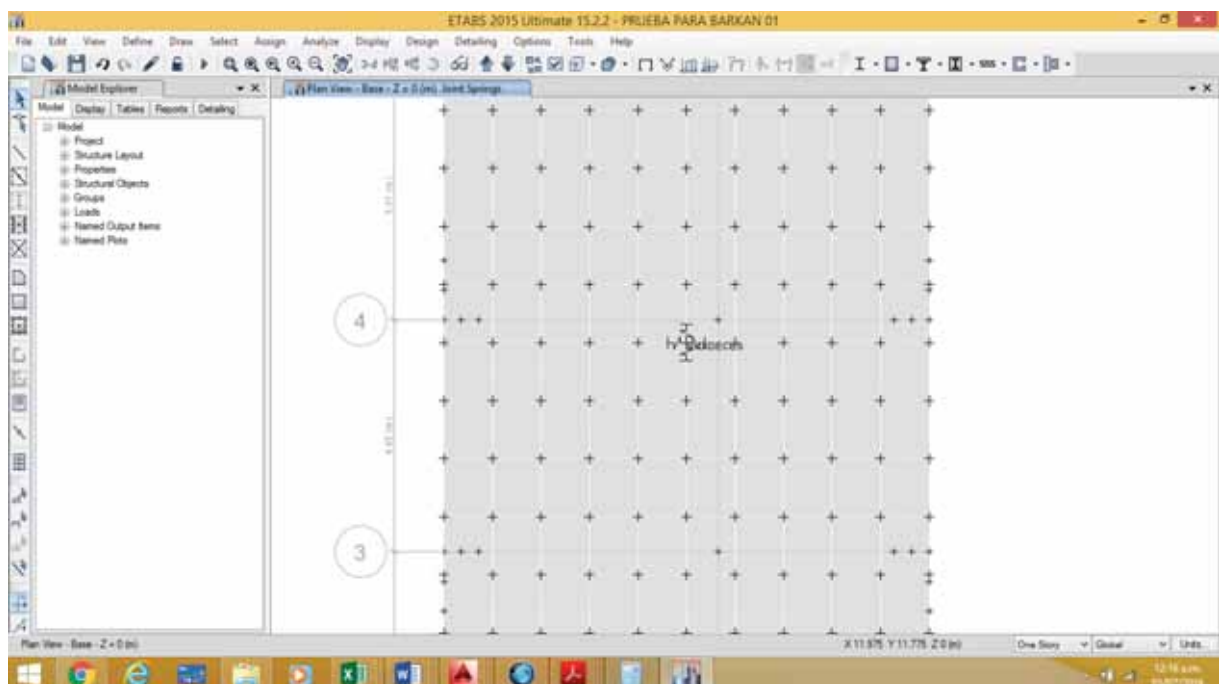
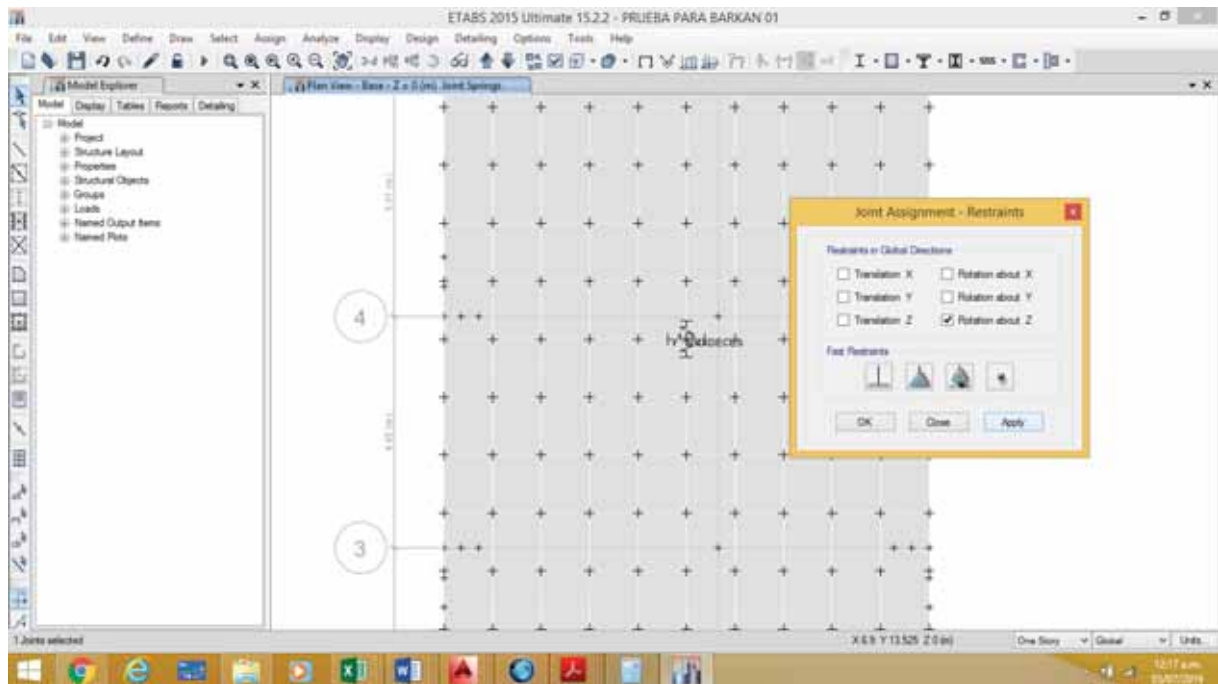
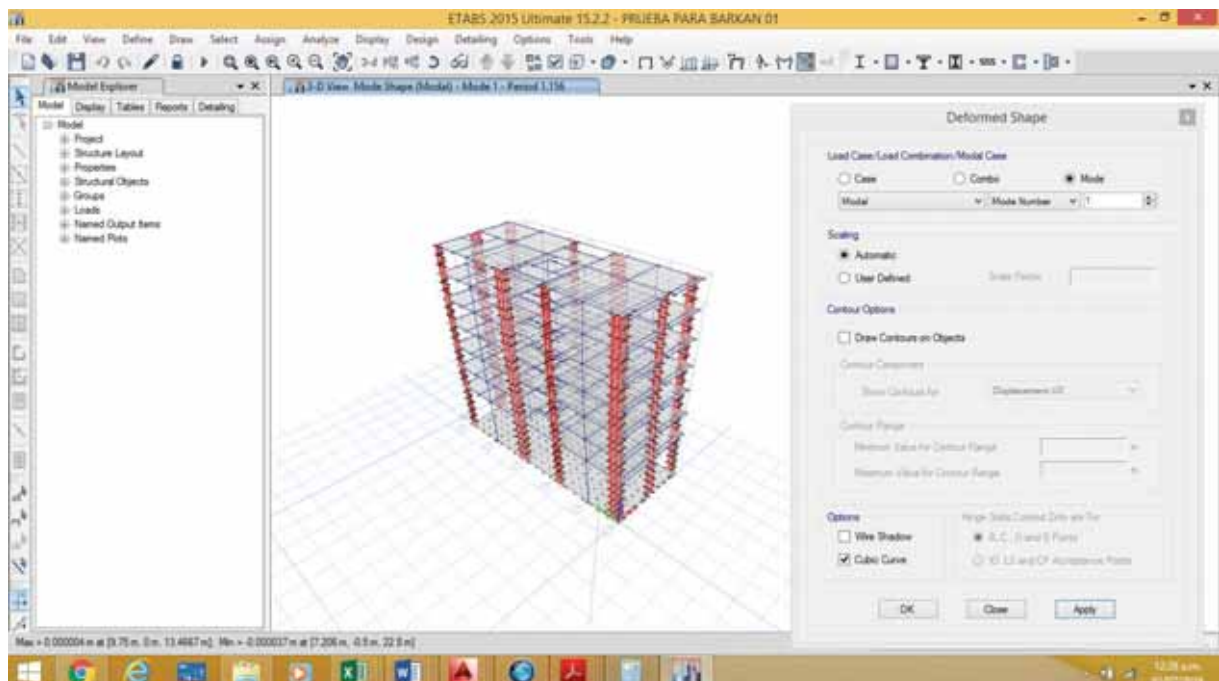
Ilustración 46 FIGURA N°46 MODELAMIENTO CON INTERACCION

Ilustración 47 FIGURA N°47 MODELAMIENTO CON INTERACCION



Luego corremos el programa:

Ilustración 48 FIGURA N°48 MODELAMIENTO CON INTERACCION



- Como se ve claramente el periodo fundamental en los primeros 3 modos son:

$$T_{\text{con ISE}} = 1.156 \text{ 1er modo, en el sentido X}$$

$$T_{\text{con ISE}} = 0.833 \text{ 2er modo, en el sentido Y}$$

$$T_{\text{con ISE}} = 0.703 \text{ 3er modo, en el sentido Z}$$

- Ahora veremos derivas SISMO ESTATICO Y SISMO DINAMICO mostrando las fuerzas cortantes:

Tabla 49 FUERZA CORTANTE ESTATICA CON INTERACCION

EJE X		
Vxtotal	225.9996	
Vx-columnas	37.5819	16.63%
Vx-muros	188.4177	83.37%
EJE Y		
Vy-total	223.3598	
Vy-columnas	43.1169	19.30%
Vy-muros	175.9178	78.76%

Tabla 50 FUERZA CORTANTE DINAMICA CON INTERACCION

EJE X		
Vxtotal	77.1134	
Vx-columnas	12.8169	16.62%
Vx-muros	64.4341	83.56%
EJE Y		
Vy-total	104.6057	
Vy-columnas	16.0339	15.33%
Vy-muros	88.6218	84.72%

- Para verificar las derivas se debe revisar con el sismo dinámico:

Tabla 51

		Deriva elastica	Deriva inelastica
NIVEL	h (cm)	drif X-X max	0.85R
LOSA 7	280	0.00073	0.0031
LOSA 6	280	0.00085	0.0037
LOSA 5	280	0.00100	0.0043
LOSA 4	280	0.00114	0.0049
LOSA 3	280	0.00127	0.0055
LOSA 2	280	0.00137	0.0059
LOSA 1	280	0.00270	0.0117

- Como se ve el 1er nivel no pasa la deriva por tanto se debe rigidizar en ese sentido cuando se hace un análisis de interacción suelo estructura:

Tabla 52

		Deriva elastica	Deriva inelastica
NIVEL	h (cm)	drif Y-Y max	0.85R
LOSA 7	280	0.000416	0.0018
LOSA 6	280	0.00054	0.0023
LOSA 5	280	0.00069	0.0030
LOSA 4	280	0.00083	0.0036
LOSA 3	280	0.00095	0.0041
LOSA 2	280	0.00103	0.0045
LOSA 1	280	0.00180	0.0078

- De la misma forma se ve que en el eje Y, la deriva inelástica del 1er piso no cumple con la norma E030.

CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL CON Y SIN INTERACCION

5.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

El objetivo del diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos constituyentes de una estructura, para que esta pueda cumplir, durante su vida útil, la función para la cual fue concebida con un grado de seguridad razonable. Adicionalmente, el comportamiento de la estructura bajo condiciones normales de servicio debe ser satisfactorio, y finalmente, el costo de la estructura debe estar dentro de los límites económicos aceptables.

De la definición anterior surgen, de manera natural, algunas interrogantes:

- ¿Cuál es la vida útil de la estructura que debe preverse?
- ¿Cuáles son las solicitaciones o acciones exteriores que debe soportar la estructura?
- ¿Cuáles son sus valores máximos, mínimos y medios?
- ¿Qué fuerzas internas o solicitaciones generan las acciones exteriores?

- ¿Cuál es el grado de seguridad razonable? o ¿Cuál es la resistencia adecuada?
- ¿Qué se entiende por comportamiento bajo cargas de servicio aceptable y cuáles son los requisitos que debe cumplir una estructura para lograrlo?
- ¿Cuál es el costo económico aceptable?
- (ING. GIANFRANCO OTAZZI PASINO)

El método de diseño por resistencia o diseño a la rotura es el más predominante, el cual es llamado también al diseño por estado limite último, que involucra el colapso total o parcial. Este evento debe tener una probabilidad muy baja de ocurrencia ya que puede conducir a pérdidas de vidas humanas y perdidas económicas importantes.

Los estados límites de servicio se verifican luego del diseño de los refuerzos del acero. A continuación citaremos a los artículos 9.1.1 y 9.1.2 de la norma ya que es en base estos artículos se diseñaran todos los elementos estructurales de la edificación.

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la Norma E-060 del reglamento nacional de edificaciones. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma E-060, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

Ahora a continuación en base a estos párrafos anteriores diseñaremos todos los elementos estructurales.

5.1.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

5.1.1.1. GENERALIDADES

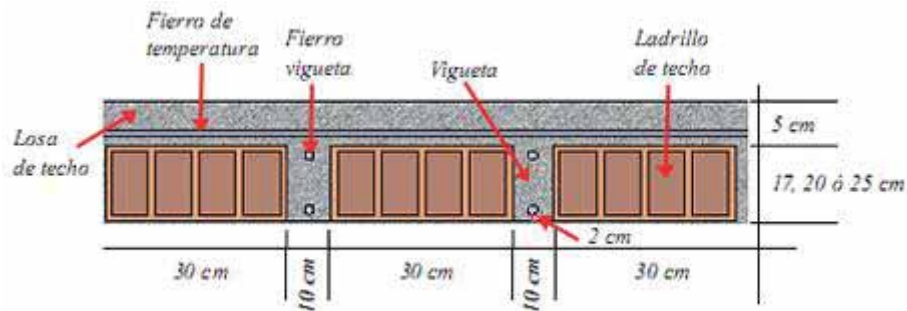
En nuestro medio el uso de losas aligeradas es muy arraigado ya que permiten ahorro de concreto al usar bloques de relleno, los cuales además sirven como encofrados para las viguetas, produciéndose un ahorro también en el encofrado del techo. Dado que las vigas usadas para cubrir el techo se vacían conjuntamente con la losa de manera monolítica, sus secciones toman forma de vigas T, las cuales se denominan “viguetas”

Las losas macizas en cambio se utilizan cuando se requieren menos peralte o cuando reciben más carga externa.

Las losas de concreto armado, vaciados monolíticamente con el resto de la estructura, constituyen la forma de transmisión de las cargas gravitacionales a las vigas y columnas del sistema, para llevarlas al suelo de fundación. Adicionalmente, bajo cargas laterales de carga o sismo, las losas se consideran rígidas en su plano, permitiendo que el movimiento traslacional sea el mismo, para todos los elementos de un nivel en la estructura. (fratelli.).

Las losas aligeradas se utilizan para reducir el costo del sistema de piso o techo. Dicho ahorro se obtiene de ocupar los espacios vacíos por bloques de relleno y que sirven también de encofrado para las viguetas que usualmente están distanciadas cada 40cm. Las losas están cubiertas en el artículo 8.1 de la norma E-060 del RNE. Las losas que cumplan con dicho artículo pueden diseñarse aceptando un incremento en la resistencia al corte del concreto del 10%. De no cumplir las viguetas se diseñaran como vigas y la losa superior como una losa continua apoyada sobre dichas viguetas.

El aligerado típico usado en nuestro medio se ve en la figura 5.1 donde el espaciamiento libre de vigueta a vigueta es de 30cm.

Ilustración 49 FIGURA SECCION DE LOSA ALIGERADA TIPICA

Los peraltes y pesos por metro cuadrado más utilizados en nuestro medio recomendado por el Ing. Antonio Blanco Blasco son.

Tabla 53 PESO PROPIO POR METRO CUADRADO DE LOSAS ALIGERADAS

h(m)	Peso propio aproximado	Luces maximas recomendadas(m)
0.17m	280 kg/m ²	$L_n \leq 4$
0.20m	300 kg/m ²	$4 \leq L_n \leq 5.5$
0.25m	350 kg/m ²	$5 \leq L_n \leq 6.5$
0.30m	420 kg/m ²	$6 \leq L_n \leq 7.5$

Estos valores se utilizan para predimensionar pero se tiene que verificar en diseño, hay que indicar que estos peraltes se utilizar hasta sobrecargas de 300kg/m² y en ausencia de cargas concentradas.

Cuando un tabique es perpendicular a la vigueta, la carga se modela como carga concentrada en cada vigueta, Cuando el tabique es paralelo a las viguetas se suele colocar una viga chata de ancho 25, 30, 40 y 50cm del mismo espesor de la losa.

(ING. GIANFRANCO OTAZZI PASINO)

5.1.1.2. Diseño por flexión

En la zona de momento negativo la vigueta trabaja como una viga rectangular, la compresión en el concreto estará contenida íntegramente en el alma, En la zona de momento positivo en la mayoría de los casos la vigueta también trabaja como rectangular.

Las viguetas se deberían diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple. Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con 10 cm de ancho (Blanco, 1994).

Las losas aligeradas se diseñan por vigueta, normalmente en un paño se selecciona la vigueta más crítica y su diseño se aplica a las demás viguetas del paño con el objetivo de lograr uniformidad en la distribución de refuerzo.

Para el cálculo de cuantía se ingresara a tablas con esta relación: $K_u = \frac{M_u}{bd^2}$; y a partir de ahí se calcula la cuantía necesaria.

Luego debemos verificar la profundidad del bloque de compresiones con la siguiente formula:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

La norma en su artículo 10.5 indica que el acero mínimo será el necesario para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$) o será necesario cumplir que el área de acero en tracción proporcionada es mayor o igual a 1.3 veces el área calculada.

Para secciones rectangulares la Norma E.060 brinda la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}, \text{ entonces para } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ y } f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Reemplazando seria: } A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{210}b_w d}{4200} = 0.002415b_w d = 0.24\%b_w d$$

Para determinar el acero máximo la norma indica en su artículo 10.3.4 señala que la cuantía máxima de una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada. Donde $\rho_{\max} = 0.75\rho_{\text{balanceado}}$;

$$\rho_{\text{balanceado}} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000+f_y} \quad \text{donde : } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\text{balanceado}} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{4200} \cdot \frac{6000}{6000+4200} = 2.13\%, \text{ por consiguiente:}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 2.13\% = 1.59\%$$

$$A_{s_{\max}} = 1.59\%bd$$

5.1.1.3. Diseño por corte

En este tipo de elementos estructurales generalmente no se usa refuerzo por corte ya que el concreto deberá soportar dicha fuerza cortante la cual esta mencionada en el artículo 9.9 de la norma E-060 del RNE y que viene dada por la siguiente formula:

$$V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c}b_w d), \text{ donde } b_w = 10\text{cm por lo general,}$$

Ahora como $V_u \leq \phi V_n$ en este caso de losas aligeradas $V_n = V_c$ (fuerza cortante del concreto), por consiguiente $V_u \leq \phi V_c$, ahora si $V_u > \phi V_c$ posiblemente se pueda solucionar utilizando ensanches corridos o alternados que se utilizan para aumentar la resistencia a la fuerza cortante de la losa, y si en todo caso pese a utilizar ensanches V_u sigue siendo $> \phi V_c$, una las soluciones serian.

Aumentar la resistencia del concreto

Aumentar el ancho de las viguetas

Aumentar el peralte del aligerado

5.1.1.4. Control de deflexiones

Las deflexiones de un elemento de concreto armado debida a cargas verticales pueden subdividirse en dos tipos: la primera denominada deflexión instantánea, que se presenta al desencofrar un elemento trabajando a flexión, y la segunda denominada diferida, que se presenta como un incremento de la primera, conforme aumenta el tiempo del desencofrado, llevando a alcanzar una estabilidad casi definitiva al cabo de 5 años aproximadamente. (Antonio Blanco Blasco).

Para no realizar los diferentes procesos de cálculo de deflexiones en elementos estructurales se deben cumplir algunas restricciones que menciona la norma E-060 en su artículo 9.6.2 donde muestra los peraltes mínimos para los cuales no será necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 54 PERALTES MINIMOS DE VIGAS Y LOSAS SEGÚN E-060

PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES				
	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Notas:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m³) y refuerzo con f_y igual a 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

Hay que mencionar que el ingeniero Gianfranco Otazzi en su libro diseño en concreto armado indica que:

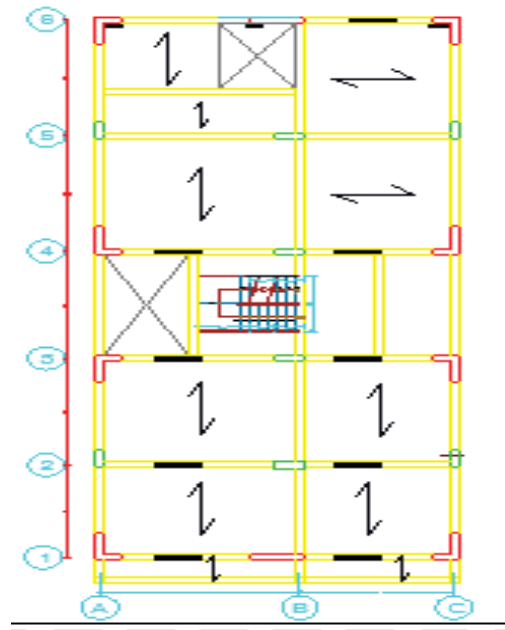
Las losas aligeradas continuas con sobrecargas $s/c < 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, el peralte de losa será igual a $h = \frac{L}{25}$, para aligerados convencionales.

Estos límites provienen de la experiencia práctica, no tiene justificación teórica, son el resultado de la observación del comportamiento satisfactorio.

5.1.1.5. Ejemplo de diseño de losa aligerada

En este caso se realizara el diseño de losa la cual tiene viguetas típicas que serán diseñadas a continuación según como se ve en la figura

Ilustración 50 FIGURA N°50 PLANTA TÍPICA MODELAMIENTO



Vigueta 01.- Ahora se va a determinar las cargas últimas de dicha vigueta según lo ya mencionado.

1ro determinamos peso metro cuadrado de tabiquería móvil

Ilustración 51 FIGURA N°50 TITULO: TABIQUERIA POR METRO CUADRADO Y POR METRO LINEAL

CÁLCULO DEL PESO PROPIO DE MUROS-TABIQUE DE ALBAÑILERÍA																					
UNIDADES DE ALBAÑILERÍA		ESPELOR DEL MURO = 15 cm																			
SISTEMA CONFINADO	 UNIDADES SÓLIDAS < 30% H. (MUROS / ALBAÑILERÍA - MP) 19 Kg / (m ² x cm)	SISTEMA APORTICADO	 UNIDADES HUECAS TUBULARES (PANDERETA / TABIQUES - MNP) 14 Kg / (m ² x cm)																		
TIPO DEL LADRILLO = 2 UND. TUBULAR		14 Kg / (m ² x cm)																			
ALTURA DEL MURO = 2.300 mts		W = 483.00 Kg / m																			
P.P. Tab. (en la VIGA) = 500.00 Kg / m		P.P. Tab. (en la LOSA) = 210.00 Kg / m ²																			
PESO PROPIO REAL = 195.81 Kg / m ²																					
TABLA DE REFERENCIA - NTE E.020 <table border="1"> <thead> <tr> <th>Peso del Tabique (W)</th> <th>Carga Equivalente</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>74 Kg/m o menos</td> <td>30 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>75 Kg/m a 149 Kg/m</td> <td>60 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>150 Kg/m a 249 Kg/m</td> <td>90 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>250 Kg/m a 399 Kg/m</td> <td>150 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>400 Kg/m a 549 Kg/m</td> <td>210 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>550 Kg/m a 699 Kg/m</td> <td>270 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>700 Kg/m a 849 Kg/m</td> <td>330 Kg / m²</td> </tr> <tr> <td>850 Kg/m a 1000 Kg/m</td> <td>390 Kg / m²</td> </tr> </tbody> </table>				Peso del Tabique (W)	Carga Equivalente	74 Kg/m o menos	30 Kg / m ²	75 Kg/m a 149 Kg/m	60 Kg / m ²	150 Kg/m a 249 Kg/m	90 Kg / m ²	250 Kg/m a 399 Kg/m	150 Kg / m ²	400 Kg/m a 549 Kg/m	210 Kg / m ²	550 Kg/m a 699 Kg/m	270 Kg / m ²	700 Kg/m a 849 Kg/m	330 Kg / m ²	850 Kg/m a 1000 Kg/m	390 Kg / m ²
Peso del Tabique (W)	Carga Equivalente																				
74 Kg/m o menos	30 Kg / m ²																				
75 Kg/m a 149 Kg/m	60 Kg / m ²																				
150 Kg/m a 249 Kg/m	90 Kg / m ²																				
250 Kg/m a 399 Kg/m	150 Kg / m ²																				
400 Kg/m a 549 Kg/m	210 Kg / m ²																				
550 Kg/m a 699 Kg/m	270 Kg / m ²																				
700 Kg/m a 849 Kg/m	330 Kg / m ²																				
850 Kg/m a 1000 Kg/m	390 Kg / m ²																				
NOTA: Cabe destacar que en la Norma E020, se proporciona unas cargas equivalentes de peso propio para tabiquerías (en kilogramos por metro cuadrado de área en planta), para los casos en que no se conozca la distribución de tabiques (Tabiquería Móvil) en los ambientes de la edificación, generalmente esto ocurre en las edificaciones destinadas a Oficinas.																					

Asumiendo una losa de 20cm, entonces:

$$\begin{aligned}
 \text{CM: PP aligerado} & \dots\dots\dots 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\
 \text{Acabados} & \dots\dots\dots 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\
 \text{Tabiquería móvil} & \dots\dots\dots 210 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\
 \text{CM total} & \dots\dots\dots 730 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Tabla 55 TITULO METRADO DE CARGAS POR VIGUETA

CARGA MUERTA		
Descripción	unidad	peso
Peso propio aligerado	kg/m2	300
Acabados	kg/m2	120
Tabiquería móvil	kg/m2	210
CARGA MUERTA TOTAL		630

Tabla 56 TITULO METRADO DE CARGAS POR VIGUETA

CARGA VIVA		
Descripción	unidad	peso
Peso propio aligerado	kg/m2	200
CARGA MUERTA TOTAL		200

$$\text{Carga muerta para losa: } 630 \times 0.4 \text{m} = 252 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva para losa: } 200 \times 0.4 \text{m} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Por tanto: } \omega_u = 1.4\omega_{\text{muerta}} + 1.7\omega_{\text{viva}} = 1.4 \times 252 + 1.7 \times 50 = 437.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Una vez calculado las cargas ahora modelaremos la vigueta en el Sap2000_V20 para determinar las cortantes y los momentos.

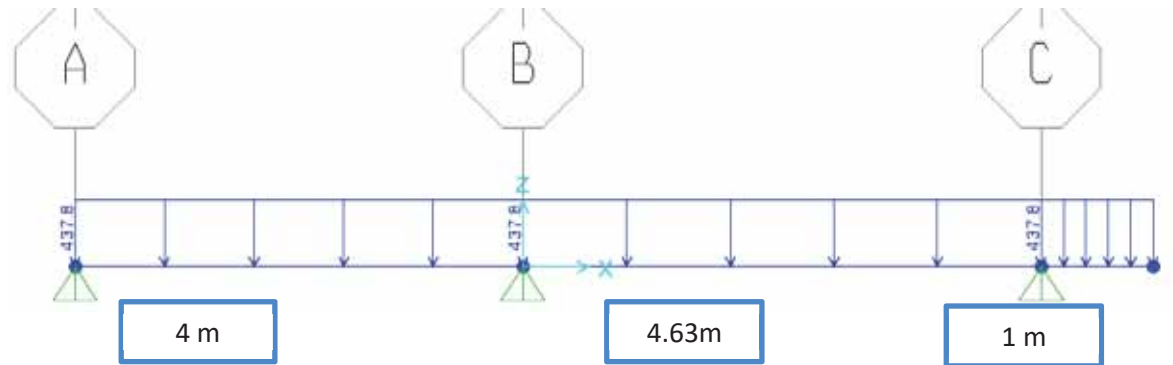
Ilustración 52 FIGURA N°51 DIAGRAMA DE FUERZAS

Diagrama de cortantes

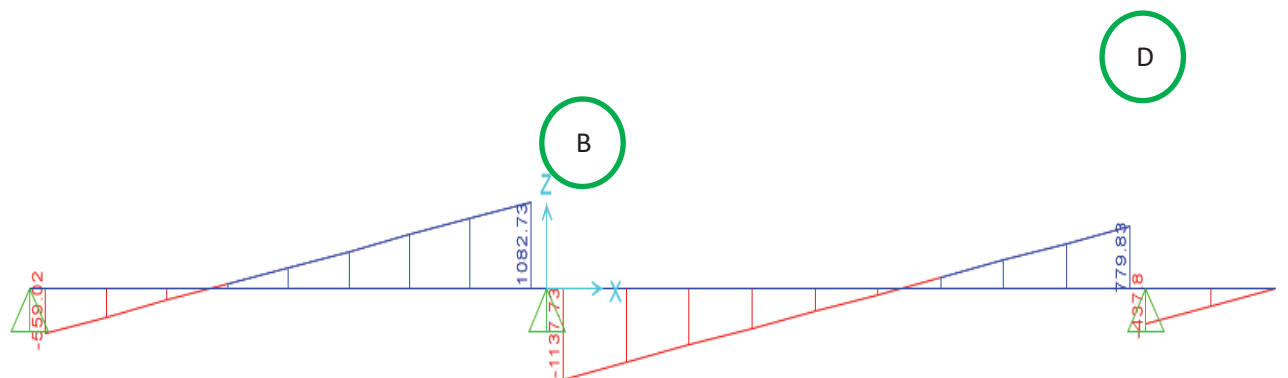
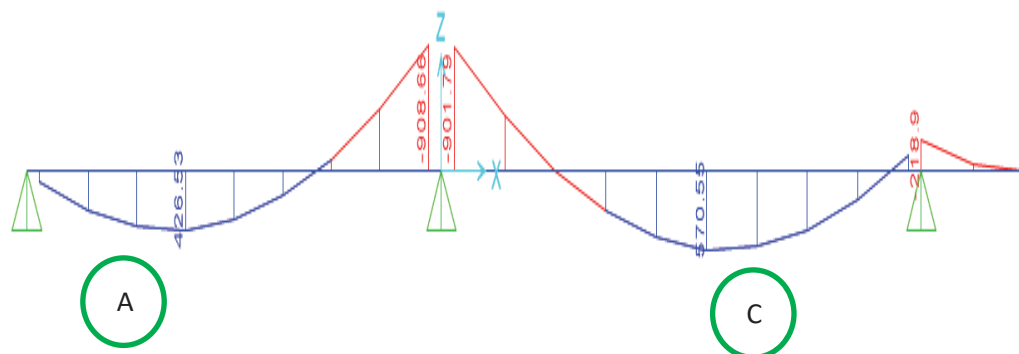
Ilustración 53 FIGURA N°52 DIAGRAMA DE CORTANTES**Ilustración 54 DIAGRAMA DE MOMENTOS**

Diagrama de momentos

Diseño por flexión.- En el diagrama de momentos flectores se observan 4 puntos críticos que serán analizados.

Tabla 57 DISEÑO POR FLEXION DE VIGUETA DE LOSA

PERALTE DE LOSA h=20cm				
Descripción	As(+)... A	As(-)...B	As(+)...C	As(-)...D
bw (cm)	10	10	10	10
b(cm)	40	10	40	10
d (cm)	17	17	17	17
Mu (kg-m)	461	908.66	570.55	218.9
Ku=Mu/bd ²	3.99	31.44	4.94	7.57
ρ	0.11%	0.93%	0.13%	0.21%
Ascalculado=ρbd	0.75	1.58	0.88	0.36
As mínimo=0.24%bwd(cm ²)	0.41	1.01	0.41	1.01
As máximo=1.59%bd (cm ²)	10.81	2.70	10.81	2.70
refuerzo escogido	1φ1/2	1φ1/2+1φ3/8	1φ1/2	1φ1/2
As_colocado (cm ²)	1.27	1.98	1.27	1.27
Ascolocado/As_calculado	1.70	1.25	1.44	3.56
As_colocado/Asmax	12%	73%	12%	47%

Diseño por corte.- En el diagrama de cortantes, la cortante ultima es 1137.73kg

Ahora $V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c}b_wd) = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1220.804\text{kg}$, por consiguiente: $V_u \leq \phi V_c$, entonces el cortante absorbe la resistencia al corte.

Calculo del refuerzo por temperatura.- En su artículo 9.7.2, la Norma E.060 especifica las cuantías mínimas para controlar la figuración producida por los cambios volumétricos que sufre el concreto.

Tabla 58 CUANTIA MINIMA DE ACERO POR TEMPERTURA

Tipo de barra	ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Para el refuerzo por temperatura consideramos una losa superior de $h=5\text{cm}$ y metro de ancho de sección donde asumiremos cuantia $\rho=0.0018bh$, entonces por consiguiente:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Asimismo, la Norma E.060 indica que para aligerados el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 5 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm. Cabe señalar que esta cuantía mínima se aplica al área bruta de la sección ($b.h$).

Si consideramos barras de $\Phi 1/4''$, $A_b=0.32\text{cm}^2$, hallamos el espaciamiento:

$$S = \frac{0.32}{0.9} = 35.5\text{cm}, \text{ pero casi siempre en las losas el acero por temperatura } s=25\text{cm}$$

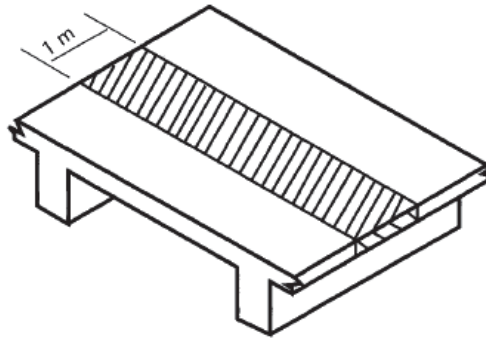
5.1.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Comportamiento y dimensionamiento

Comportamiento.- Las losas en una dirección se comportan esencialmente como vigas. Puede considerarse que la losa es una viga cuyo ancho es la longitud del apoyo (ver figura), o bien, como se hace más frecuentemente, puede suponerse que

la losa está formada por una serie de vigas paralelas e independientes de un metro de ancho, como se muestra en la misma figura, que se flexionan uniformemente.

Ilustración 55 FIGURA FRANJA DE LOSA QUE TRABAJA COMO VIGA DE UN METRO DE ANCHO.



Momentos flexionantes.- El diseño de estas losas es, por consiguiente, similar al de las vigas, con algunas características que se señalan a continuación.

Se recomienda iniciar el diseño fijando un valor del peralte que garantice que no ocurran deflexiones excesivas, ya que esto es el factor que suele regir en el diseño.

Para ello puede usarse la tabla 5.1, tomada del Reglamento E-060, la cual proporciona espesores de losa con los que no se exceden las deflexiones permisibles, o bien puede fijarse un espesor tentativo y calcular las deflexiones. Una vez determinado el espesor total de la losa, se calcula el peralte efectivo restando el recubrimiento del espesor. El Reglamento recomienda un recubrimiento libre de 2 cm para losas no expuestas a la intemperie o no coladas contra el suelo, como las zapatas de cimentación. El cálculo de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes puede realizarse después, considerando que la losa es una viga continua de un metro de ancho con carga uniforme. Puede usarse cualquier método de análisis elástico o bien los coeficientes de momentos que se presentan en los manuales de diseño. En la tabla 5.1 se reproducen los coeficientes aproximados del Reglamento ACI 318-14.

Se toma una franja de 1m de ancho, $H = 0.20$ m de peralte y $d = 17$ cm.

El refuerzo de acero dentro de la losa maciza se colocará en dos capas.

La cuantía mínima de acero para la sección es: $A_{mín} = 0.0018 \times b \times h = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como método práctico, la cuantía mínima se divide en 0.0012 (b)x(h) en la capa inferior y 0.0006(b)(h) en la capa superior para los negativos.

5.1.3. DISEÑO DE VIGAS

5.1.3.1. Generalidades

Las vigas son elementos estructurales que forman parte de un sistema dentro de una edificación las cuales cumplen las siguientes funciones:

Son elementos que transmiten las cargas de las losas a las columnas y placas

Cumplen un papel importante ante eventos sísmicos y más aún si estos forman pórticos dentro de la estructura

En cualquier sección transversal de las vigas existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión (tensión en un lado del eje neutro y compresión en el otro); su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

5.1.3.2. Diseño por flexión en vigas

Hipótesis básicas para el estudio de elementos sometidos a flexión

El código ACI318-14 y la norma E-060 del RNE presentan hipótesis básicas para el análisis y diseño de elementos sometidos a flexión y son las siguientes:

Las deformaciones en concreto y refuerzo son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección excepto para vigas de gran peralte, para las cuales se asumirá una distribución no lineal de deformaciones. Esta suposición ha sido confirmando experimentalmente y es fundamental para la determinación de los esfuerzos en el refuerzo, tanto a tensión como a compresión.

El concreto falla al alcanzar una deformación unitaria ultima de 0.003. En laboratorio se ha obtenido deformaciones superiores a 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, para concreto normales estas varían entre 0.003 y 0.004.

El esfuerzo del acero antes de alcanzar la fluencia es igual al producto de su módulo de elasticidad por su deformación unitaria. Para deformaciones mayores a la fluencia, el esfuerzo del refuerzo será independiente de la deformación e igual a f_y . Esta hipótesis refleja el modelo elasto-plástico de la curva esfuerzo-deformación del acero que asume el ACI318-14.

La resistencia a la tensión del concreto es despreciada.

La distribución de los esfuerzos de compresión en la sección del concreto será asumida de modo que sea coherente con los resultados obtenidos de los ensayos.

Esta hipótesis reconoce la naturaleza inelástica del comportamiento del concreto.

Los requerimientos del punto anterior son satisfechos por la distribución rectangular de esfuerzos, propuesta por Whitney, cuyas características se muestran en la figura 5.1.3.2

Ilustración 56 FIGURA PROPUESTA POR WHITNEY

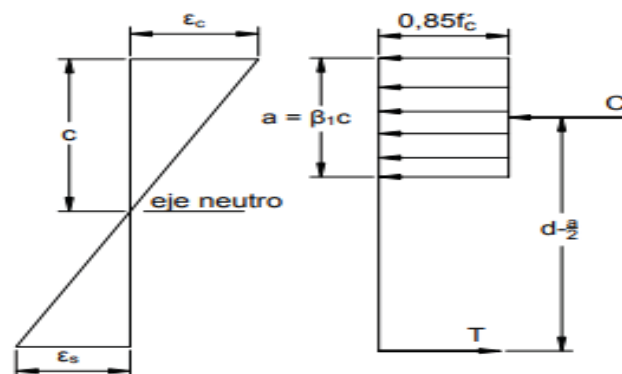


Figura 5.1.3.2

El valor de β_1 es 0.85 si la resistencia del concreto es menor de $280 \frac{kg}{m^2}$.

Tipos de falla en los elementos sometidos a flexión

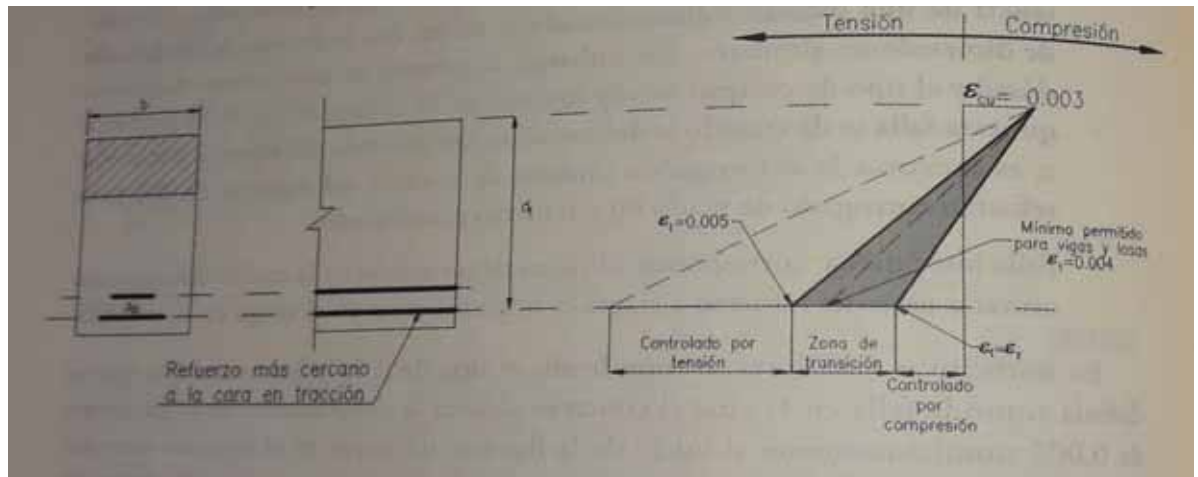
Se consideran 3 tipos de falla:

- a. Falla por tracción.- El acero entra en fluencia antes de que el concreto alcance su deformación máxima ϵ_{cu} , la falla es del tipo dúctil y tiene capacidad de disipación de energía y de rotación inelástica, se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso. Este tipo de falla es llamada también falla sub-reforzada
- b. Falla por Compresión.- El acero no tiene oportunidad de fluir y el concreto falla repentinamente. La resistencia de una sección sobre-reforzada es mayor que la de otra sub-reforzada de dimensiones similares. Sin embargo la 1ra no tiene comportamiento dúctil y el tipo de colapso no es conveniente.
- c. Falla balanceada.- Corresponde a la zona de transición en la cual la deformación unitaria neta del refuerzo a tracción ϵ_t se encuentra en el rango de ϵ_y y 0.005.

En normativas anteriores se consideraba el tipo de falla balanceada, la que se definía como la falla en la cual el concreto alcanza la deformación unitaria ultima de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero en el refuerzo extremo a tracción ($\epsilon_t = \epsilon_y$). De esta manera para cada sección existía una cuantía única de acero que ocasionaba una falla balanceada la que se denomina cuantía balanceada ρ_b , esta cuantía estaba basada en un peralte efectivo (d) que se define como la ubicación del centro de gravedad del refuerzo medido desde la fibra extrema en compresión. Si la sección contenía mayor cantidad de refuerzo se consideraba que iba a fallar por compresión y si contenía menor cantidad la falla se consideraba por tracción. Adicionalmente, el código ACI recomendaba que las vigas y losas se diseñen para fallar por tracción y para ello se debía limitar la cuantía del refuerzo a $0.75\rho_b$. Sin embargo, estas recomendaciones y definiciones ya no son vigentes en el código ACI318-14. (TEODORO E.HARMSSEN).

El procedimiento actual de diseño se conoce ahora como diseño unificado, en la Figura 5.1.3.3 se presenta la nueva distribución de deformaciones para los diversos tipos de falla.

Ilustración 57 FIGURA TIPOS DE FALLA SEGÚN ACI-2014



Las diferencias puntuales se detallan a continuación.

Los elementos sometidos a flexión se diseñan para fallar por tensión, pues es el tipo de colapso más conveniente dada la ductilidad que desarrolla y es lo que indica la norma E-060.

Utilizaremos las ecuaciones vistas del libro de gianfranco otazzi passino y y Teodoro harmsen que son:

$$M_u = \phi M_n = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Llamando $K_u = \phi f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$

Tendremos: $M_u = K_u b d^2$

Entonces: $K_u = \frac{M_u}{b d^2}$

Utilizar Tabla 10-4 gianfranco otazzi página 166.

Para fines de este caso de la tesis nos basaremos a la norma E-060 todos los diseños y cálculos.

La norma E-060 indica que:

Cuantía máxima de refuerzo:

$$A_{\max} = 0.75\rho_b b. d$$

Dónde:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Para secciones rectangulares con $f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, y $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$; entonces:

$$\rho_{\max} = 0.75 \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{4200} \cdot \frac{6000}{6000 + 4200} = 1.59\% b. d$$

$$\rho_{\max} = 1.59\% b. d$$

Cuantía mínima de refuerzo:

Según el actual E-060 del RNE:

$$A_{S_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b. d$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, y f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; A_{S_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{210}}{4200} b. d = 0.24\% b. d$$

$$A_{S_{\min}} = 0.24\% b. d$$

El en capítulo 21 de la norma E-060 de reglamento nacional de edificaciones “disposiciones especiales para el diseño sísmico”, se indica algunos alcances que deben cumplir las vigas de manera obligatoria.

A continuación se detalla los diseños por flexión en vigas.

Del capítulo anterior se extrae las siguientes tablas:

Las fuerzas cortantes ESTATICA Y DINAMICA son:

Tabla 59 FUERZA CORTANTE ESTATICA

EJE X		
Vxtotal	223.9475	
Vx-columnas	33.8674	15.12%
Vx-muros	177.6575	79.33%
EJE Y		
Vy-total	222.9682	
Vy-columnas	32.808	14.71%
Vy-muros	190.1602	85.29%

Tabla 60 FUERZA CORTANTE DINAMICA

EJE X		
Vxtotal	96.4421	
Vx-columnas	14.5905	15.13%
Vx-muros	81.8973	84.92%
EJE Y		
Vy-total	111.1875	
Vy-columnas	16.3357	14.69%
Vy-muros	94.9001	85.35%

Como se ve en las tablas, y según el ítem 21.1 de la norma E-060 del RNE, los sistemas estructurales tanto en el eje X como en el eje Y son del tipo DUAL I y se verá en el ejemplo de cálculo de cómo se utiliza dicho capítulo.

5.1.3.3. Diseño por corte

La metodología propuesta por la norma se basa en suponer que la capacidad en corte del elemento viene dada por la suma del aporte del concreto más el aporte del refuerzo en el alma. Para el aporte del concreto se asume que el refuerzo no tiene influencia en la carga de agrietamiento diagonal, y por lo tanto su valor viene dado, conservadoramente, por los ensayos realizados en vigas sin refuerzo en el alma. (ING. GIAN FRANCO OTTAZZI PASINO).

Por consiguiente: $\phi V_n \geq V_u$

Dónde :

V_u = fuerza cortante amplificada en la seccion considerada y

V_n = resistencia nominal al cortante

Dónde: $V_n = V_c + V_s$

El aporte del concreto viene dado por:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

El aporte del refuerzo viene dado por

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Dónde: A_v = area total de cada estribo; s = espaciamiento entre estribos

De la formula anterior, la norma en su ítem 11.5.7.9 limita la contribución máxima de estribos a la resistencia en corte de una sección, de acuerdo a la ecuación:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

Por tanto para la determinación de la cortante máxima permitida seria:

$$V_{u \max} = \phi \left(V_c + 2.1 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d \right) \approx 2.6 \phi \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes que se inicie la fluencia de los estribos. . (ING. GIAN FRANCO OTTAZZI PASINO).

La norma también limita el espaciamiento calculado de tal modo que en las zonas donde se necesite refuerzo por cortante, el espaciamiento entre ellos debe ser tal que cada grieta inclinada potencial a 45° que se extienda desde la mitad del peralte de la sección hacia el refuerzo en tracción, debe ser cruzada cuando menos por un estribo. (ING. GIAN FRANCO OTTAZZI PASINO). La norma en sus ítems 11.5.5.1 y 11.5.5.3 indica que:

Si $V_s < 1.1 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$, entonces $s \leq 0.60m$ o $s \leq \frac{d}{2}$

Si $V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$, entonces $s \leq 0.30m$ o $s \leq \frac{d}{4}$

Ahora si $V_u > V_{u \max}$ podemos tomar dos opciones:

Incrementar la resistencia del concreto

Cambiar las dimensiones de la sección

El valor de V_s , podemos obtenerlo de la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde V_u = fuera cortante ultima de diseño, hallada a una distancia d ,

medida desde la cara de los apoyos

y donde V_c , es constante para toda la viga, por consiguiente:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Este aporte del refuerzo supone que todos los estribos que cruzan a la grieta, alcanzaron la fluencia.

DE igual forma que en el diseño de acero por flexión en el capítulo 21 ítem 21.4 de la norma E-060 del RNE, presenta disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte para vigas correspondientes a sistemas estructuras tipo DUAL I.

5.1.3.4. Control de fisuración en vigas

En la actualidad, el método más empleado por los proyectistas para el diseño de concreto armado, es el método de diseño a la rotura. Este procedimiento considera el comportamiento inelástico tanto del concreto como del acero lo que permite la reducción de los coeficientes de seguridad y las secciones de los elementos. Asimismo, el uso, cada vez más común, de concretos de alta resistencia y aceros de esfuerzo de fluencia masa elevados, reduce aún más dichas secciones. La disminución de las dimensiones de los elementos ocasiona la pérdida de rigidez de las estructuras, generando deflexiones que pueden resultar excesivas y que a su vez acentúan el agrietamiento de la estructura. (TEODORO HARMSSEN)

Las razones por las cuales también es necesario controlar las deflexiones son: Apariencia, daños en elementos no estructurales, interrupción o mal funcionamiento de la estructura,

Del párrafo anterior se ve necesario verificar y controlar las deflexiones y rajaduras de los elementos estructurales.

En todos los elementos estructurales de una estructura de concreto armado es indispensable verificar que los elementos no excedan los estados límites de servicio, estos son principalmente los siguientes:

Fisuración.- Es necesario evitar una excesiva figuración o anchos de grietas mayores que ciertos límites.

Las fisuras en elementos en flexión se estiman bajo cargas de servicio utilizando la sección transformada agrietada, esta sección transformada permite calcular los esfuerzos en el acero y concreto bajo cargas de servicio.

Para una sección de viga bajo cargas de servicio:

Esfuerzo del concreto no debería exceder de $0.5f'_c$ aproximadamente.

Esfuerzo en el acero en tracción no debería exceder del $0.6f_y$

De no cumplir lo anterior es muy probable que se produzca incompatibilidad con los estados límites que indica la norma E-060 del RNE.

Para ejercer dicho control la norma E-060 del RNE, en su ítem 9.9.3 especifica un parámetro Z , el cual no puede excederse de 26000 kg/cm , dicho parámetro se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}} \quad f_s = \frac{M_s}{0.9 d A_s} \quad A_{ct} = \frac{2 y_s \cdot b}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

Dónde:

$$f_s = \text{esfuerzo en el acero} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercano a esa fibra (cm).

A_{ct} = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cm^2).

M_s = momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

d = Peralte efectivo de la sección

A_s = Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm^2)

Y_s = centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

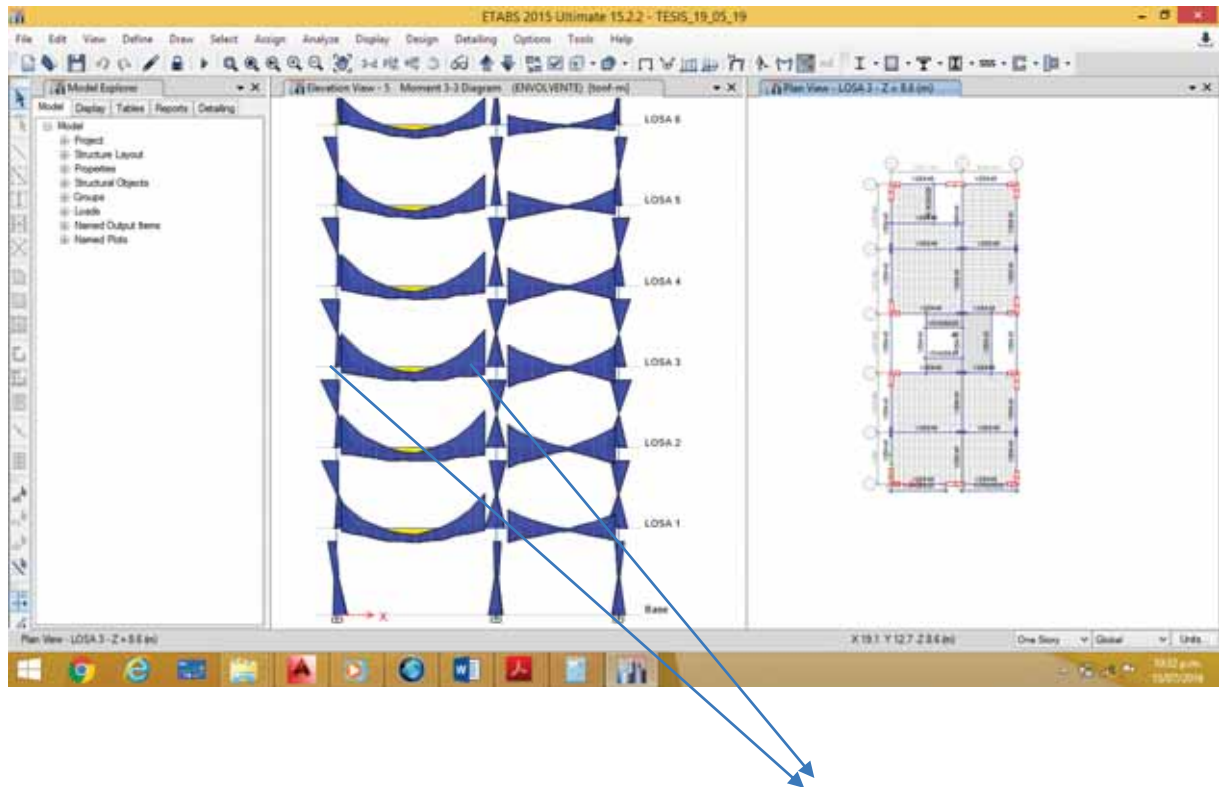
b = ancho de la sección (cm)

5.1.3.5. Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se comprobarán los resultados del modelamiento de la superestructura

- Diseñaremos las vigas de la losa 3 del pórtico del eje 5:

Ilustración 58 FIGURA DIAGRAMA DE MOMENTOS

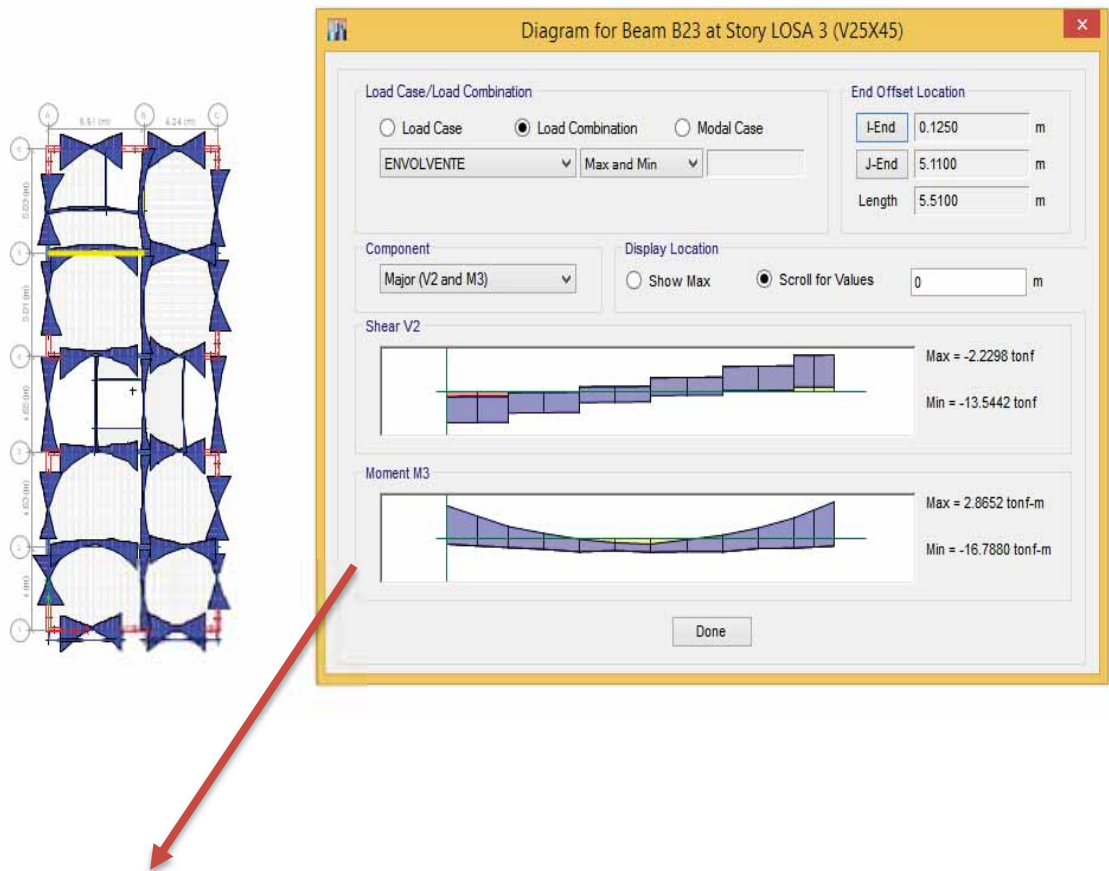


VIGAS A DISEÑAR

Diseño por flexión.- del análisis y diseño de la superestructura obtenemos la envolvente de los momentos flectores según combinación especificadas en el ítem 9.2 de la norma E-060 del RNE.

Por tanto determinamos la cuantía mecánica que es:

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.8172 - \frac{1.695 \cdot M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

Ilustración 59 FIGURA: DIAGRAMA DE CORTANTES

Donde

$$M_u = -16.79 \text{ ton} - \text{m},$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.8172 - \frac{1.695 \times 16.79 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25.41^2}}$$

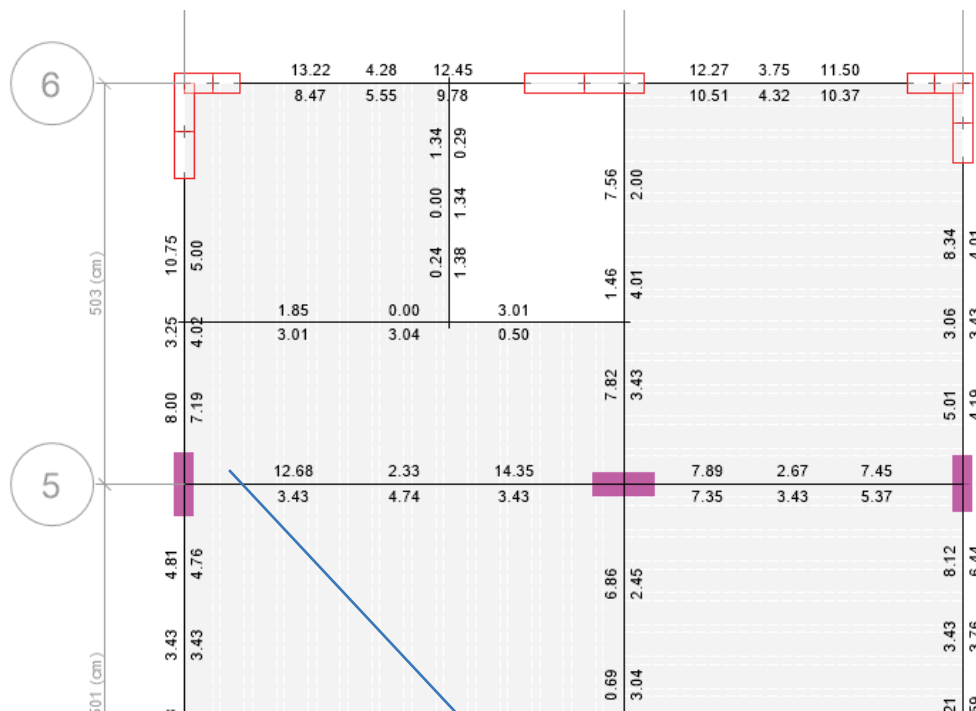
$$\omega = 0.2475$$

$$\omega = 0.2475$$

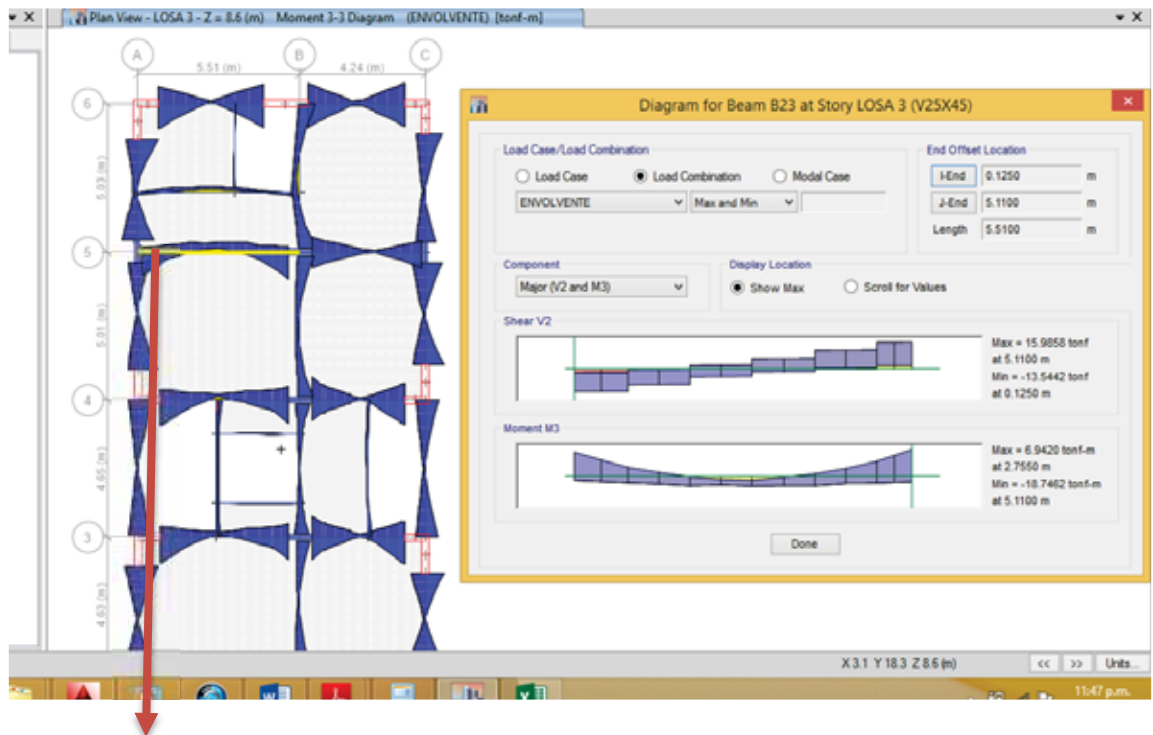
$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.2475 \frac{210}{4200} = 0.0124$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0124 \times 25 \times 41 = 12.69 \text{ cm}^2$$

- Y según el modelamiento en estas:

Ilustración 60 FIGURA: DIAGRAMA DE CUANTIAS DE ACERO PLANTA

- Como se ve en la figura es prácticamente lo mismo el resultado líneas arriba
- Ahora para el otro extremo de dicha viga

Ilustración 61 FIGURA: DIAGRAMA DE CORTANTES

Donde

$$M_u = -18.7462 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.8172 - \frac{1.695 \times 18.7462 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25.41^2}}$$

$$\omega = 0.2475$$

$$\omega = 0.2835$$

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.2835 \frac{210}{4200} = 0.0141$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0141 \times 25 \times 41 = 14.52 \text{ cm}^2$$

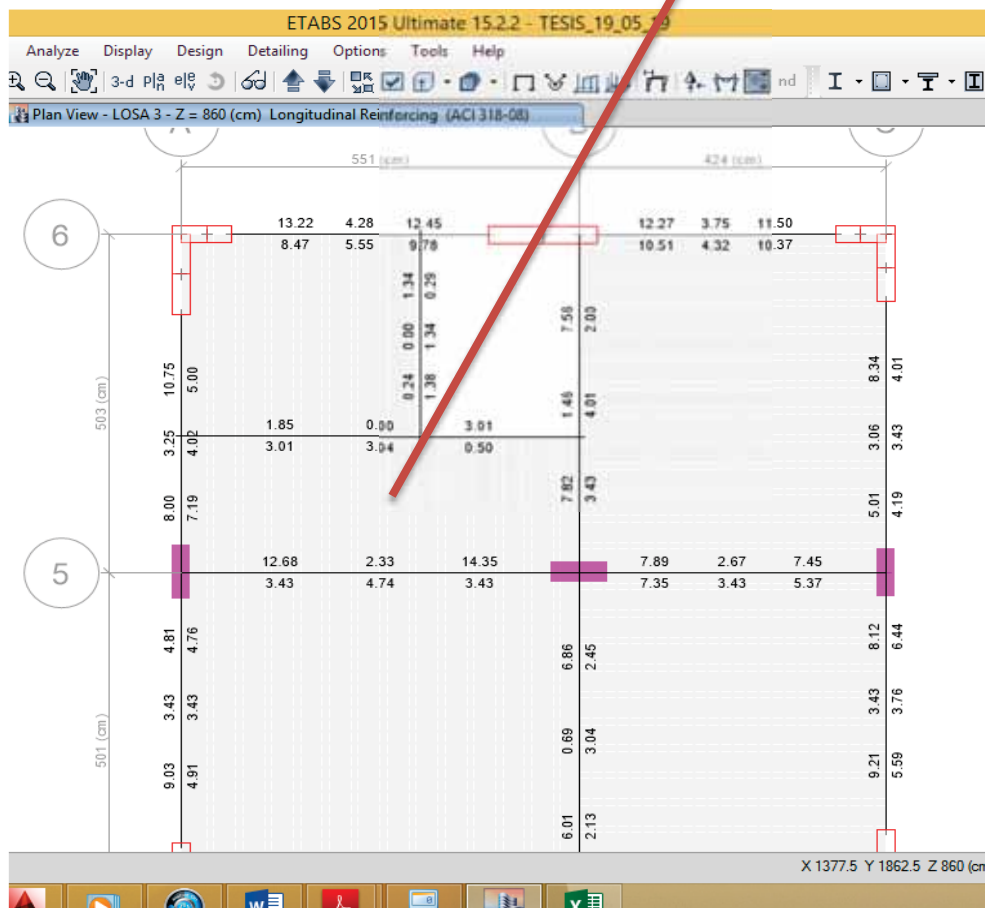


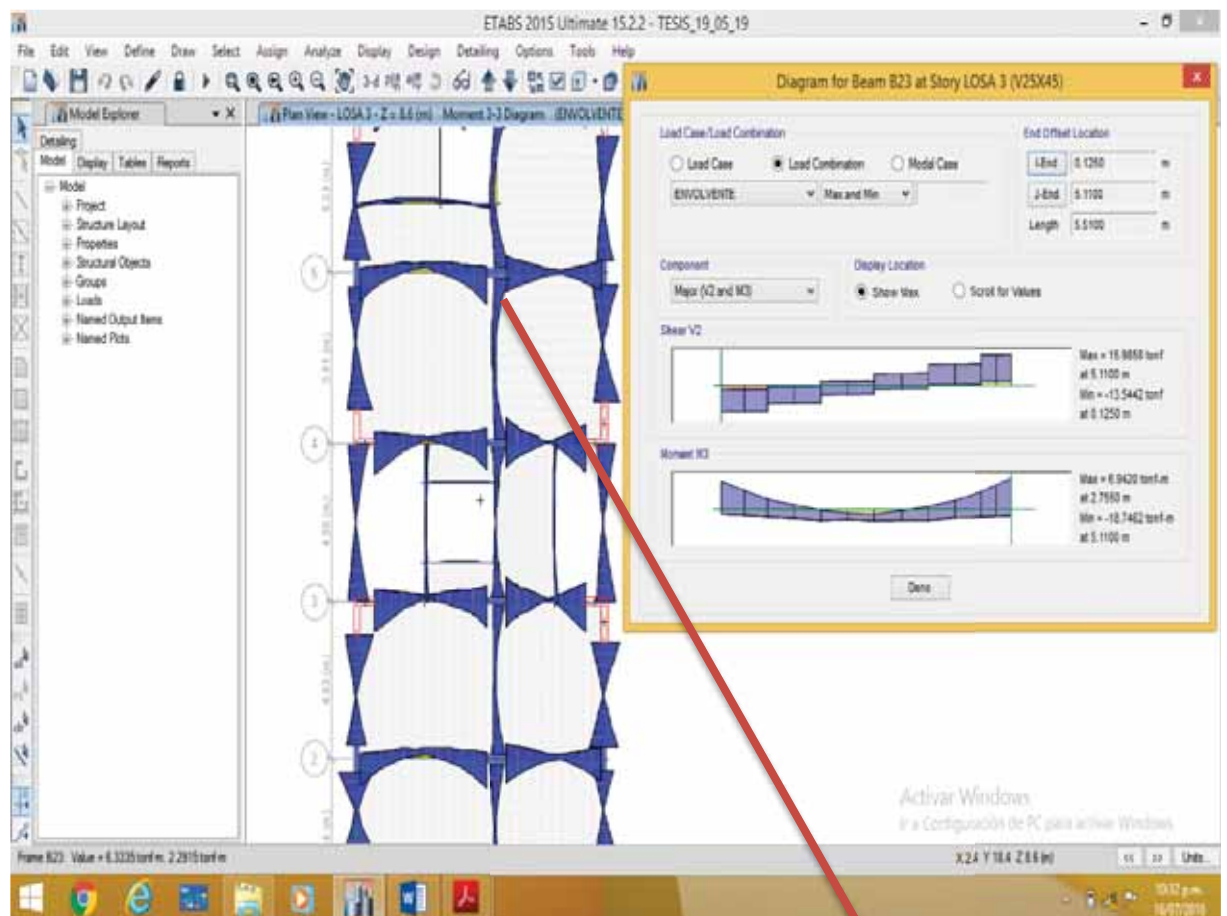
Ilustración 62 FIGURA: DIAGRAMA DE CUANTIAS

Como se ve también es prácticamente los mismos resultados, por consiguiente se pueden asumir dichos resultados.

Diseño por corte.-

1ro mostraremos resultados de las envolvente de fuerzas cortantes etabs de la respectiva viga en estudio.

Ilustración 63 FIGURA: DIAGRAMA DE CUANTIAS



Viga a diseñar

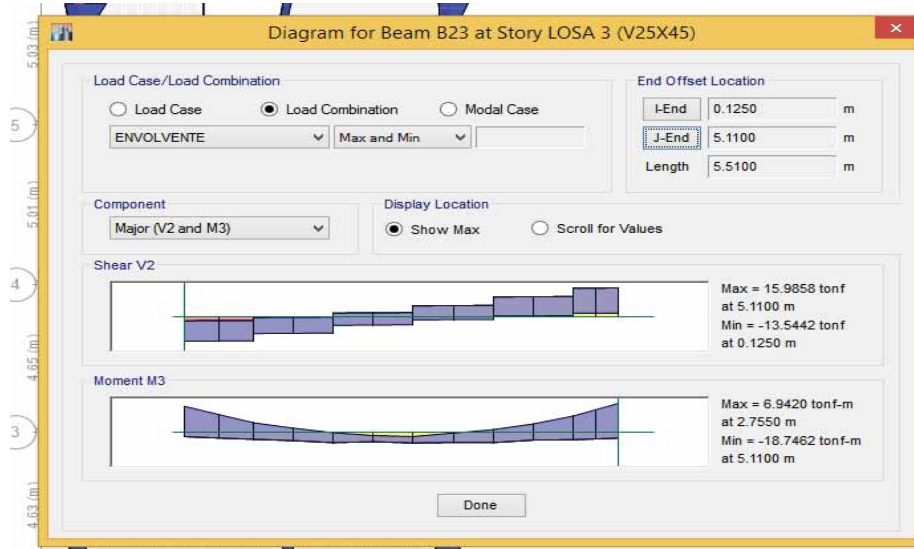
Ilustración 64 FIGURA: DIAGRAMA DE CUANTIAS

Diagrama de
cortantes

Se debe cumplir que

$$\phi V_n \geq V_u$$

Dónde:

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto viene dado por:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 41 = 7.87 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{13.54}{0.85} - 7.87 = 8.06$$

Ahora verificamos si:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{210} \times 25 \times 45$$

$$V_s \leq 34.24 \text{ ton}$$

Verificamos que si es menor, por tanto:

El aporte del refuerzo viene dado por

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{0.71 \times 2 \times 4200 \times 41}{8060} = 30.34 \text{ cm}$$

La norma también limita el espaciamiento calculado de tal modo que en las zonas donde se necesite refuerzo por cortante, el espaciamiento entre ellos debe ser tal que cada grieta inclinada potencial a 45° que se extienda desde la mitad del peralte de la sección hacia el refuerzo en tracción, debe ser cruzada cuando menos por un estribo. (ING. GIAN FRANCO OTTAZZI PASINO). La norma en sus ítems 11.5.5.1 y 11.5.5.3 indica que:

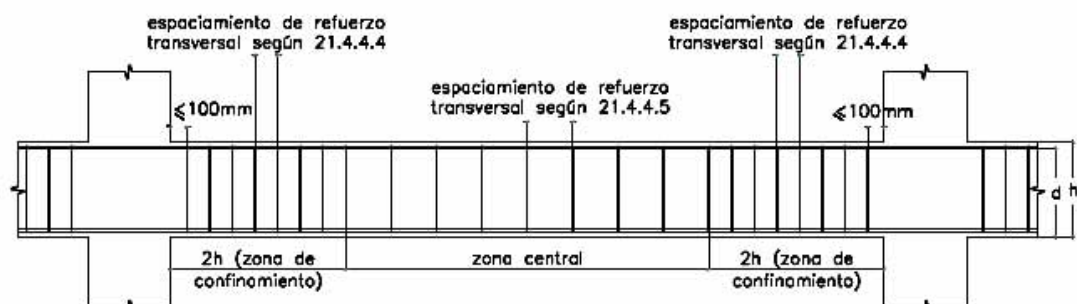
Si $V_s < 1.1\sqrt{210} \times 25 \times 41 = 13.34 \text{ ton}$, entonces $s \leq 0.60 \text{ m}$ o $s \leq \frac{41}{2} = 20.5 \text{ cm}$

$8.06 \text{ ton} < 13.34 \text{ ton}$; $s \leq 0.60 \text{ m}$ o $s \leq 20.5 \text{ cm}$.

Según resultados el espaciamiento sería $s=20 \text{ cm}$.

Pero debemos tener en cuenta que la estructura se encuentra en una zona sísmica alta, por tanto según capítulo 21 de la norma E-060, se distribuye según la figura siguiente:

Ilustración 65 FIGURA DISTRIBUCION DE ESTRIBOS SEGÚN CAP. 21 DE LA NOMRA E-060



Por tanto la distribución será:

1@0.05, 9@0.10 R@0.20 , esto en ambos extremos de la viga , y en general seria la distribución de estribos de todas las vigas.

Este aporte del refuerzo supone que todos los estribos que cruzan a la grieta, alcanzaron la fluencia.

DE igual forma que en el diseño de acero por flexión en el capítulo 21 ítem 21.4 de la norma E-060 del RNE, presenta disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte para vigas correspondientes a sistemas estructuras tipo DUAL I.

5.1.4. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que cumplen la función de transmitir las cargas de las vigas hacia la cimentación, así como también brindan rigidez ante desplazamientos laterales provocados por lo general por eventos sísmicos en nuestro país.

5.1.4.1. Diseño por flexo compresión uniaxial

En las columnas se presentan cargas axiales importante combinado con momentos, a esta combinación se le llama flexo-compresión. Existe una curva que relaciona la fuerza de compresión vs los momentos resistentes, a dicha curva se le conoce como diagrama de interacción.

Según la importancia de las deformaciones resultado del análisis, las columnas pueden ser cortas o largas.

La resistencia de las columnas cortas no son afectadas en su resistencia, mientras que en las columnas largas su resistencia si se ve afectada por sus deformaciones.

5.1.4.2. Diseño por flexo compresión biaxial

En teoría, en este caso el punto donde actúa la carga axial tiene dos excentricidades, tanto en eje x como en eje y, por tanto existen momentos actuando en ambos ejes de la sección, se debería construir un diagrama de interacción a manera de una superficie. Este procedimiento es muy complicado y engorroso, por lo que la

Norma E.060 propone una forma conservadora de estimar el rango en el cual el diseño por flexocompresión uniaxial conserva su validez. En su artículo 10.18 propone evaluar las siguientes expresiones, basándose en las ecuaciones de Bresler.

$$\text{Si } \frac{u}{\phi P_{no}} \geq 0.1 : \quad \frac{1}{u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} + \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\text{Si } \frac{u}{\phi P_{no}} \leq 0.1 : \quad \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

P_u = Carga axial última de diseño

M_{ux} = Momento último de diseño respecto al eje X

M_{uy} = Momento último de diseño respecto a eje Y

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X ($e_y=0$)

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y ($e_x=0$)

ϕP_{no} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial ($e_x=e_y=0$)

ϕM_{nx} = Resistencia de diseño respecto al eje X

ϕM_{ny} = Resistencia de diseño respecto al eje Y

5.1.4.3. Efectos de esbeltez

El diseño de elementos a flexo-compresión son válidos mientras las deformaciones transversales originadas por la carga axial modifiquen significativamente los momentos calculados en el análisis normal elástico de la estructura.

Se debe indicar antes de todo que si la esbeltez de las columnas afectan significativamente.

Según la Norma E.060, una estructura se considera sin desplazamiento lateral si al hacer un análisis de segundo orden resulta que el incremento de los momentos en los extremos de las columnas no excede de 5%.

5.1.4.4. Estructuras sin desplazamiento lateral

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right); \quad \left[34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \leq 40$$

M_1 = Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.

M_2 = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, siempre positivo.

k = Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir $=1$ conservadoramente.

l_u = Longitud sin arriostrar en la columna.

r = Radio de giro de la sección transversal.

En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su artículo 10.12.3 indica que se deben amplificar los momentos de diseño mediante la siguiente expresión:

$$M_1 = \partial_{ns} M_1 \quad \text{y} \quad M_2 = \partial_{ns} M_2$$

Donde

∂_{ns} es el factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\partial_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1; \text{ donde } P_c = \frac{\pi^2 E_c I}{(kl_u)^2} \text{ y } E_c I = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad \text{ó} \quad \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Dónde:

C_m = Factor que relaciona la forma del diagrama de momentos y el tipo de curvatura. Para elementos con curvatura simple se toma igual a uno. Para elementos

con doble curvatura (la mayoría de casos) se calcula usando $C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2)$, pero como mínimo se debe tomar $C_m = 0.4$.

P_u = Fuerza axial última de diseño.

P_c = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).

EI = Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección considerando fisuramiento

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

E_g = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

I_{se} = Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada).

β_d = Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último debido a la carga muerta permanente y el momento último de diseño, siempre positivo.

5.1.4.5. Estructuras con desplazamiento lateral

La norma E-060 en su artículo 10.12.2 indica que permite ignorar los efectos de esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Donde k deberá ser calculado considerando los desplazamiento laterales, y no debe ser menor que 1. En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su artículo 10.13.3 indica que se deben usar las siguientes expresiones:

$$M_1 = \partial_{ns}M_1 + \partial_sM_1s \quad y \quad M_2 = \partial_{ns}M_2 + \partial_sM_2s$$

Dónde:

∂_{ns} = factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados. Se calcula usando la formula presentada líneas arriba.

∂_s = Factor de amplificación de momento para pórticos no arriostrados. Es un solo valor para columnas pertenecientes a un mismo pórtico.

M1s y M2s= Cargas de sismo amplificadas

Para el cálculo ∂_s del factor se debe hacer un análisis de segundo orden; sin embargo la

Norma E.060 presenta dos alternativas para esto.

$$\partial_s = \frac{1}{1 - Q}; \quad 1 \leq \partial_s \leq 1.5$$

Donde Q es el índice de estabilidad del entrepiso y se calcula según lo estudiando en la sección 5.5.5 de este trabajo. Si ∂_s excede el límite de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden o usar la siguiente expresión:

$$\partial_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}}$$

Donde las sumatorias se realizan por entrepiso y P_c se calcula usando las mismas expresiones presentadas en la sección anterior. Nótese además que algunas variables cambian respecto del caso de edificios sin desplazamiento lateral. Por ejemplo, β_d y k . Un valor adecuado para β_d puede ser cero, ya que para estructuras con desplazamiento lateral la carga sostenida no es la causante de la deformación lateral, sino que ésta es causada por el sismo que es eventual y de corta duración (Blanco, 1994). Para el valor de k en pórticos con desplazamiento lateral existen nomogramas como los de Jackson y Moreland que permiten obtener gráficamente dicho valor.

5.1.4.6. Diseño por corte

Para determinar el diseño por corte la norma E-060 del RNE, en su artículo 11.3.1.2 nos da la siguiente formula:

$$V_u = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) b_w d$$

Dónde:

N_u = Carga axial en kg y positiva por ser de compresión. Y al igual que las vigas, las columnas también llevan estribos que sirven como refuerzo por corte aparte de comprimir el concreto que circunda dicho estribo.

Al igual que las vigas la resistencia requerida para el acero y espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Se deberá cumplir para todas las combinaciones que $\phi V_n > V_u$, donde $V_n = V_c + V_s$

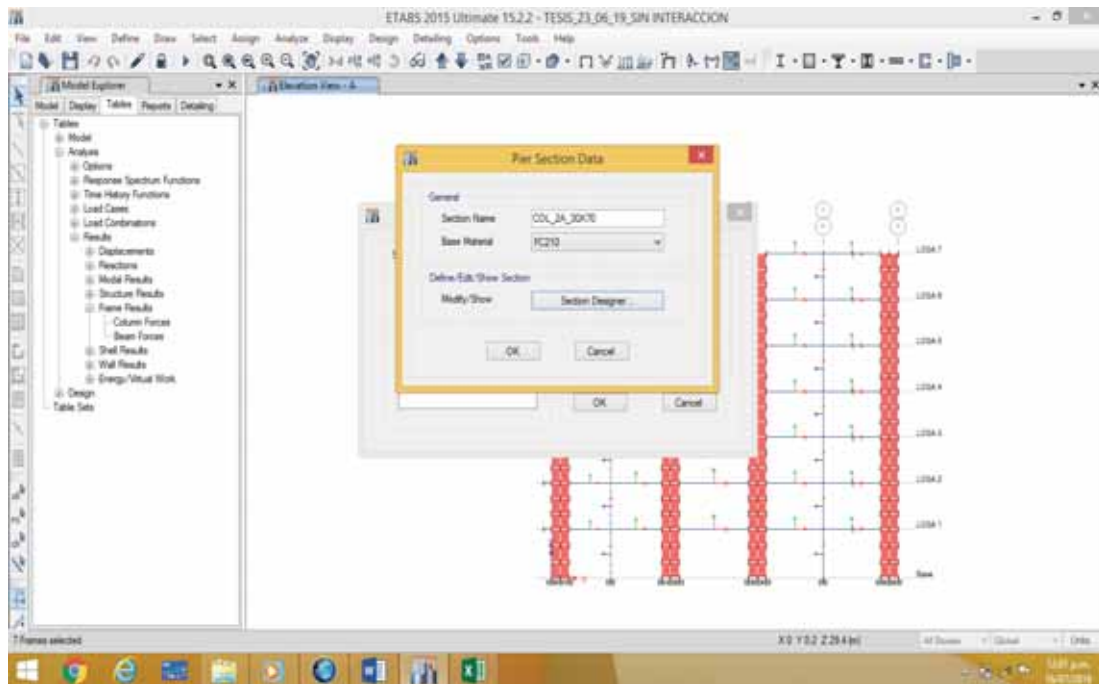
Ejemplo de diseño

Diseño por flexo-compresión.-

Diseñaremos la columna 2-A de la estructura como se ve en la figura:

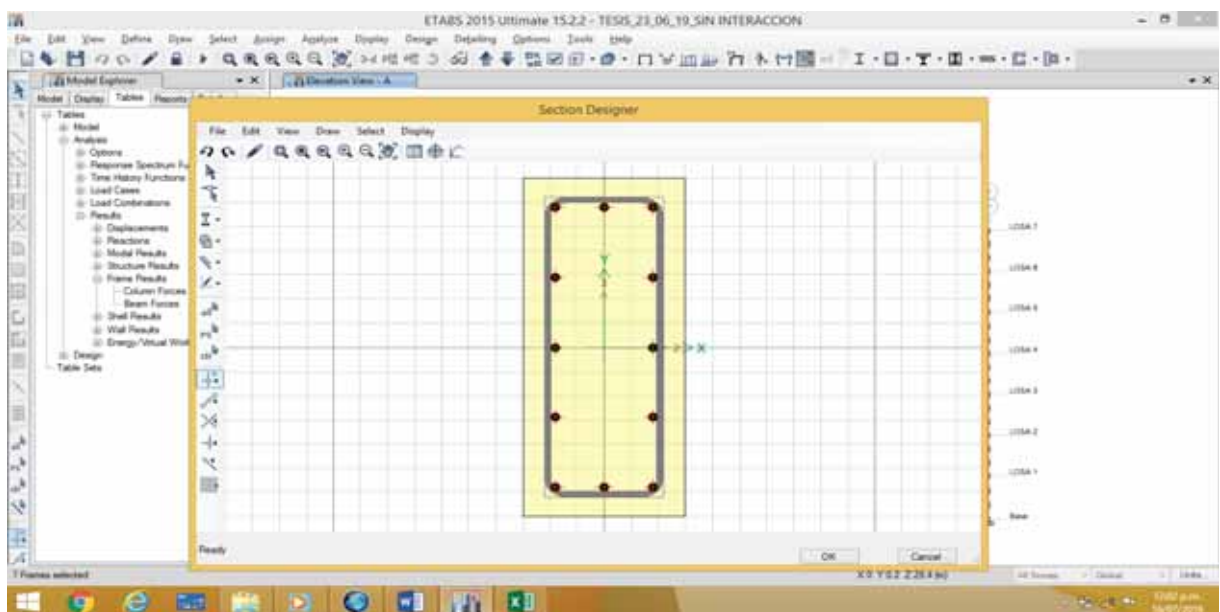
- Una vez obtenido las cargas procedemos a crear el diagrama de interacciones haciendo uso del programa etabs.

Ilustración 68 FIGURA DISEÑO DE SECCION COL_2A



- Ingresamos a Section Designer y obtenemos

Ilustración 69 FIGURA DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A



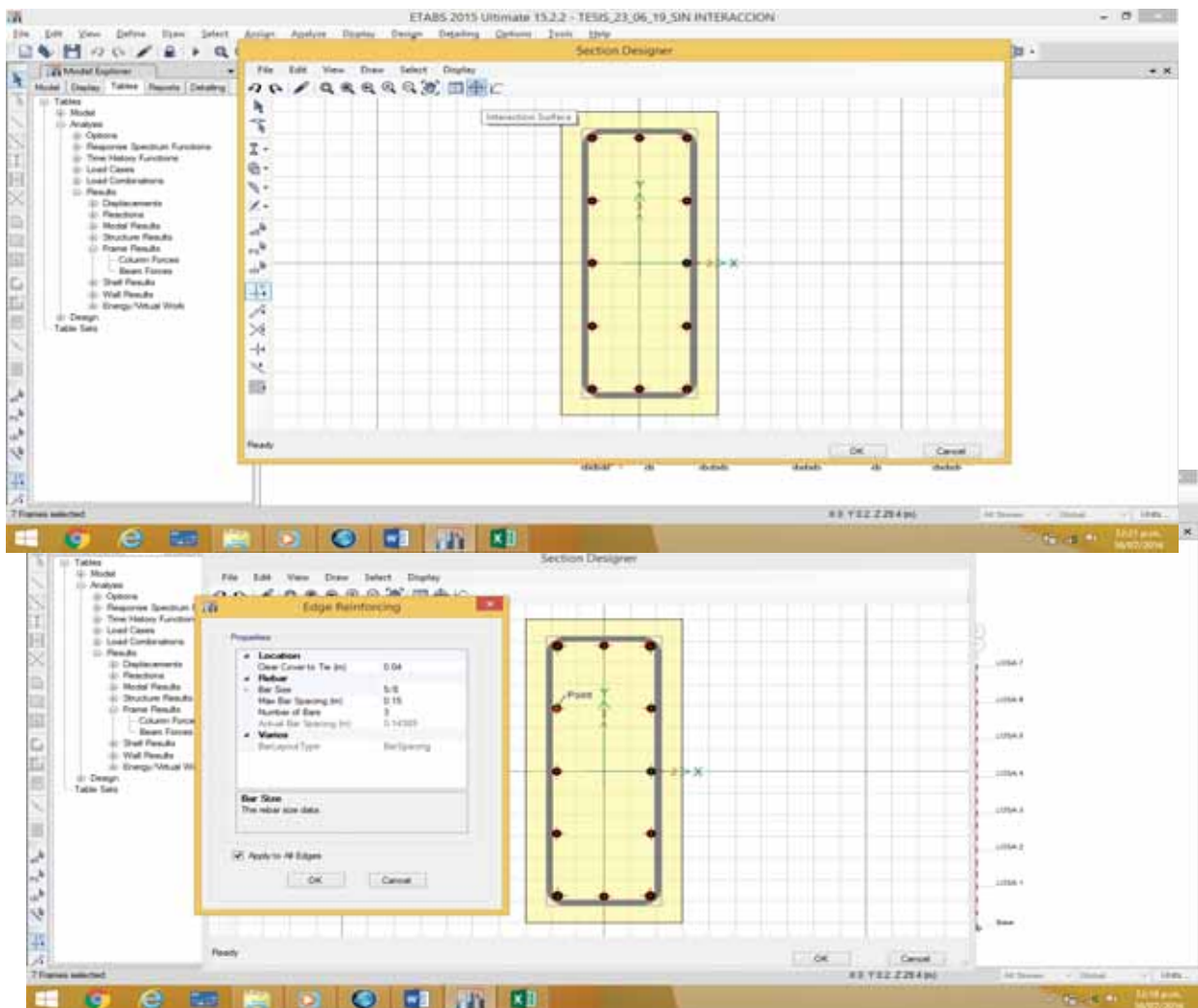
Las medidas de la columna son de 30x70 por tanto según la norma E-060 del RNE la cuantía de una columna debe estar del 1% al 6% como máximo.

Comenzaremos con una cuantía mínima para comenzar a iterar y verificar que la solicitaciones no se salgan del diagrama de interacción carga-momento.

Para dicha columna 30x70 se necesita $\rho = 1\%$ $A_s = \rho b d = 1\% \times 30 \times 70 = 21 \text{ cm}^2$

Por tanto estamos proponiendo en las 4 esquinas acero de $\frac{3}{4}$ y todo la parte lateral acero de $\frac{5}{8}$ tal como se ve en las siguientes figuras:

Ilustración 70 FIGURA DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A



Ahora pasamos a crear su diagrama de interacciones

Ilustración 72 FIGURA DISEÑO DE ACERO DE SECCION COL_2A

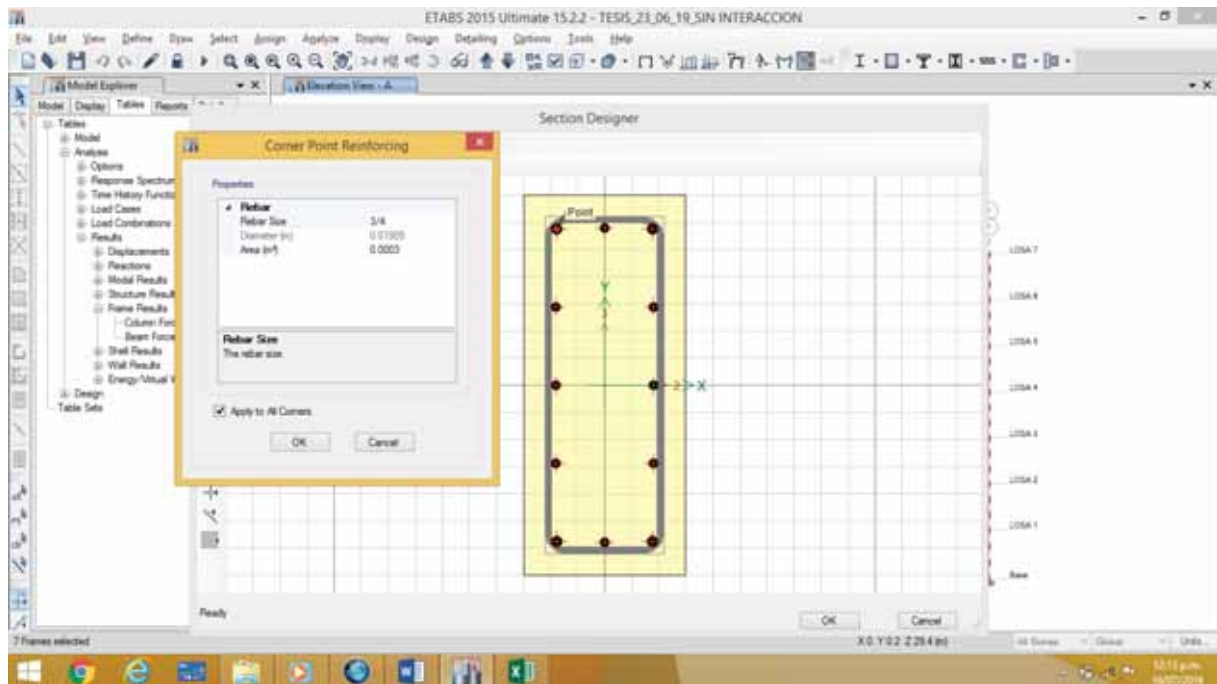
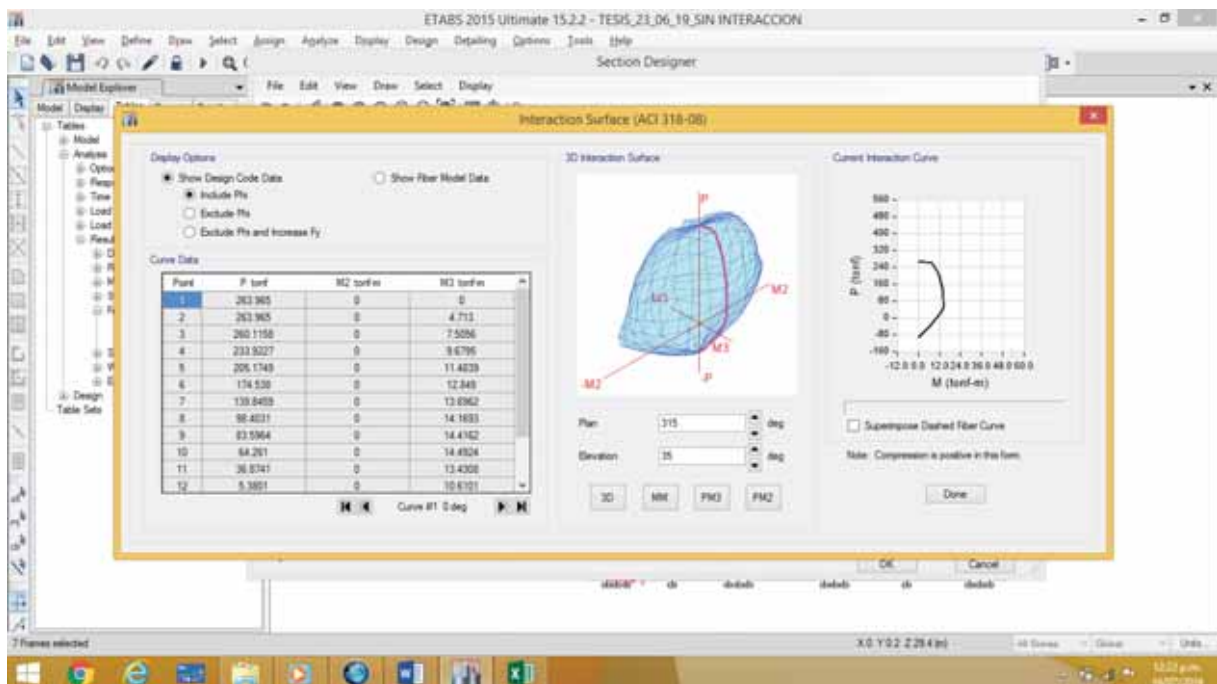


Ilustración 73 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION COL_2A



- Todos estos datos extraemos a una Excel.

Ilustración 74 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5			Curve #6		
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0
2	271.1715	0	4.9485	271.1715	3.5664	1.7385	271.1715	4.8439	1.2308	271.1715	5.7492	0.9896	271.1715	6.6045	0.8851	271.1715	8.2121	0.7924
3	265.7973	0	7.7839	271.1715	6.4916	3.2456	271.1715	8.1984	2.4428	271.1715	9.8265	2.0789	271.1715	11.8504	1.7881	271.1715	15.3582	0.9083
4	239.1755	0	9.9936	271.1715	9.9413	5.3099	271.1715	12.8488	3.9665	271.1715	15.5272	3.1599	262.3943	18.9514	2.0569	252.7713	21.6561	0.9801
5	209.636	0	11.8644	240.6517	12.7848	7.649	245.295	17.887	5.3532	238.1618	22.0893	3.5965	230.076	25.0747	2.0896	223.3503	26.8042	0.9836
6	177.9714	0	13.3155	197.6885	13.9858	9.896	204.6375	22.7406	6.2489	199.1277	27.4742	3.7476	195.8507	29.6715	2.1836	192.1819	30.8517	1.0383
7	141.4028	0	14.2371	149.5402	15.0131	11.076	155.2113	26.3676	6.5664	157.5423	30.719	3.9449	158.5754	32.8004	2.2948	158.245	33.964	1.0803
8	97.4226	0	14.8286	96.0445	16.1587	11.0523	101.3011	26.8948	6.9528	111.1267	32.1221	4.1913	116.8659	34.7108	2.4755	120.9859	36.324	1.1366
9	81.6697	0	15.1065	60.1223	17.3734	10.7414	65.0571	27.0594	7.382	79.6857	33.4363	4.5553	90.2665	36.8965	2.6026	99.253	38.7546	1.1941
10	61.2378	0	15.1808	21.4655	17.3024	9.9204	25.9019	25.7088	7.1276	44.1703	32.1385	4.9916	61.4076	37.0011	2.9312	74.9601	40.1397	1.3092
11	32.1882	0	14.0494	-20.5875	15.6486	7.7322	-14.7235	21.1449	6.2097	2.2035	26.6261	5.0194	23.735	32.9247	3.2126	42.484	37.7266	1.5778
12	-1.4452	0	11.0487	-56.1999	10.7688	4.7885	-52.1928	13.4348	4.4269	-38.4388	17.7433	4.0059	-20.4733	23.2302	3.1917	2.9487	29.7122	1.5899
13	-53.06	0	6.1211	-83.8633	5.3197	2.1061	-80.9631	6.4142	2.2692	-74.5016	8.4107	2.4857	-62.6653	11.9978	2.4876	-39.6244	19.0019	1.4646
14	-83.4372	0	2.7399	-100.221	0.8133	0.3638	-100.1678	0.8602	0.3587	-99.4938	1.0876	0.4231	-80.9631	2.285	0.7693	-89.6405	4.1386	1.1519
15	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0

Ilustración 75FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

Curve #7			Curve #8			Curve #9			Curve #10			Curve #11			Curve #12		
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0
271.1715	12.2999	0	271.1715	8.2121	-0.7924	271.1715	6.6045	-0.8851	271.1715	5.7492	-0.9896	271.1715	4.8439	-1.2308	271.1715	3.5664	-1.7385
269.8186	18.333	0	271.1715	15.3582	-0.9083	271.1715	11.8504	-1.7881	271.1715	9.8265	-2.0789	271.1715	8.1984	-2.4428	271.1715	6.4916	-3.2456
244.3069	23.691	0	252.7713	21.6561	-0.9801	262.3943	18.9514	-2.0569	271.1715	15.5272	-3.1599	271.1715	12.8488	-3.9665	271.1715	9.9413	-5.3099
217.7522	28.0572	0	223.3503	26.8042	-0.9836	230.076	25.0747	-2.0896	238.1618	22.0893	-3.5965	245.295	17.887	-5.3532	240.6517	12.7848	-7.649
188.9853	31.6993	0	192.1819	30.8517	-1.0383	195.8507	29.6715	-2.1836	199.1277	27.4742	-3.7476	204.6375	22.7406	-6.2489	197.6885	13.9858	-9.896
157.769	34.6726	0	158.245	33.964	-1.0803	158.5754	32.8004	-2.2948	157.5423	30.719	-3.9449	155.2113	26.3676	-6.5664	149.5402	15.0131	-11.076
123.3723	37.1899	0	120.9859	36.324	-1.1366	116.8659	34.7108	-2.4755	111.1267	32.1221	-4.1913	101.3011	26.8948	-6.9528	96.0445	16.1587	-11.0523
106.1515	39.6579	0	99.253	38.7546	-1.1941	90.2665	36.8965	-2.6026	79.6857	33.4363	-4.5553	65.0571	27.0594	-7.382	60.1223	17.3734	-10.7414
86.3296	41.9812	0	74.9601	40.1397	-1.3092	61.4076	37.0011	-2.9312	44.1703	32.1385	-4.9916	25.9019	25.7088	-7.1276	21.4655	17.3024	-9.9204
59.9038	41.4245	0	42.484	37.7266	-1.5778	23.735	32.9247	-3.2126	2.2035	26.6261	-5.0194	-14.7235	21.1449	-6.2097	-20.5875	15.6486	-7.7322
26.3679	35.4202	0	2.9487	29.7122	-1.5899	-20.4733	23.2302	-3.1917	-38.4388	17.7433	-4.0059	-52.1928	13.4348	-4.4269	-56.1999	10.7688	-4.7885
-12.9783	26.5907	0	-39.6244	19.0019	-1.4646	-62.6653	11.9978	-2.4876	-74.5016	8.4107	-2.4857	-80.9631	6.4142	-2.2692	-83.8633	5.3197	-2.1061
-57.8177	13.8291	0	-89.6405	4.1386	-1.1519	-95.5323	2.285	-0.7693	-99.4938	1.0876	-0.4231	-100.1678	0.8602	-0.3587	-100.221	0.8133	-0.3638
-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0

Ilustración 76 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

Curve #13			Curve #14			Curve #15			Curve #16			Curve #17			Curve #18		
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0
271.1715	0	-4.9485	271.1715	-3.5664	-1.7385	271.1715	-4.8439	-1.2308	271.1715	-5.7492	-0.9896	271.1715	-6.6045	-0.8851	271.1715	-8.2121	-0.7924
265.7973	0	-7.7839	271.1715	-6.4916	-3.2456	271.1715	-8.1984	-2.4428	271.1715	-9.8265	-2.0789	271.1715	-11.8504	-1.7881	271.1715	-15.3582	-0.9083
239.1755	0	-9.9936	271.1715	-9.9413	-5.3099	271.1715	-12.8488	-3.9665	271.1715	-15.5272	-3.1599	262.3943	-18.9514	-2.0569	252.7713	-21.6561	-0.9801
209.636	0	-11.8644	240.6517	-12.7848	-7.649	245.295	-17.887	-5.3532	238.1618	-22.0893	-3.5965	230.076	-25.0747	-2.0896	223.3503	-26.8042	-0.9836
177.9714	0	-13.3155	197.6885	-13.9858	-9.896	204.6375	-22.7406	-6.2489	199.1277	-27.4742	-3.7476	195.8507	-29.6715	-2.1836	192.1819	-30.8517	-1.0383
141.4028	0	-14.2371	149.5402	-15.0131	-11.076	155.2113	-26.3676	-6.5664	157.5423	-30.719	-3.9449	158.5754	-32.8004	-2.2948	158.245	-33.964	-1.0803
97.4226	0	-14.8286	96.0445	-16.1587	-11.0523	101.3011	-26.8948	-6.9528	111.1267	-32.1221	-4.1913	116.8659	-34.7108	-2.4755	120.9859	-36.324	-1.1366
81.6697	0	-15.1065	60.1223	-17.3734	-10.7414	65.0571	-27.0594	-7.382	79.6857	-33.4363	-4.5553	90.2665	-36.8965	-2.6026	99.253	-38.7546	-1.1941
61.2378	0	-15.1808	21.4655	-17.3024	-9.9204	25.9019	-25.7088	-7.1276	44.1703	-32.1385	-4.9916	61.4076	-37.0011	-2.9312	74.9601	-40.1397	-1.3092
32.1882	0	-14.0494	-20.5875	-15.6486	-7.7322	-14.7235	-21.1449	-6.2097	2.2035	-26.6261	-5.0194	23.735	-32.9247	-3.2126	42.484	-37.7266	-1.5778
-1.4452	0	-11.0487	-56.1999	-10.7688	-4.7885	-52.1928	-13.4348	-4.4269	-38.4388	-17.7433	-4.0059	-20.4733	-23.2302	-3.1917	2.9487	-29.7122	-1.5899
-53.06	0	-6.1211	-83.8633	-5.3197	-2.1061	-80.9631	-6.4142	-2.2692	-74.5016	-8.4107	-2.4857	-62.6653	-11.9978	-2.4876	-39.6244	-19.0019	-1.4646
-83.4372	0	-2.7399	-100.221	-0.8133	-0.3638	-100.1678	-0.8602	-0.3587	-99.4938	-1.0876	-0.4231	-95.5323	-2.285	-0.7693	-89.6405	-4.1386	-1.1519
-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0

Ilustración 77 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

Curve #19			Curve #20			Curve #21			Curve #22			Curve #23			Curve #24		
270 deg	285 deg	300 deg	315 deg	330 deg	345 deg	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0	271.1715	0	0
271.1715	-12.2999	0	271.1715	-8.2121	0.7924	271.1715	-6.6045	0.8851	271.1715	-5.7492	0.9896	271.1715	-4.8439	1.2308	271.1715	-3.5664	1.7385
269.8186	-18.333	0	271.1715	-15.3582	0.9083	271.1715	-11.8504	1.7881	271.1715	-9.8265	2.0789	271.1715	-8.1984	2.4428	271.1715	-6.4916	3.2456
244.3069	-23.691	0	252.7713	-21.6561	0.9801	262.3943	-18.9514	2.0569	271.1715	-15.5272	3.1599	271.1715	-12.8488	3.9665	271.1715	-9.9413	5.3099
217.7522	-28.0572	0	223.3503	-26.8042	0.9836	230.076	-25.0747	2.0896	238.1618	-22.0893	3.5965	245.295	-17.887	5.3532	240.6517	-12.7848	7.649
188.9853	-31.6993	0	192.1819	-30.8517	1.0383	195.8507	-29.6715	2.1836	199.1277	-27.4742	3.7476	204.6375	-22.7406	6.2489	197.6885	-13.9858	9.896
157.769	-34.6726	0	158.245	-33.964	1.0803	158.5754	-32.8004	2.2948	157.5423	-30.719	3.9449	155.2113	-26.3676	6.5654	149.5402	-15.0131	11.076
123.3723	-37.1829	0	120.9859	-36.324	1.1366	116.8659	-34.7108	2.4755	111.1267	-32.1221	4.1913	101.3011	-26.8948	6.9528	96.0445	-16.1587	11.0523
106.1515	-39.6579	0	99.253	-38.7546	1.1941	90.2665	-36.8965	2.6026	79.6857	-33.4363	4.5553	65.0571	-27.0594	7.382	60.1223	-17.3734	10.7414
86.3296	-41.9812	0	74.9601	-40.1397	1.3092	61.4076	-37.0011	2.9312	44.1703	-32.1385	4.9916	25.9019	-25.7088	7.1276	21.4655	-17.3024	9.9204
59.9038	-41.4245	0	42.484	-37.7266	1.5778	23.735	-32.9247	3.2126	2.2035	-26.6261	5.0194	-14.7235	-21.1449	6.2097	-20.5875	-15.6486	7.7322
26.3679	-35.4202	0	2.9487	-29.7122	1.5899	-20.4733	-23.2302	3.1917	-38.4388	-17.7433	4.0059	-52.1928	-13.4348	4.4269	-56.1999	-10.7688	4.7885
-12.9783	-26.5907	0	-39.6244	-19.0019	1.4646	-62.6653	-11.9978	2.4876	-74.5016	-8.7407	2.4857	-80.9631	-6.4142	2.2692	-83.8693	-5.3197	2.1061
-57.8177	-13.8291	0	-89.6405	-4.1386	1.1519	-95.5323	-2.285	0.7693	-99.4938	-1.0876	0.4231	-100.1678	-0.8602	0.3587	-100.221	-0.8133	0.3638
-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0	-102.816	0	0

Como se ve en los cuadros extraídos del programa, existen 4 franjas que están resaltadas que también son escogidas como se ve en la figura.

Tabla 61 DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	271.1715	0	271.1715	0
2	271.1715	4.9485	271.1715	-4.9485
3	265.7973	7.7839	265.7973	-7.7839
4	239.1755	9.9936	239.1755	-9.9936
5	209.636	11.8644	209.636	-11.8644
6	177.9714	13.3155	177.9714	-13.3155
7	141.4028	14.2371	141.4028	-14.2371
8	97.4226	14.8286	97.4226	-14.8286
9	81.6697	15.1065	81.6697	-15.1065
10	61.2378	15.1808	61.2378	-15.1808
11	32.1882	14.0494	32.1882	-14.0494
12	-1.4452	11.0487	-1.4452	-11.0487
13	-53.06	6.1211	-53.06	-6.1211
14	-83.4372	2.7399	-83.4372	-2.7399
15	-102.816	0	-102.816	0

Tabla 62 DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	271.1715	0	271.1715	0
2	271.1715	12.2999	271.1715	-12.2999
3	269.8186	18.333	269.8186	-18.333
4	244.3069	23.691	244.3069	-23.691
5	217.7522	28.0572	217.7522	-28.0572
6	188.9853	31.6993	188.9853	-31.6993
7	157.769	34.6726	157.769	-34.6726
8	123.3723	37.1899	123.3723	-37.1899
9	106.1515	39.6579	106.1515	-39.6579
10	86.3296	41.9812	86.3296	-41.9812
11	59.9038	41.4245	59.9038	-41.4245
12	26.3679	35.4202	26.3679	-35.4202
13	-12.9783	26.5907	-12.9783	-26.5907
14	-57.8177	13.8291	-57.8177	-13.8291
15	-102.816	0	-102.816	0

Una vez escogido para los 4 cuadrantes procedemos a calcular las combinaciones en función de la demanda de la columna:

Ilustración 78 FIGURA CASOS DE CARGA

DEMANDA COLUMNA RU										
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 01	C2	703	Dead	0	-64.3014	1.5229	0.1724	-0.0005	0.123	1.4616
TECHO 01	C2	703	Live	0	-12.6859	0.4551	0.0237	-0.0002	0.0046	0.4363
TECHO 01	C2	703	SISXX Max	0	20.3333	1.9747	0.3411	0.0206	0.609	4.1567
TECHO 01	C2	703	SISYY Max	0	14.0436	0.0827	7.5598	0.0291	15.1616	0.1992
				DEAD	64.3014					
				LIVE	12.6859					

Tabla 63 COMBINACIONES DE DISEÑO

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	111.58799	0.18002	2.78795
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	116.56743	0.7685	6.529075
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	75.900825	-0.4495	-1.784325
	U4=0.9CM+SISXX	78.20456	0.7197	5.47214
	U5=0.9CM-SISXX	37.53796	-0.4983	-2.84126
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	110.27773	15.3211	2.571575
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	82.190525	-15.002	2.173175
	U4=0.9CM+SISYY	71.91486	15.2723	1.51464
	U5=0.9CM-SISYY	43.82766	-15.051	1.11624

Tabla 64 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X

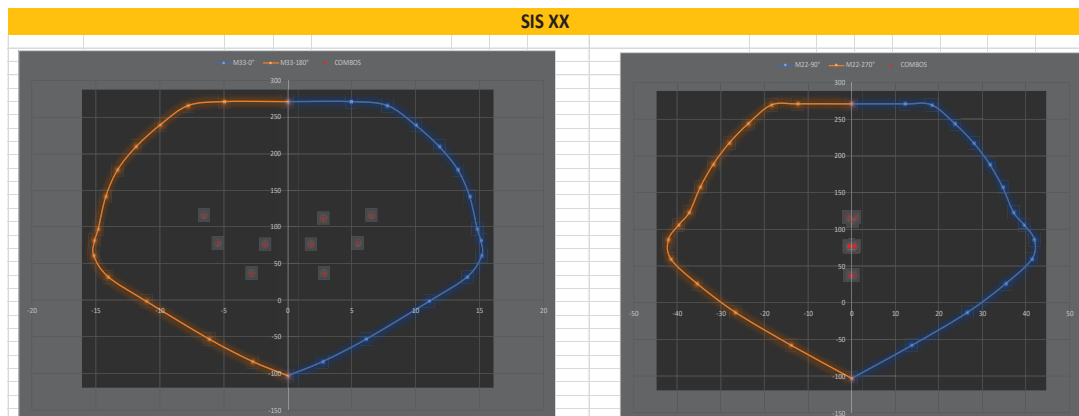
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	111.58799	0.18002	2.78795
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	116.56743	0.7685	6.529075
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	75.900825	-0.4495	-1.784325
	U4=0.9CM+SISXX	78.20456	0.7197	5.47214
	U5=0.9CM-SISXX	37.53796	-0.4983	-2.84126
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	110.27773	15.3211	2.571575
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	82.190525	-15.002	2.173175
	U4=0.9CM+SISYY	71.91486	15.2723	1.51464
	U5=0.9CM-SISYY	43.82766	-15.051	1.11624

Tabla 65 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X

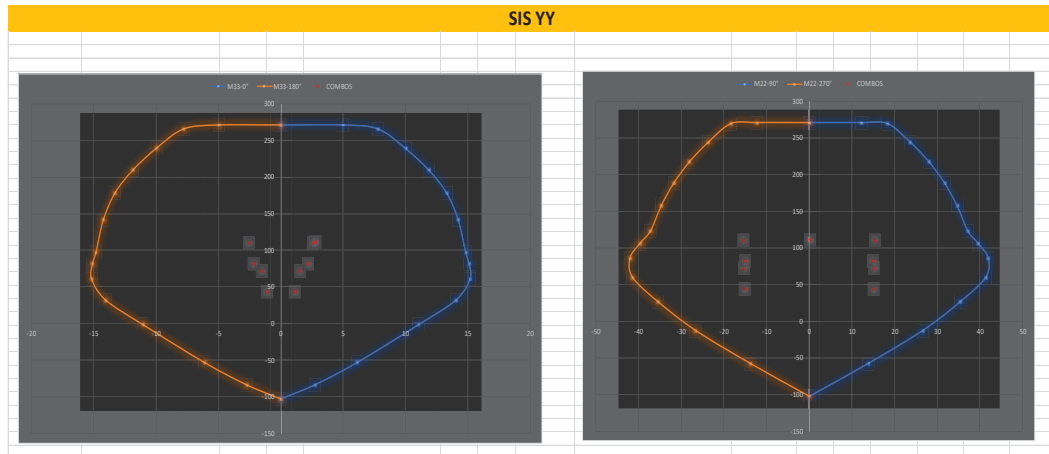
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	111.58799	0.18002	2.78795
SISMO YY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	110.277725	15.3211	2.571575
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	82.190525	15.0021	2.173175
	U4=0.9CM+SISYY	71.91486	15.2723	1.51464
	U5=0.9CM-SISYY	43.82766	15.0509	1.11624
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	110.277725	15.3211	-2.57158
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	82.190525	15.0021	-2.17318
	U4=0.9CM+SISYY	71.91486	15.2723	-1.51464
	U5=0.9CM-SISYY	43.82766	15.0509	-1.11624

Y en base a estos cuadros realizamos el diagrama de interacciones:

Ilustración 79 FIGURA N° DIAGRAMA DE INTERACCION CASO X-X

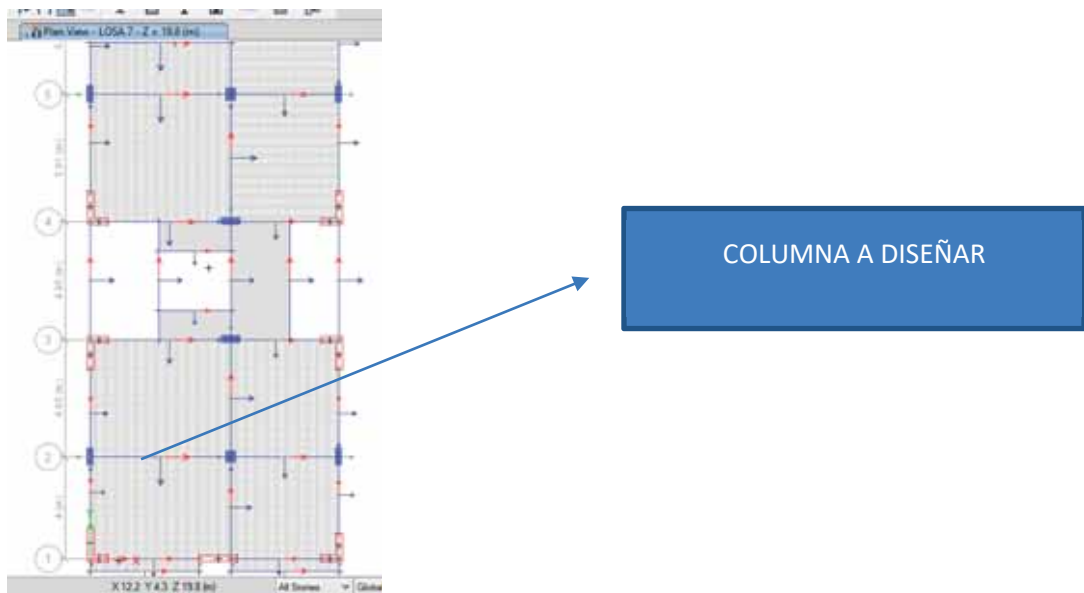


Como se ve la demanda para sismo X-X está dentro de diagrama

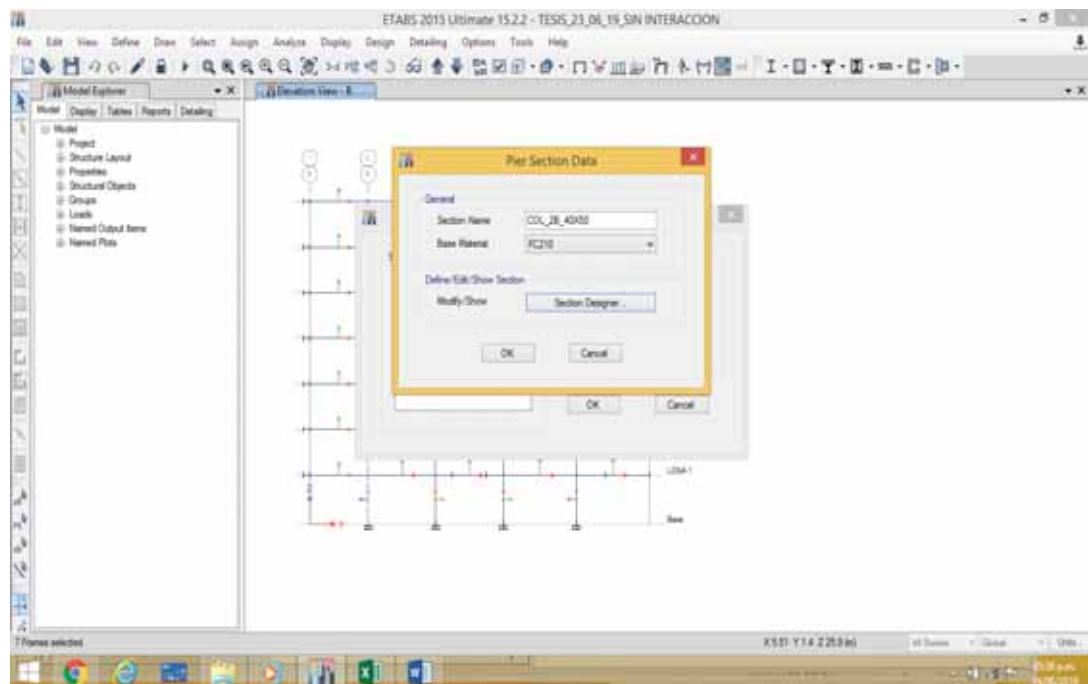
Ilustración 80 FIGURA N° DIAGRAMA DE INTERACCION CASO Y-Y

Del mismo modo para el sismo Y-Y la demanda está dentro del diagrama. Por consiguiente la distribución y sección de la columna cumple.

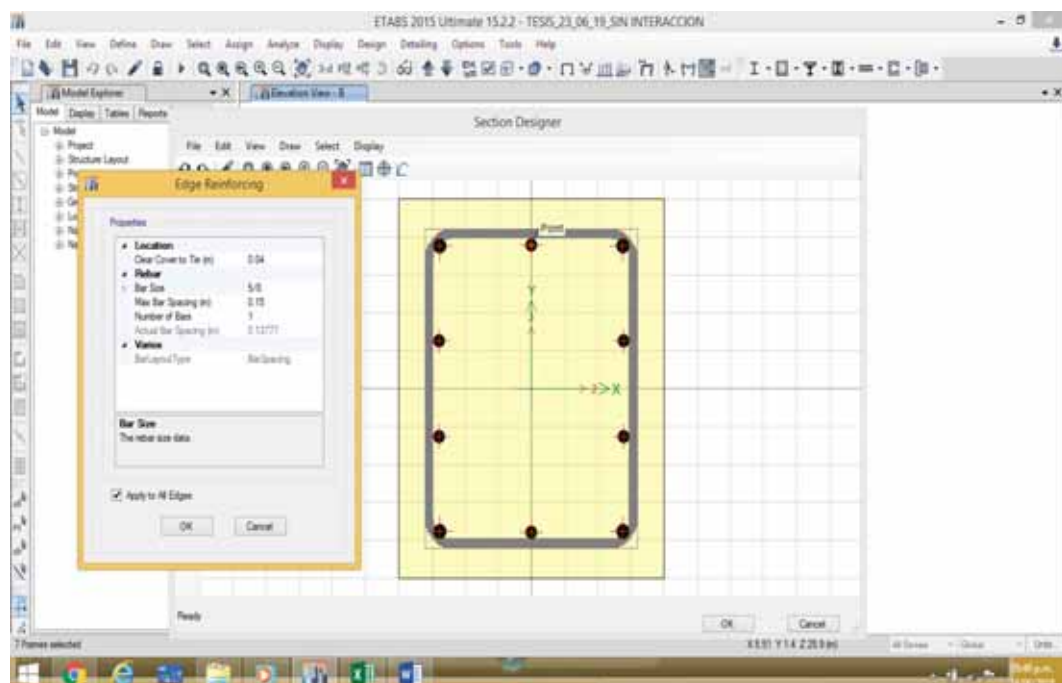
De la misma forma diseñaremos la columna 2B, pero mostrando resultados



Ahora extrayendo datos del programa etabs

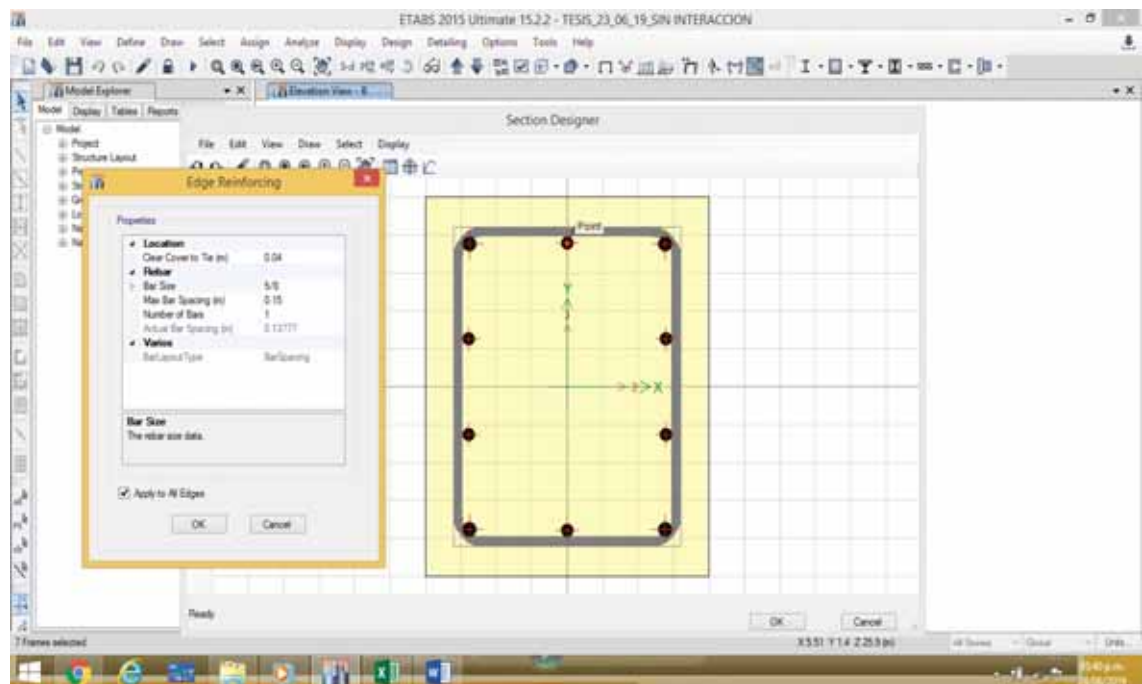
Ilustración 81 FIGURA DISEÑO COLIMNA 2B

Como se ve también todos los bordes se esta poniendo acero de 5/8:

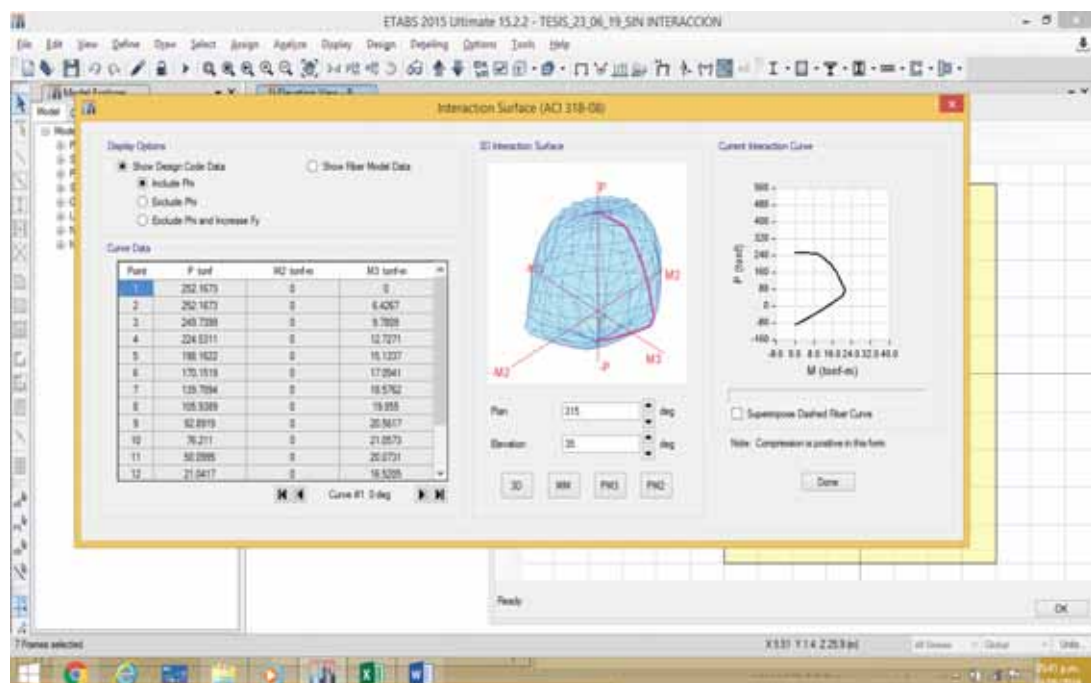
Ilustración 82 FIGURA DISEÑO COLIMNA 2B

Y en las esquinas acero de $\frac{3}{4}$

:

Ilustración 83 FIGURA DISEÑO COLIMNA 2B

Ahora generando diagrama de interacción:

Ilustración 84 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES 2B

Ahora extrayendo resultados del diagrama de interacciones de etabs.

Ilustración 85 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

	Curve #1			0 deg		Curve #2			15 deg		Curve #3			30 deg		Curve #4			45 deg		Curve #5			60 deg		Curve #6			75 deg	
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m			P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m			P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m			M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m			P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m			P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	
1	252.1673	0	0			252.1673	0	0			252.1673	0	0			0	252.1673	0	0			252.1673	0	0			252.1673	0	0	
2	252.1673	0	6.4267			252.1673	1.5738	3.0342			252.1673	2.172				1.3257	252.1673	2.7296	1.8236			252.1673	3.3586	1.4221			252.1673	4.1603	1.224	
3	249.7399	0	9.7809			252.1673	3.2788	5.5301			252.1673	4.1005				4.116	252.1673	4.9063	3.4033			252.1673	5.962	2.8939			252.1673	8.0738	2.1962	
4	224.5311	0	12.7271			248.7881	4.4075	9.1065			252.1673	6.5241				6.6047	252.1673	7.8901	5.4356			252.1673	9.6398	4.386			241.8184	12.9505	2.2909	
5	198.1622	0	15.1337			215.6803	4.6519	12.6631			228.7508	8.7251				9.351	230.2422	11.0534	7.3332			223.1062	13.9947	5.0854			212.0575	16.807	2.4069	
6	170.1519	0	17.0541			181.0911	4.9596	15.1466			190.6586	10.0562				11.998	192.3163	14.1165	8.7314			186.0088	17.5216	5.3815			180.1687	19.6199	2.5246	
7	139.7094	0	18.5762			143.0763	5.3241	16.6473			145.3592	10.6797				13.7946	146.6418	16.3426	9.3425			146.1835	19.5717	5.6718			145.8689	21.4863	2.7591	
8	105.9389	0	19.855			100.7693	5.8154	17.2237			95.8955	11.3495				13.971	95.9465	16.521	9.8917			102.4245	20.1567	6.1517			107.3949	22.4856	2.9971	
9	92.8919	0	20.5617			74.6689	6.0634	17.8422			63.2176	12.0696				13.7502	63.3551	16.3662	10.4339			73.3041	20.6262	6.6886			83.9223	23.7137	3.0693	
10	76.211	0	21.0573			46.0794	6.6349	17.2165			29.0517	11.8384				12.9559	28.6579	15.3648	10.1129			39.8646	19.5184	7.0896			59.2332	23.5666	3.5755	
11	50.0995	0	20.0731			11.2175	7.0043	14.181			-7.8485	-10.4569				10.4698	-8.0936	12.7125	8.7435			1.5691	-15.7702	-6.9895			25.9373	-20.9304	-3.7501	
12	21.0417	0	16.5205			-28.8015	-6.3333	-8.9878			-41.2129	-7.4786				6.6788	-40.6248	-8.3994	-10.0367			5.6516	-12.7972	-14.7807			3.5373	-17.0817	-0.6084	
13	-15.9067	0	11.3962			-61.8651	-4.2594	-4.083			-66.7631	-4.0628				3.2248	-66.2826	-4.2713	-3.2007			-63.7802	-4.8595	-3.3398			-53.426	-7.0817	-0.6621	
14	-68.071	0	3.6853			-84.4782	-0.6733	-0.6084			-85.1813	-0.5669				0.4673	-85.1918	-0.5794	-0.4542			-84.8085	-0.678	-0.5016			-83.3597	-1.0291	-0.6621	
15	-87.696	0	0			-87.696	0	0			-87.696	0	0			0	-87.696	0	0			-87.696	0	0			-87.696	0	0	

Ilustración 86 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

Curve #7	90 deg		Curve #8	105 deg		Curve #9	120 deg		Curve #10	135 deg		Curve #11	150 deg		Curve #12	165 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0
252.1673	7.8622	0	252.1673	4.1603	-1.224	252.1673	3.3586	-1.4221	252.1673	2.7296	-1.8236	252.1673	2.172	-2.3257	252.1673	1.5738	-3.0342
251.164	11.9614	0	252.1673	8.0738	-2.1962	252.1673	5.962	-2.8939	252.1673	4.9063	-3.4033	252.1673	4.1005	-4.116	252.1673	3.2788	-5.5301
226.4485	15.5507	0	241.8184	12.9505	-2.2909	252.1673	9.6398	-4.386	252.1673	7.8901	-5.4356	252.1673	6.5241	-6.6047	248.7881	4.4075	-9.1065
200.6061	18.4876	0	212.0575	16.807	-2.4069	223.1062	13.9947	-5.0854	230.2422	11.0534	-7.3332	228.7508	8.7251	-9.351	215.6803	4.6519	-12.6631
173.6897	20.7959	0	180.1687	19.6199	-2.5246	186.0088	17.5216	-5.3815	192.3163	14.1165	-8.7314	190.6586	10.0562	-11.998	181.0911	4.9596	-15.1466
143.9805	22.6271	0	145.8689	21.4863	-2.7591	146.1835	19.5717	-5.6718	146.6418	16.3426	-9.3425	145.3592	10.6797	-13.7946	143.0763	5.3241	-16.6473
110.7418	24.1023	0	107.3949	22.4856	-2.9971	102.4245	20.1567	-6.1517	95.9465	16.521	-9.8917	95.8955	11.3495	-13.971	100.7693	5.8154	-17.2237
96.6267	25.4407	0	83.9223	23.7137	-3.0693	73.3041	20.6262	-6.6886	63.3551	16.3662	-10.4339	63.2176	12.0696	-13.7502	74.6689	6.0634	-17.8422
78.6403	26.7436	0	59.2332	23.5666	-3.5755	39.8646	19.5184	-7.0896	28.6579	15.3648	-10.1129	29.0517	11.8384	-12.9559	46.0794	6.6349	-17.2165
54.9988	25.5532	0	25.9373	20.9304	-3.7501	1.5691	-15.7702	-6.9895	-8.0936	12.7125	-8.7435	-7.8485	10.4569	-10.9598	11.2175	7.0043	-14.181
19.6404	21.0537	0	-12.7972	-14.7807	-3.6619	-34.3804	-10.0367	-5.6516	-40.6248	-8.3994	-6.0845	-41.2129	-7.4786	-6.6788	-28.8015	6.3333	-8.9878
-12.4427	-15.3891	0	-53.426	-7.0817	-3.5373	-63.7802	-4.8595	-3.3398	-66.2826	-4.2713	-3.2007	-66.7631	-4.0628	-3.2248	-61.8651	-4.2594	-4.083
Curve #13	180 deg		Curve #14	195 deg		Curve #15	210 deg		Curve #16	225 deg		Curve #17	240 deg		Curve #18	255 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0	252.1673	0	0
252.1673	0	-6.4267	252.1673	-1.5738	-3.0342	252.1673	-2.172	-2.3257	252.1673	-2.7296	-1.8236	252.1673	-3.3586	-1.4221	252.1673	-4.1603	-1.224
249.7399	0	-9.7809	252.1673	-3.2788	-5.5301	252.1673	-4.1005	-4.116	252.1673	-4.9063	-3.4033	252.1673	-5.962	-2.8939	252.1673	-8.0738	-2.1962
224.5311	0	-12.7271	248.7881	-4.4075	-9.1065	252.1673	-6.5241	-6.6047	252.1673	-7.8901	-5.4356	252.1673	-9.6398	-4.386	241.8184	-12.9505	-2.2909
198.1622	0	-15.1337	215.6803	-4.6519	-12.6631	228.7508	-8.7251	-9.351	230.2422	-11.0534	-7.3332	223.1062	-13.9947	-5.0854	212.0575	-16.807	-2.4069
170.1519	0	-17.0541	181.0911	-4.9596	-15.1466	190.6586	-10.0562	-11.998	192.3163	-14.1165	-8.7314	186.0088	-17.5216	-5.3815	180.1687	-19.6199	-2.5246
139.7094	0	-18.5762	143.0763	-5.3241	-16.6473	145.3592	-10.6797	-13.7946	146.6418	-16.3426	-9.3425	146.1835	-19.5717	-5.6718	145.8689	-21.4863	-2.7591
105.9389	0	-19.855	100.7693	-5.8154	-17.2237	95.8955	-11.3495	-13.971	95.9465	-16.521	-9.8917	102.4245	-20.1567	-6.1517	107.3949	-22.4856	-2.9971
92.8919	0	-20.5617	74.6689	-6.0634	-17.8422	63.2176	-12.0696	-13.7502	63.3551	-16.3662	-10.4339	73.3041	-20.6262	-6.6886	83.9223	-23.7137	-3.0693
76.211	0	-21.0573	46.0794	-6.6349	-17.2165	29.0517	-11.8384	-12.9559	28.6579	-15.3648	-10.1129	39.8646	-19.5184	-7.0896	59.2332	-23.5666	-3.5755
50.0995	0	-20.0731	11.2175	-7.0043	-14.181	-7.8485	-10.4569	-10.4698	-8.0936	-12.7125	-8.7435	1.5691	-15.7702	-6.9895	25.9373	-20.9304	-3.7501
21.0417	0	-16.5205	-28.8015	-6.3333	-8.9878	-41.2129	-7.4786	-6.6788	-40.6248	-8.3994	-6.0845	-34.3804	-10.0367	-5.6516	-12.7972	-14.7807	-3.6619
-15.9067	0	-11.3962	-61.8651	-4.2594	-4.083	-66.7631	-4.0628	-3.2248	-66.2826	-4.2713	-3.2007	-63.7802	-4.8595	-3.3398	-53.426	-7.0817	-0.6084
-68.071	0	-3.6853	-84.4782	-0.6733	-0.6084	-85.1813	-0.5669	-0.4673	-85.1918	-0.5794	-0.4542	-84.8085	-0.678	-0.5016	-83.3597	-1.0291	-0.6621
-87.696	0	0	-87.696	0	0	-87.696	0	0	-87.696	0	0	-87.696	0	0	-87.696	0	0

Ilustración 88 FIGURA DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

Curve #19	270 deg			Curve #20	285 deg			Curve #21	300 deg			Curve #22	315 deg			Curve #23	330 deg			Curve #24	345 deg		
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m		P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m		P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m		P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m		P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m		
252.1673	0	0		252.1673	0	0		252.1673	0	0		252.1673	0	0		252.1673	0	0	252.1673	0	0		
252.1673	-7.8622	0		252.1673	-4.1603	1.224		252.1673	-3.586	1.4221		252.1673	-2.7296	1.8236		252.1673	-2.172	2.3257	252.1673	-1.5738	3.0342		
251.164	-11.9614	0		252.1673	-8.0738	2.1962		252.1673	-5.962	2.8939		252.1673	-4.9063	3.4033		252.1673	-4.1005	4.116	252.1673	-3.2788	5.5301		
226.4485	-15.5507	0		241.8184	-12.9505	2.2909		252.1673	-9.6398	4.386		252.1673	-7.8901	5.4356		252.1673	-6.5241	6.6047	248.7881	-4.4075	9.1065		
200.6061	-18.4876	0		212.0575	-16.807	2.4069		223.1062	-13.9947	5.0854		230.2422	-11.0534	7.3332		228.7508	-8.7251	9.351	215.6803	-4.6519	12.6631		
173.6897	-20.7959	0		180.1687	-19.6199	2.5246		186.0088	-17.5216	5.3815		192.3163	-14.1165	8.7314		190.6586	-10.0562	11.998	181.0911	-4.9596	15.1466		
143.9805	-22.6271	0		145.8689	-21.4863	2.7591		146.1835	-19.5717	5.6718		146.6418	-16.3426	9.3425		145.3592	-10.6797	13.7946	143.0763	-5.3241	16.6473		
110.7418	-24.1023	0		107.3949	-22.4856	2.9971		102.4245	-20.1567	6.1517		95.9465	-16.5211	9.8917		95.8955	-11.3495	13.971	100.7693	-5.8154	17.2237		
96.6267	-25.4407	0		83.9223	-23.7137	3.0693		73.3041	-20.6262	6.6686		63.3551	-16.3662	10.4339		63.2176	-12.0696	13.7502	74.6689	-6.0634	17.8422		
68.6203	-26.7436	0		59.2332	-23.5666	3.5755		39.8646	-19.5184	7.0896		28.6579	-15.3648	10.1129		29.0517	-11.8384	12.9559	46.0794	-6.6349	17.2165		
54.9988	-25.5532	0		25.9373	-20.9304	3.7501		1.5691	-15.7702	6.9895		-8.0936	-12.7125	8.7435		-7.8485	-10.4569	10.4698	11.2175	-7.0004	14.181		
19.6440	-21.0537	0		-12.7972	-14.7807	3.6619		-34.3804	-10.0367	5.6516		-60.6248	-4.8934	6.0845		-41.2129	-7.4786	6.6788	-28.8015	-6.3333	8.9878		
-12.4427	-15.3981	0		-53.426	-7.0817	3.5313		-63.7802	-4.8595	3.3398		-66.2826	-3.2799	3.2047		-66.7631	-0.4628	3.2248	-61.8651	-4.2594	4.083		
-66.2928	-4.9633	0		-83.3597	-1.0291	0.6621		-84.8085	-0.678	0.5016		-85.1918	-0.5794	0.4542		-85.1813	-0.5669	0.4673	-84.7482	-0.6733	0.6084		
-87.696	0	0		-87.696	0	0		-87.696	0	0		-87.696	0	0		-87.696	0	0	-87.696	0	0		

Tabla 66 DATOS DIAGRAMA DE INTERACCION

PUNTOS	O ⁶	M33		180"
		PhiMn	phiPn	
1	252.1673	-	252.167	rt
2	252.1673	6.4267	252.167	-6.4267
3	243.7399	S.TÍOS	243.739	-9.7809
4	224.5311	12.7271	224.531	-12.7271
5	198.1622	15.1337	198.162	-15.1337
6	170.1519	17.C641	170.151	-17.C541
7	139.7094	18.5762	139.709	-18.5762
8	105.3383	13.855	105.938	-19.855
9	92.8919	20.5617	92.8919	-20.5617
10	76.211	21.C573	76.211	-21.0573
11	50.0995	20.0731	50.0995	-20.0731
12	21.0417	16.5205	21.0417	-16.5205
13	-15.9067	11.3362	-	-11.3362
14	-68.071	3.6853	-68.071	-3.6853
15	-87.696	-	-87.696	rt

Tabla 67 DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION DATOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	252.1673	0	252.1673	0
2	252.1673	7.8622	252.1673	-7.8622
3	251.164	11.9614	251.164	-11.9614
4	226.4485	15.5507	226.4485	-15.5507
5	200.6061	18.4876	200.6061	-18.4876
6	173.6897	20.7959	173.6897	-20.7959
7	143.9805	22.6271	143.9805	-22.6271
8	110.7418	24.1023	110.7418	-24.1023
9	96.6267	25.4407	96.6267	-25.4407
10	78.6403	26.7436	78.6403	-26.7436
11	54.9988	25.5532	54.9988	-25.5532
12	19.6404	21.0537	19.6404	-21.0537
13	-12.4427	15.3891	-12.4427	-15.3891
14	-66.2928	4.9633	-66.2928	-4.9633
15	-87.696	0	-87.696	0

Ahora se generan los diagramas de interacciones de estos 4 cuadrantes y también se incluyen las demandas de las columnas:

Tabla 68 CASOS DE CARGA

DEMANDA COLUMNA RU										
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 01	C2	703	Dead	0	-99.3695	-1.0245	0.191	-0.0006	0.1659	-0.9321
TECHO 01	C2	703	Live	0	-27.2132	-0.1845	0.0478	-0.0003	0.038	-0.1651
TECHO 01	C2	703	SISXX Max	0	6.342	4.1283	0.2967	0.0245	0.2925	7.7423
TECHO 01	C2	703	SISYY Max	0	4.6074	0.2743	3.8035	0.0346	7.6882	0.4652
				DEAD	99.3695					
				LIVE	27.2132					

Tabla 69 COMBINACIONES DE DISEÑO

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	185.37974	0.29686	-1.58561
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	164.57038	0.54738	6.3708
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	151.88638	-0.0376	-9.1138
	U4=0.9CM+SISXX	95.77455	0.44181	6.90341
	U5=0.9CM-SISXX	83.09055	-0.1432	-8.58119
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	162.83578	7.94308	-0.9063
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	153.62098	-7.4333	-1.8367
	U4=0.9CM+SISYY	94.03995	7.83751	-0.37369
	U5=0.9CM-SISYY	84.82515	-7.5389	-1.30409

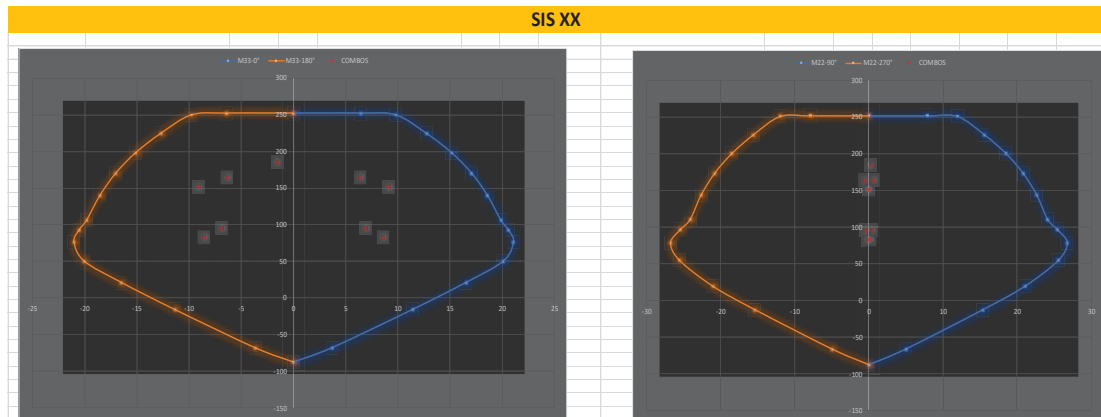
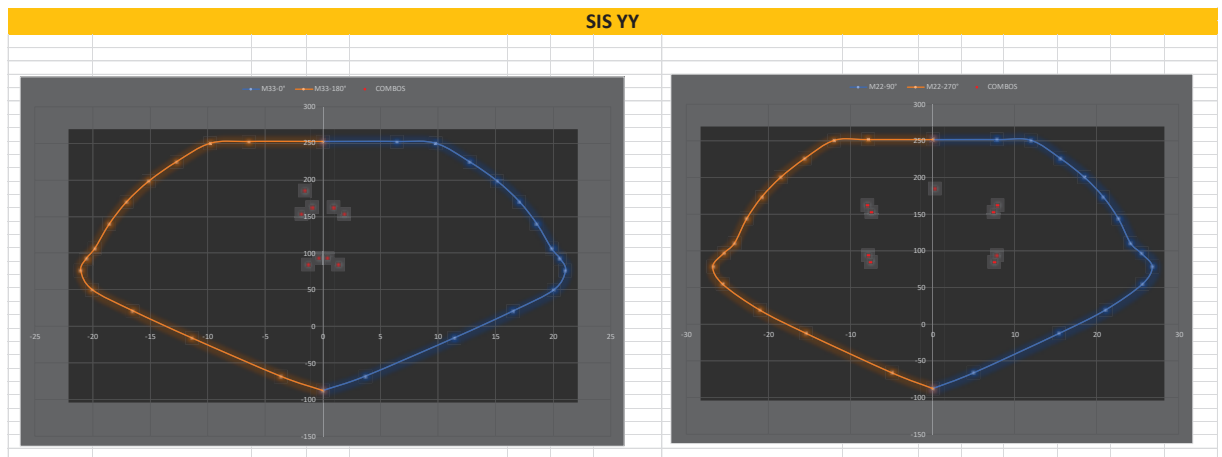
Tabla 70 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	185.37974	0.29686	-1.58561
SISMO XX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	164.570375	0.54737 5	6.3708
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	151.886375	- 0.03763	-9.1138
	U4=0.9CM+SISXX	95.77455	0.44181	6.90341
	U5=0.9CM-SISXX	83.09055	- 0.14319	-8.58119
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	164.570375	- 0.54738	-6.3708
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	151.886375	0.03762 5	9.1138
	U4=0.9CM+SISXX	95.77455	- 0.44181	-6.90341
	U5=0.9CM-SISXX	83.09055	0.14319	8.58119

Tabla 71 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	185.37974	0.29686	-1.58561
SISMO YY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	162.835775	7.943075	-0.9063
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	153.620975	-7.43333	-1.8367
	U4=0.9CM+SISYY	94.03995	7.83751	-0.37369
	U5=0.9CM-SISYY	84.82515	-7.53889	-1.30409
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	162.835775	-7.94308	0.9063
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	153.620975	7.433325	1.8367
	U4=0.9CM+SISYY	94.03995	-7.83751	0.37369
	U5=0.9CM-SISYY	84.82515	7.53889	1.30409

Generando los diagramas con los 4 cuadrantes.

Ilustración 89 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION CASO X-X**Ilustración 90 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCION CASO Y-Y**

Las demás columnas cumplen con sus cuantías y secciones.

5.1.5. DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)

Los muros de corte son aquellos que además de las cargas verticales, también reciben cargas horizontales paralelas a su plano, principalmente provenientes de solicitaciones sísmicas. En nuestro medio son conocidos como “placas” y en edificios altos su uso es fundamental, ya que aportan rigidez lateral ayudando a controlar los desplazamientos durante un evento sísmico.

En las placas cabe resaltar según sus estados de carga:

Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.

Muros sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano, denominados muros de corte o placas.

Muros sometidos a cargas normales a su plano, denominados muros de contención.

Los muros de carga están sujetos a compresión o flexo-compresión, por lo que deberán ser diseñados básicamente como columnas.

Los muros cortantes están sometidos generalmente a cargas laterales de sismo, las cuales por su gran rigidez absorben grandes cortantes y que a su producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos bajos.

Si los muros son altos los elementos de comportan como elementos sometidos a flexo-compresión y cortante pudiendo ser diseñado como columnas.

Si los muro son bajos, el comportamiento en flexo-compresión ya no puede ser analizado con las hipótesis usuales de flexión. (ANTONIO BLANCO BLASCO).

5.1.4.1. Refuerzo mínimo horizontal y vertical

La norma específica cuantías mínimas en placas debido a las dimensiones importantes que tienen.

$$\rho_{\text{horizontal}} = 0.002 \quad \text{y} \quad \rho_{\text{vertical}} = 0.0015$$

Estos mínimos aplican siempre y cuando no se requiera cuantías mayores por corte. El espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni 40 cm. Si el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro. El refuerzo vertical no necesita estar confinado salvo que su cuantía exceda de 0.01.

5.1.4.2. Diseño por flexión.

De acuerdo a la esbeltez del elemento, su comportamiento por flexión varía notablemente, por consiguiente el diseño del refuerzo vertical por flexión debe diferenciarse para dos casos:

Se asume el acero principal en los núcleos confinados y el acero repartido en el resto de la sección. Se ubican los núcleos confinados en los extremos y donde se presenten vigas o muros perpendiculares al plano del elemento. Por último, se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (M_u, P_u) para comprobar la validez de la iteración.

5.1.4.3. Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)

El comportamiento de muros esbeltos es similar a columnas, donde las fallas mas probables son las del tipo dúctil, debido a la formación de rotulas plásticas en la base. Por consiguiente el diseño se va a realizar por flexo-compresión.

Se asume el acero principal en los núcleos confinados y el acero repartido en el resto de la sección. Se ubican los núcleos confinados en los extremos y donde se presenten vigas o muros perpendiculares al plano del elemento. Por último, se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (M_u, P_u) para comprobar la validez de la iteración.

5.1.4.4. Muros bajos ($H/L < 1$)

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento, por lo tanto la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento no corresponde a la de un elemento sometido a flexocompresión y es semejante al de una viga de gran peralte.

Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión (Blanco, 1994).

$$M_u = \phi A_s f_y z ; \quad \text{donde} \quad z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L} \right) ; \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \quad \text{y} \quad z \\ = 1.2H \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} \leq 0.5$$

5.1.4.5. Diseño por corte.

La norma E-060 en su artículo 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones para el diseño del refuerzo por corte por placas.

El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando la magnitud de la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t \cdot d ; \quad \text{si } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f'_c \quad V_c = 0 \quad \text{si } \frac{P_u}{A_g} < 0.1 f'_c$$

Donde t es el espesor del muro y d el peralte efectivo, el cual deberá ser calculado mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones, sin embargo la Norma E.060 permite el uso de $d=0.8 \cdot L$

Además la norma E-060 del RNE señala algunos límites para las resistencias calculadas.

$$V_c \leq \alpha_c \sqrt{f'_c} t \cdot d ; \quad \text{donde } \alpha_c = 0.80 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \quad \text{y} \quad \alpha_c = 0.53 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

Donde el valor de α_c varia linealmente para valores intermedios H/L . Además se especifica un límite para el valor $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} t \cdot d \text{ intermediosar por flexo-compresión.}$$

si $V_n \leq 0.27 \sqrt{f'_c} t \cdot d$, se requerirá el refuerzo mínimo especificado en la sección 10.1

si $V_n > 0.27 \sqrt{f'_c} t \cdot d$, o $V_u > \phi V_c$, se deberá la cuantia del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad ; \quad \rho_h = \frac{V_s}{f_y t \cdot d} \quad ; \quad \rho_{h \min} = 0.0025$$

Además, la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculado según:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) ; \quad \rho_{v \min} = 0.0025$$

La norma E-060 del RNE indica que no es necesario considerar la cuantía del refuerzo vertical mayor que la horizontal, salvo que la relación H/L sea menor a 2, en cuyo caso si será necesario considerar que $\rho_v \geq \rho_h$. Para el espaciamiento vertical como horizontal, se debe cumplir que:

$$S_{\max} = 3t \quad y \quad S_{\max} = 40\text{cm}$$

Cabe resaltar que en el capítulo 21 de la norma E-060 del reglamento nacional de edificaciones, señala que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro.

$$V_{u_{\text{diseño}}} \geq V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right) ; \quad \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

Y esta fuerza deberá ser considerada para el diseño en una altura medida desde la base no menor de L y $\frac{M_u}{(4V_u)}$, previendo la formación de rotulas plásticas.

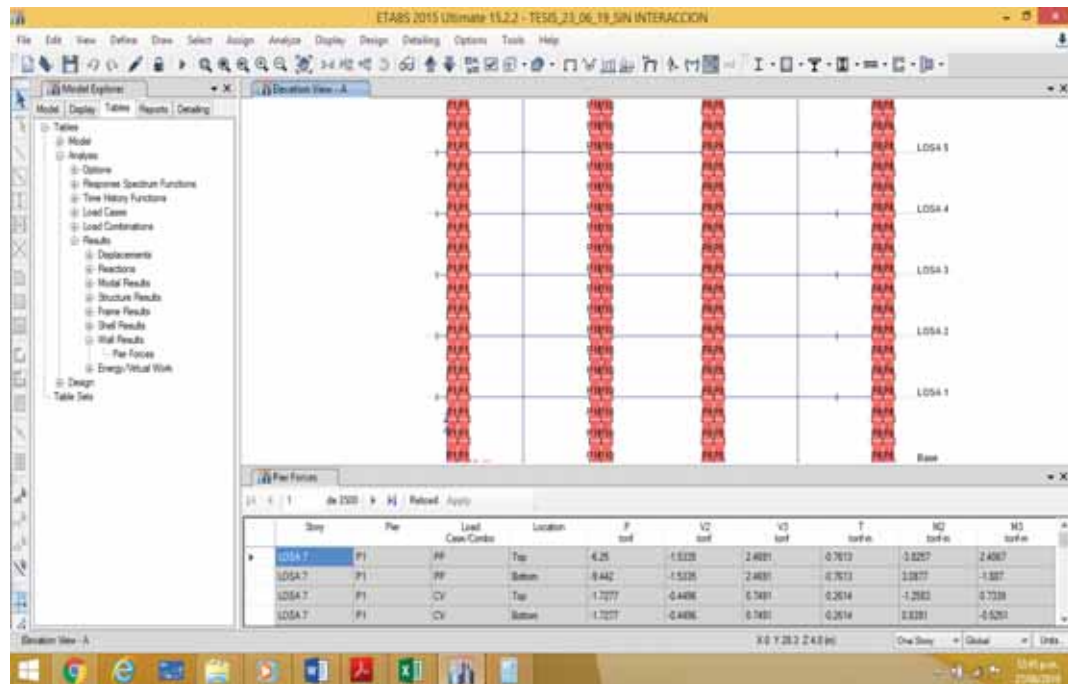
Los núcleos de borde en las placas son los que van a aportar para flexo compresión

5.1.4.6. Ejemplo de diseño.

Vamos a diseñar la placa P-01, denominada en los programas como PIER-01 de la siguiente manera.

Para nombrarlas todas las placas en el programa se les asigna un PIER, por tanto esto se nota en las siguientes figuras.

Ilustración 91 FIGURA DISEÑO DE PLACA PL-01

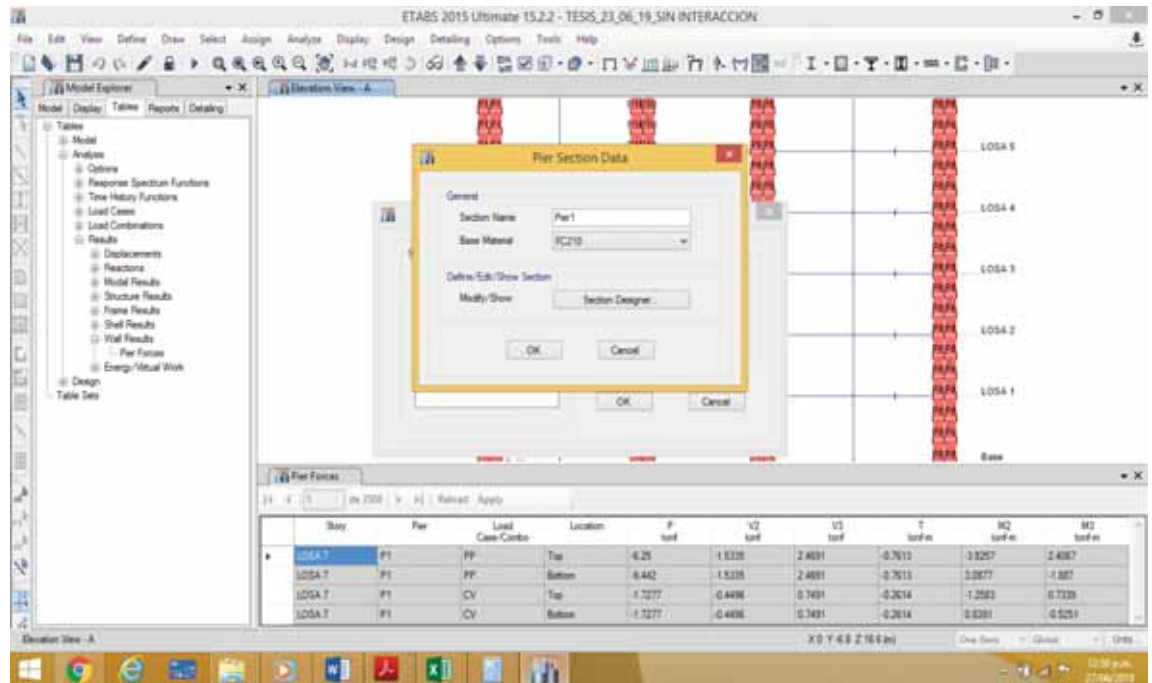


Extraemos los datos del programa pidiendo fuerza y momentos en WALL RESULT-PIER FORCES, y esto lo llevamos al Excel, debido a que se diseñara de forma manual.

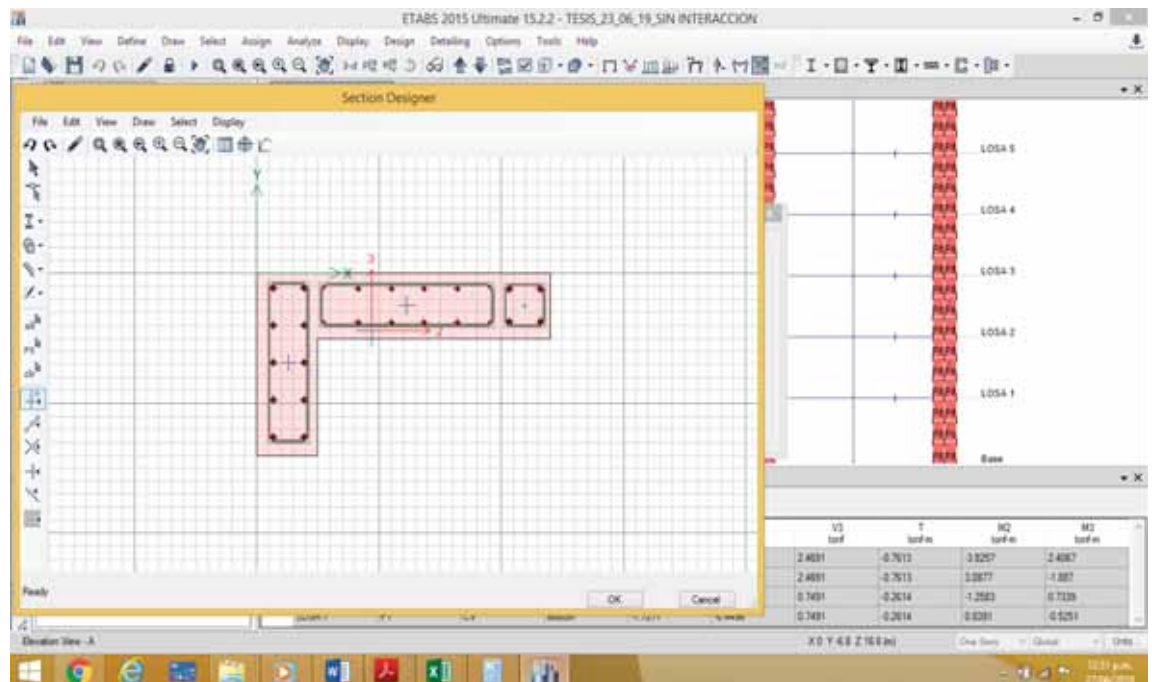
Ilustración 92 FIGURA CASOS DE CARGA PL-01

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	EXTRACCION DATOS DE PLACAS									
2	Story	Pier	Load Case/Con	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
005	LOSA 1	P1	PP	Bottom	-77.5526	-0.2177	0.9341	-0.3488	1.1654	0.1342
007	LOSA 1	P1	CV	Bottom	-11.6475	-0.0502	0.228	-0.0965	0.3162	0.116
013	LOSA 1	P1	SDX Max	Bottom	41.6793	8.5641	12.4912	5.2721	42.937	39.2386
015	LOSA 1	P1	SDY Max	Bottom	56.8674	20.7292	4.5942	4.2077	23.2246	86.2177
504										

Con la ayuda del programa extraemos los diagramas de interaccion.

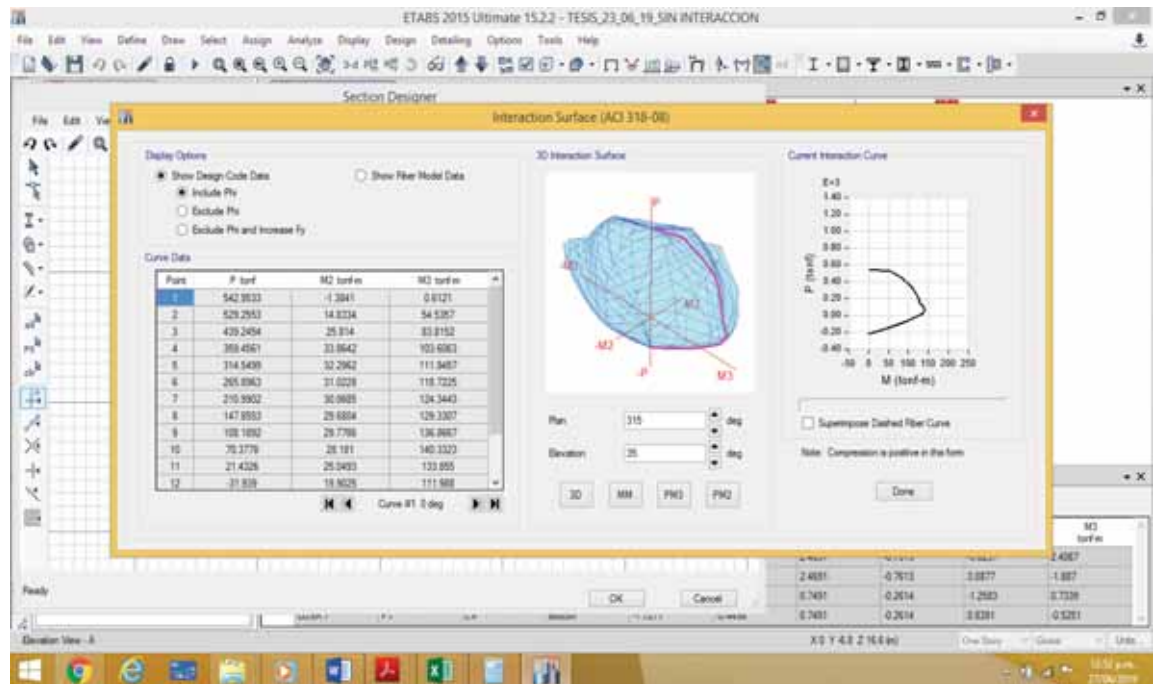
Ilustración 93 FIGURA DISEÑO DE PLACAS PL-01

Y dibujamos la sección de la placa como se muestra en la figura siguiente:

Ilustración 94 FIGURA N° DISEÑO DE PLACAS PL-01

Y generamos el diagrama de interacciones

Ilustración 95 FIGURA N° DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01



Y como se ve estos datos extraemos a las hojas de calculo creadas de la misma forma que en las columnas el diagrama se ha dividido en 15 parte como se:

Ilustración 96 FIGURA N° DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01

	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5			Curve #6		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121
2	529.2553	14.8334	54.5357	542.9533	14.0935	30.7003	542.9533	12.1283	24.7002	542.9533	11.5809	21.5267	542.9533	11.9199	19.0567	542.9533	13.1463	16.5212
3	439.2454	25.814	83.8152	504.8282	28.5407	62.2802	542.9533	27.9057	45.0741	542.9533	26.2358	37.6199	542.9533	24.9552	32.2939	542.9533	23.7523	26.8289
4	359.4561	33.8642	103.6063	411.3316	37.3867	90.8641	472.9376	39.9893	70.4378	514.6198	38.203	55.9018	542.9533	35.5638	46.4241	542.9533	32.7918	37.6907
5	314.5499	32.2962	111.9457	355.9174	36.2682	104.695	400.6414	40.5823	93.2918	456.219	43.9703	74.7512	497.846	42.8436	60.9953	534.7641	40.1653	49.071
6	265.8963	31.0228	118.7225	303.4972	34.6209	114.4112	343.7431	38.5898	107.5063	394.3569	43.7189	94.3654	448.7502	46.9795	76.4369	496.5974	46.0179	61.1179
7	210.9902	30.0685	124.3443	245.9757	33.4067	121.9674	282.0672	36.9569	118.2492	326.8913	41.5489	110.9352	393.1235	48.1564	93.2293	453.5257	50.4273	73.9343
8	147.8553	29.6804	129.3307	180.2077	32.769	128.0035	212.757	35.982	126.2284	251.6365	40.0079	122.6501	311.1926	46.4398	112.7741	400.5977	53.7551	88.2259
9	108.1892	29.7786	136.8667	131.5293	32.6158	139.0103	160.1271	35.9986	139.0663	197.2687	40.0977	137.5601	253.4316	46.2892	132.6507	361.443	57.7881	109.5754
10	70.3778	28.181	140.3323	88.3267	30.6739	143.8591	108.4087	33.4987	146.9308	137.6229	37.5637	148.4898	185.3542	44.0822	146.8951	292.115	58.098	131.6489
11	21.4326	25.0493	133.855	33.347	27.0253	137.0152	46.1536	29.166	139.9983	63.1846	32.1112	142.5889	94.141	37.4032	143.8391	173.506	50.4601	136.1125
12	-31.939	19.9025	111.988	-29.076	20.9889	112.791	-25.7714	22.2926	113.0099	-21.1364	24.0557	112.7688	-11.4357	27.1802	111.9957	26.3431	35.8593	106.5142
13	-83.9253	14.8956	85.9047	-90.5719	15.0732	81.8574	-97.8313	15.3932	76.9548	-105.802	15.9446	70.8025	-111.771	16.7873	64.9614	-102.3606	20.1275	63.38
14	-148.4791	8.6769	47.9208	-164.11	8.0591	37.2763	-177.2304	7.5473	28.0023	-186.028	7.0806	21.7112	-189.885	6.9063	18.7893	-187.4598	7.461	19.6663
15	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219

Ilustración 97 FIGURA DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01

Curve #13	180 deg		Curve #14	195 deg		Curve #15	210 deg		Curve #16	225 deg		Curve #17	240 deg		Curve #18	255 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121
542.9533	-7.6843	-37.612	542.9533	-7.8567	-33.5788	542.9533	-8.0201	-29.3381	542.9533	-8.4037	-26.672	542.9533	-9.2055	-24.5777	542.9533	-10.6875	-22.9733
542.9533	-10.8833	-56.4982	542.9533	-11.5351	-55.7479	542.9533	-12.2923	-54.3326	542.9533	-13.4123	-51.5893	542.9533	-15.0264	-47.4721	542.9533	-18.3402	-45.7678
542.9533	-14.254	-73.8143	539.0196	-15.3799	-75.0815	531.5723	-16.7457	-76.0337	520.364	-18.6793	-76.3957	503.2327	-21.5166	-76.1019	466.4017	-27.9855	-72.8097
508.0555	-17.8006	-89.5028	497.1635	-19.3967	-92.0159	483.0495	-21.4249	-94.0387	463.0626	-24.1177	-95.4568	432.359	-28.1836	-96.5264	361.1557	-37.9539	-91.3736
469.4286	-21.512	-103.5495	452.5112	-23.7434	-106.5083	431.568	-26.3697	-108.2927	403.0009	-29.8399	-108.9553	358.0148	-35.1122	-107.4904	261.2257	-46.0968	-90.7628
427.5379	-25.5421	-116.5271	404.2011	-28.3971	-118.8713	375.6103	-31.6854	-119.2036	337.9086	-35.8511	-117.2421	277.7553	-42.4275	-109.1091	181.8437	-50.4402	-84.5215
380.6216	-30.0634	-129.0936	350.1927	-33.4786	-129.7266	313.075	-37.4514	-127.2625	265.1518	-42.3989	-120.7047	192.2216	-49.8473	-102.9798	118.5838	-53.1207	-80.871
365.455	-36.7856	-146.7235	323.4511	-41.1166	-144.901	274.3921	-46.062	-138.407	212.9394	-52.1195	-125.3969	136.7851	-57.9349	-102.4598	66.7902	-58.0067	-81.223
350.0261	-44.8835	-163.8428	295.3533	-50.4035	-157.3704	232.3056	-56.4492	-144.179	154.0267	-63.2817	-120.8308	80.312	-64.4246	-97.1537	13.5499	-61.5811	-75.4389
316.8303	-52.2743	-172.3084	247.1345	-58.9597	-158.2684	162.7185	-65.2966	-133.9233	75.6608	-67.5182	-104.0662	10.8851	-64.5291	-81.5338	-39.4548	-58.344	-63.3603
254.9351	-55.4714	-162.5641	150.9437	-59.8314	-133.8989	47.8786	-62.103	-97.3995	-17.1981	-58.6032	-73.3193	-59.378	-52.9232	-57.4998	-90.1874	-46.3567	-46.0267
125.8917	-41.2443	-129.6065	-5.3377	-44.8018	-83.4683	-82.6417	-41.739	-52.7534	-112.3999	-37.2732	-40.5784	-129.7197	-33.3287	-33.349	-142.2097	-29.7572	-28.1994
-50.8493	-19.4202	-71.0722	-165.4476	-16.5057	-23.4686	-186.4223	-11.2304	-14.5605	-193.652	-8.9895	-11.4569	-195.1585	-8.4875	-10.5805	-193.217	-9.4677	-10.7099
-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219

Ilustración 98 FIGURA DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01

Curve #7	90 deg		Curve #8	105 deg		Curve #9	120 deg		Curve #10	135 deg		Curve #11	150 deg		Curve #12	165 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121
542.9533	13.9119	14.5146	542.9533	8.8856	3.7377	542.9533	1.3699	14.027	542.9533	-2.3274	-19.9675	542.9533	-4.6678	-24.9688	542.9533	-6.2313	-31.2109
542.9533	21.6625	21.6172	542.9533	17.4406	9.617	542.9533	2.5369	-25.5668	542.9533	-3.5068	-36.693	542.9533	-7.5365	-46.2664	542.9533	-9.6505	-52.1089
542.9533	29.0236	29.2688	542.9533	25.3349	15.7097	539.0599	6.9781	-39.3487	542.9533	-6.5156	-58.1868	542.9533	-10.7517	-66.0817	542.9533	-13.1493	-70.747
542.9533	35.5573	37.0284	539.7382	32.2762	18.399	463.6303	12.7131	-52.7792	507.29	-9.5745	-76.8409	511.4075	-14.0406	-83.6272	511.6869	-16.6934	-87.4306
541.9324	41.759	45.0954	482.2193	38.0886	12.0384	381.9158	17.0221	-62.1762	454.2795	-11.8955	-92.0589	465.5812	-17.2521	-98.5205	470.1245	-20.2785	-102.0348
509.7658	47.6785	53.8002	401.9963	41.9631	0.138	294.1464	19.8948	-67.275	383.9073	-8.8612	-100.7389	414.8473	-20.6042	-111.3185	424.3503	-24.0815	-115.1368
473.1065	53.5646	63.2336	297.0366	42.9928	-14.039	197.6323	21.4775	-68.3234	291.5503	-1.1633	-101.4523	357.4236	-23.8436	-122.2578	372.7049	-28.0729	-127.0828
464.8102	61.7979	73.3724	213.9213	42.7468	-27.2651	120.0706	23.7026	-68.8775	217.5706	5.611	-102.2956	315.2244	-23.482	-134.2649	350.6539	-33.9632	-143.7972
456.5139	70.0311	83.5112	117.8944	40.4586	-38.5129	38.357	24.5179	-64.5267	130.1295	11.6102	-96.0692	246.5872	-15.8792	-135.3782	328.4019	-40.6845	-158.8003
376.1975	74.5273	79.5016	10.3976	33.6212	-42.5523	-46.7673	22.1137	-53.0301	24.0393	16.3793	-78.3703	128.6315	-2.5897	-115.1747	260.3715	-37.3141	-157.6321
247.285	67.5813	63.2187	-86.7469	22.5273	-35.167	-119.4512	16.1197	-35.0693	-77.453	16.0478	-50.8463	-4.748	7.9475	-77.7593	124.077	-21.5921	-124.2852
82.597	53.153	39.3288	-158.0037	12.6265	-21.0915	-172.8539	9.7299	-18.2238	-153.7902	11.2525	-25.9294	-119.1628	11.2814	-39.5215	-34.4712	-1.1399	-72.8144
-62.7789	30.4025	18.9	-205.5297	4.4062	-6.3908	-208.0016	3.8997	-5.5173	-202.3207	4.8288	-7.9022	-195.9749	5.7346	-10.6226	-173.6534	6.504	-20.0587
-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219

Ilustración 99 FIGURA DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01

Curve #19	270 deg		Curve #20	285 deg		Curve #21	300 deg		Curve #22	315 deg		Curve #23	330 deg		Curve #24	345 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121	542.9533	-1.3841	0.6121
516.2972	-25.0682	-19.9007	542.9533	-7.9553	6.7248	542.9533	-5.1265	11.8755	542.9533	-2.8125	16.7281	542.9533	-0.7895	21.375	542.9533	0.8595	28.4717
425.5048	-37.0337	-31.3312	542.9533	-12.9348	13.7841	542.9533	-8.256	19.8081	542.9533	-5.6568	27.6984	542.9533	-3.1626	36.9639	518.2072	5.0868	56.1847
328.9944	-45.1997	-43.2244	531.4417	-19.7544	21.5074	542.9533	-12.304	30.434	539.4021	-8.4116	42.7244	497.1195	-2.4006	58.8775	422.8438	16.4279	85.8732
231.259	-49.1974	-55.0012	457.7795	-27.4133	25.9152	515.8277	-16.3953	42.4677	470.9341	-9.4553	60.3969	403.5891	5.393	84.8859	333.8367	26.7872	106.5431
147.0113	-50.1346	-62.2298	363.9968	-34.9787	23.4959	446.8445	-19.6756	54.5741	385.3568	-7.1199	78.5672	310.2384	16.0929	105.1266	277.2028	27.917	114.9748
98.2312	-51.1726	-59.248	254.1251	-41.1782	12.3811	362.8046	-21.4755	64.6983	291.8539	-0.6739	94.4375	233.8966	21.7827	115.1289	221.5583	26.4485	120.1429
39.5957	-52.1503	-57.4248	150.6066	-44.1362	-0.6878	269.7713	-21.6564	71.1055	194.9756	7.4618	105.8694	166.8323	20.7118	118.3657	157.4545	25.3756	124.2568
-1.2358	-53.2639	-57.9207	76.5789	-47.2423	-12.6187	202.4409	-21.6561	77.6152	128.0247	12.7684	116.3315	113.7707	21.8087	127.4048	107.4902	27.112	133.864
-42.6027	-53.6758	-56.1252	-0.8722	-48.7298	-25.0037	120.4295	-19.6316	80.7582	59.3344	15.2582	120.4867	56.1579	23.5929	132.4207	62.1699	26.6299	137.2081
-79.7468	-49.9753	-48.6492	-75.9193	-44.9225	-32.7167	15.8956	-13.6512	73.9483	-16.4885	15.8909	111.4171	-2.5785	20.9978	122.7271	10.2807	23.1769	128.948
-113.3234	-39.8547	-37.1331	-127.6797	-33.7814	-28.8358	-85.6413	-4.9109	54.3145	-85.288	11.6243	82.3972	-62.4087	15.1834	95.8413	-45.3546	17.8312	105.2636
-150.4008	-27.2314	-24.4272	-167.6256	-20.2009	-17.7041	-163.9107	1.2807	30.2803	-148.2195	5.7738	45.684	-123.4072	9.1307	61.8772	-101.4666	12.3009	75.5738
-187.7344	-11.9247	-11.6341	-207.9518	-3.1657	-3.991	-206.7872	2.0603	7.7845	-200.2477	2.2761	12.3261	-189.797	3.2441	19.5814	-169.8248	5.7668	33.4514
-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219	-219.24	1.8586	-0.8219

De todas de estas tablas se extraen los 4 cuadrantes:

Tabla 72 TABLA N° DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	542.9533	0.6121	542.9533	0.6121
2	529.2553	54.5357	542.9533	-37.612
3	439.2454	83.8152	542.9533	-56.4982
4	359.4561	103.6063	542.9533	-73.5143
5	314.5499	111.9457	508.0555	-89.5028
6	265.3963	118.7225	469.4286	-103.55
7	210.9902	124.3443	427.5379	-116.527
8	147.5553	129.3307	380.6216	-129.094
9	108.1892	136.8667	365.455	-146.724
10	70.3778	140.3323	350.0261	-163.843
11	21.4326	133.855	316.5303	-172.308
12	-31.939	111.988	254.9351	-162.564
13	-83.9253	85.9047	125.8917	-129.607
14	-148.4791	47.9208	-50.8493	-71.0722
15	-219.24	-0.8219	-219.24	-0.5219

Tabla 73 DATOS DE DIAGRAMA DE INTERACCIONES PL-01

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	542.9533	-1.3841	542.9533	-1.3841
2	542.9533	13.9119	516.2972	-25.0682
3	542.9533	21.6625	425.5048	-37.0337
4	542.9533	29.0236	328.9944	-45.1997
5	542.9533	35.5573	231.259	-49.1974
6	541.9324	41.759	147.0113	-50.1346
7	509.7658	47.6785	98.2312	-51.1726
8	473.1065	53.5646	39.5957	-52.1503
9	464.8102	61.7979	-1.2358	-53.2639
10	456.5139	70.0311	-42.6027	-53.6758
11	376.1975	74.5273	-79.7468	-49.9753
12	247.285	67.5813	-113.323	-39.8547
13	82.597	53.153	-150.401	-27.2314
14	-62.7789	30.4025	-187.734	-11.9247
15	-219.24	1.8586	-219.24	1.8586

Tabla 75 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO X-X PL-01

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	128.374	2.1691	0.38508
SISMO XX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	153.1794	44.789	39.55135
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	69.82083	-41.085	-38.9259
	U4=0.9CM+SISXX	111.4766	43.98586	39.35938
	U5=0.9CM-SISXX	28.11804	-41.8881	-39.1178
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	153.1794	-44.789	-39.5514
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	69.82083	41.085	38.92585
	U4=0.9CM+SISXX	111.4766	-43.9859	-39.3594
	U5=0.9CM-SISXX	28.11804	41.88814	39.11782

Tabla 76 COMBINACIONES DE DISEÑO CASO Y-Y PL-01

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	128.37439	2.1691	0.38508
SISMO YY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	168.367525	25.0766	86.53045
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	54.632725	-21.3726	-85.905
	U4=0.9CM+SISYY	126.66474	24.27346	86.33848
	U5=0.9CM-SISYY	12.92994	-22.1757	-86.0969
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	168.367525	-25.0766	-86.5305
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	54.632725	21.3726	85.90495
	U4=0.9CM+SISYY	126.66474	-24.2735	-86.3385
	U5=0.9CM-SISYY	12.92994	22.17574	86.09692

Y con estas combinaciones se generan los diagramas de interacciones como se muestra en los siguientes cuadros:

Ilustración 101 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES CASO X-X PL-01

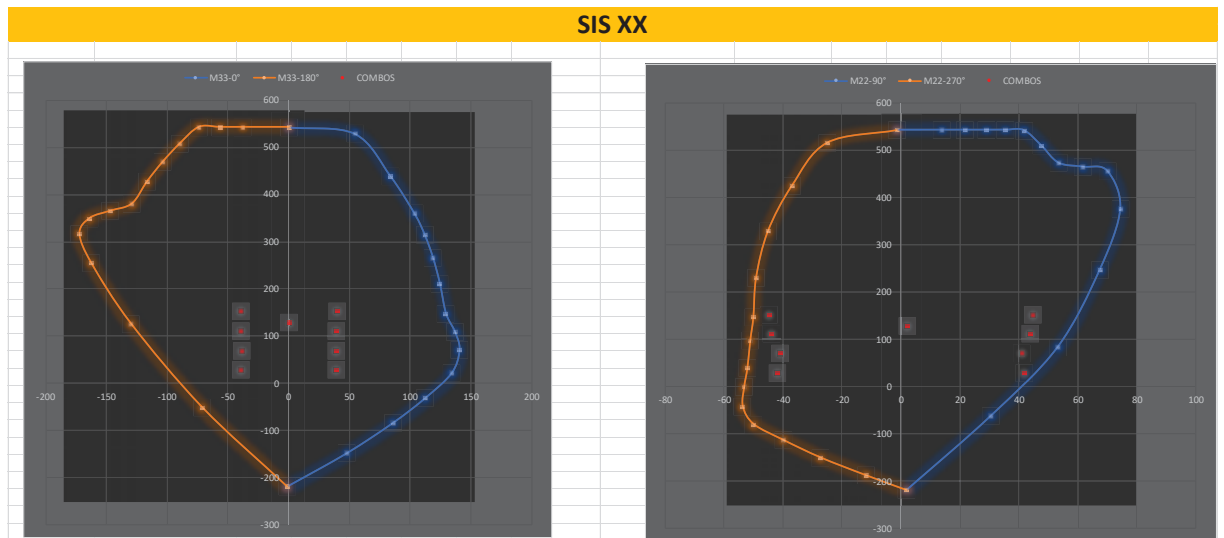
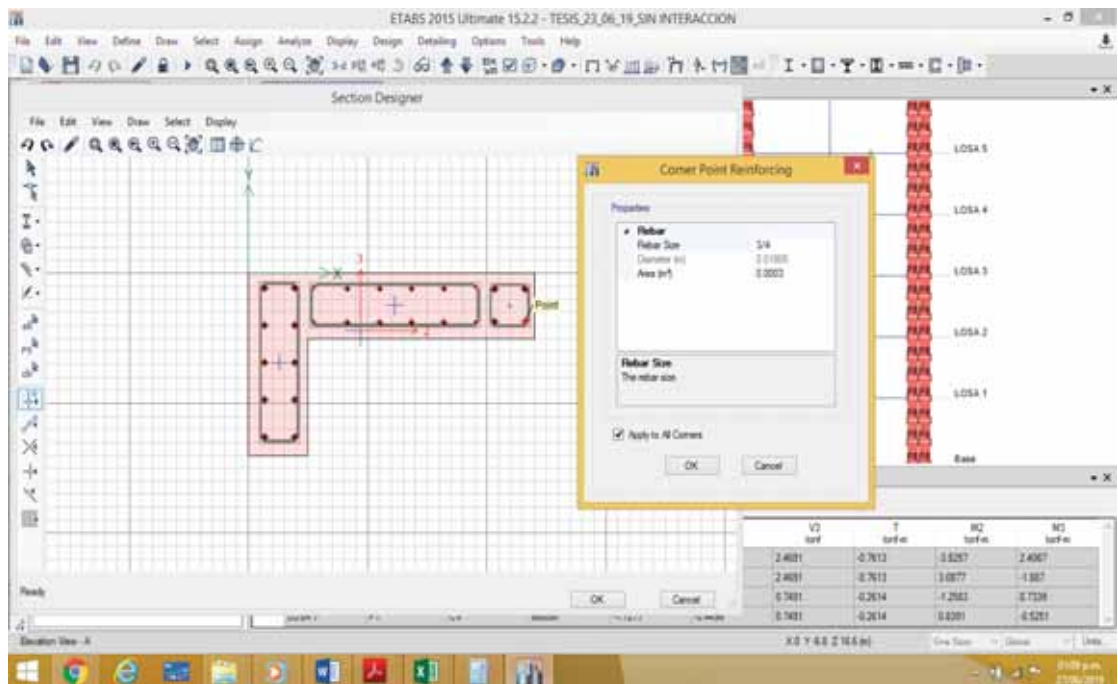


Ilustración 102 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES CASO Y-Y PL



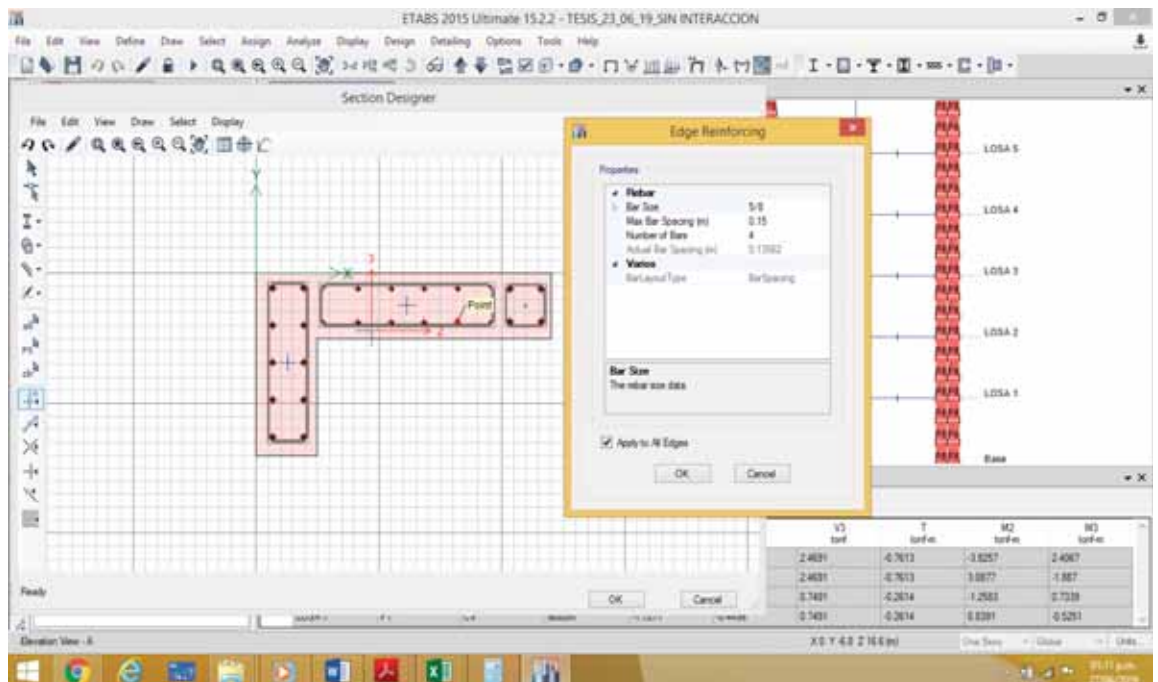
Como se ve en los diagramas se cumple dando cuantías siguientes:

Ilustración 103 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03



Los núcleos confinados da con acero de 3/4" a 15cm.

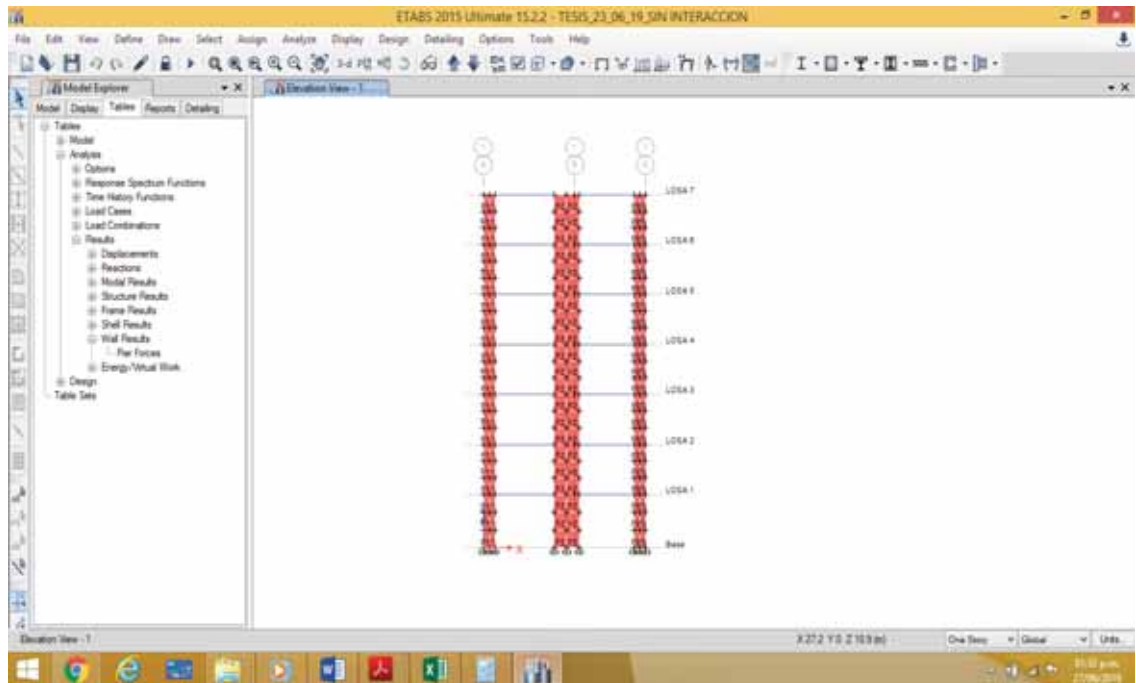
Ilustración 104 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03



Mientras en la parte central salió acero de 5/8".

Vamos a diseñar la placa PL-02, denominada en los programas como PIER-01 de la siguiente manera.

Ilustración 105 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03

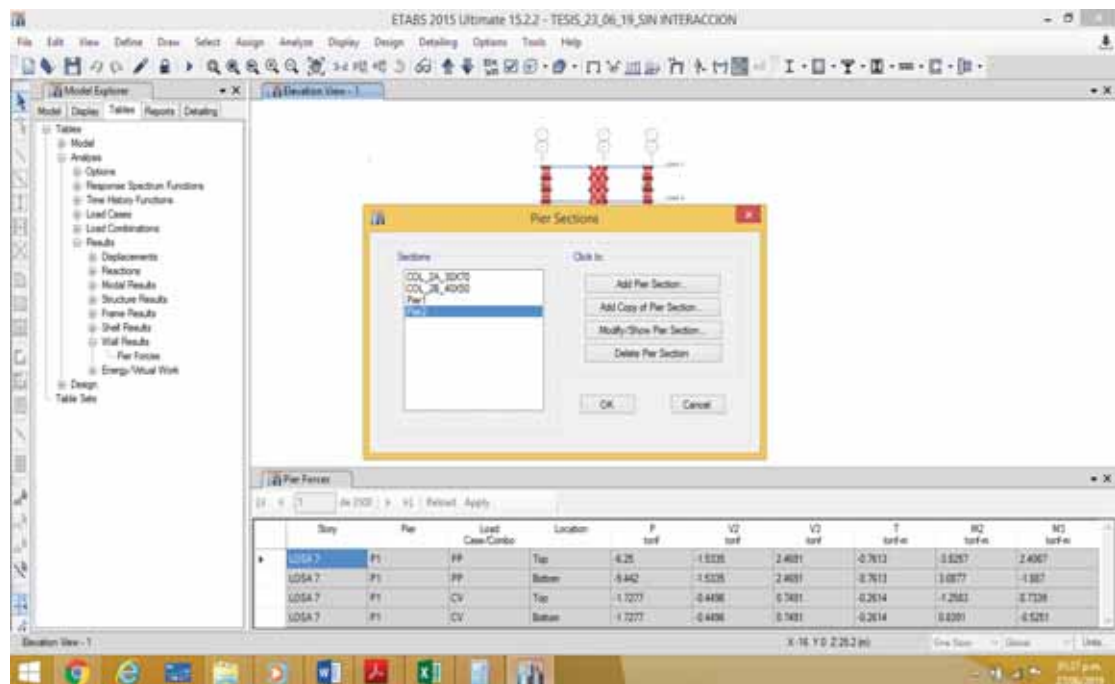


Se extraen las cargas:

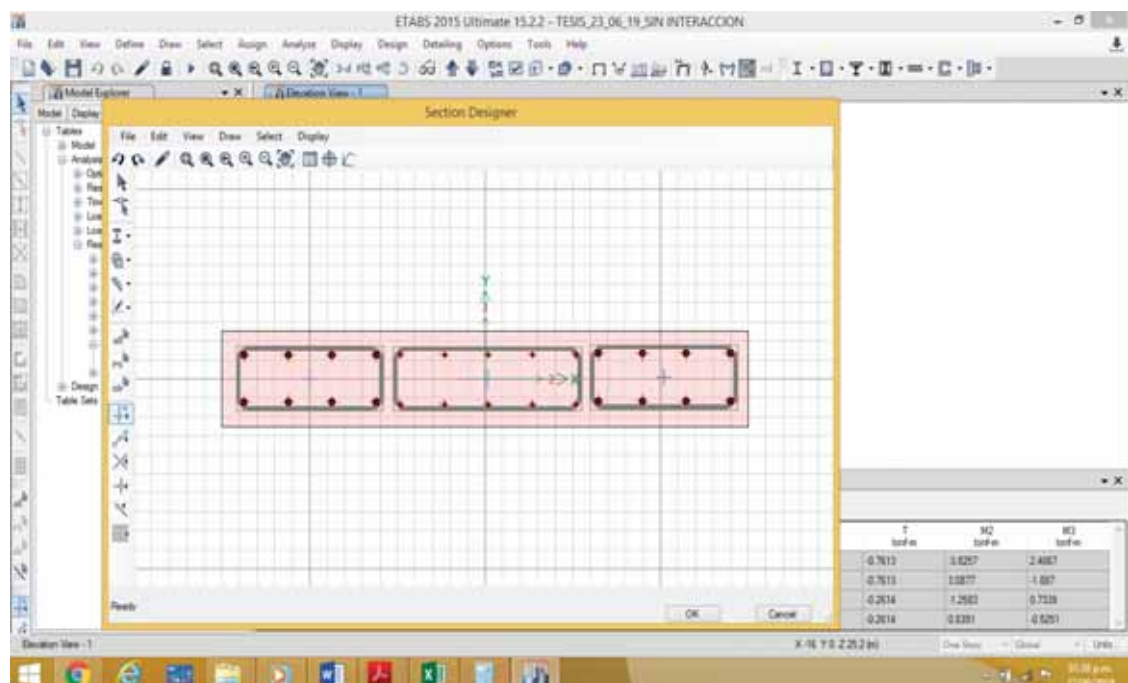
Ilustración 106 FIGURA DISEÑO CASOS DE CARGA PLACA PL-03

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
EXTRACCION DATOS DE PLACAS									
Story	Pier	Load Case/Con	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
LOSA 1	P2	PP	Bottom	-86.4873	0.1558	-0.528	0.0649	-0.5277	-0.685
LOSA 1	P2	CV	Bottom	-16.356	0.0023	-0.1882	0.0174	-0.1871	-0.2292
LOSA 1	P2	SDX Max	Bottom	9.4413	35.9145	0.1564	0.0771	0.159	130.1991
LOSA 1	P2	SDY Max	Bottom	29.9621	3.0429	1.8544	0.2253	3.8023	10.6679

Y como se ve asignamos un PIER-02 a la placa PL-02

Ilustración 107 FIGURA DISEÑO CASOS DE CARGA PLACA PL-03

Y ahora dibujamos:

Ilustración 108 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03

Y l dibujar e realizar interacciones los nucleos salieron de 25x50:

El acero de los nucleos salieron acero de $\frac{3}{4}$ " cada 15cm mientras la parte interior salieron acero de $\frac{1}{2}$ " cada 15cm como se muestran en las siguientes figuras:

Ilustración 109 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03

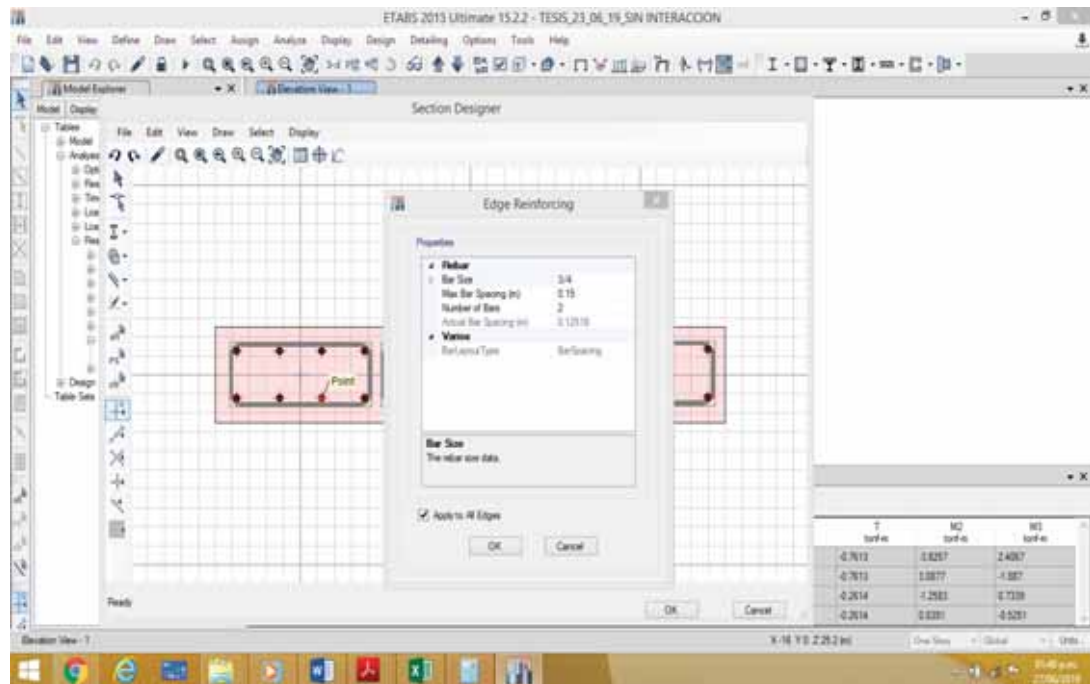
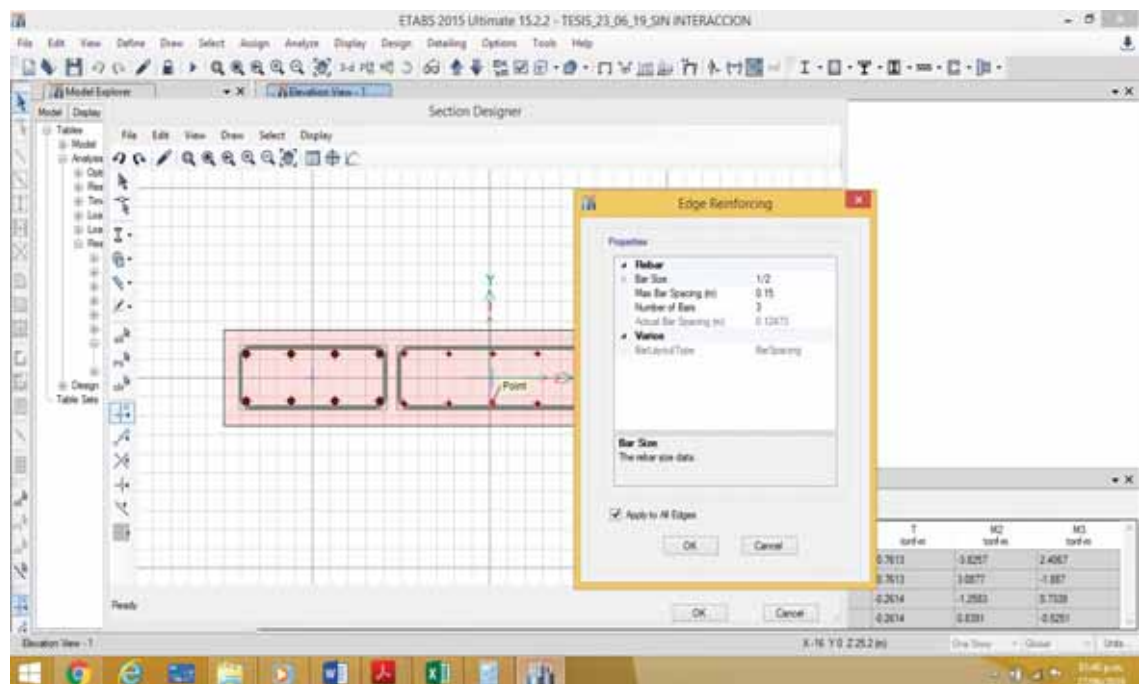
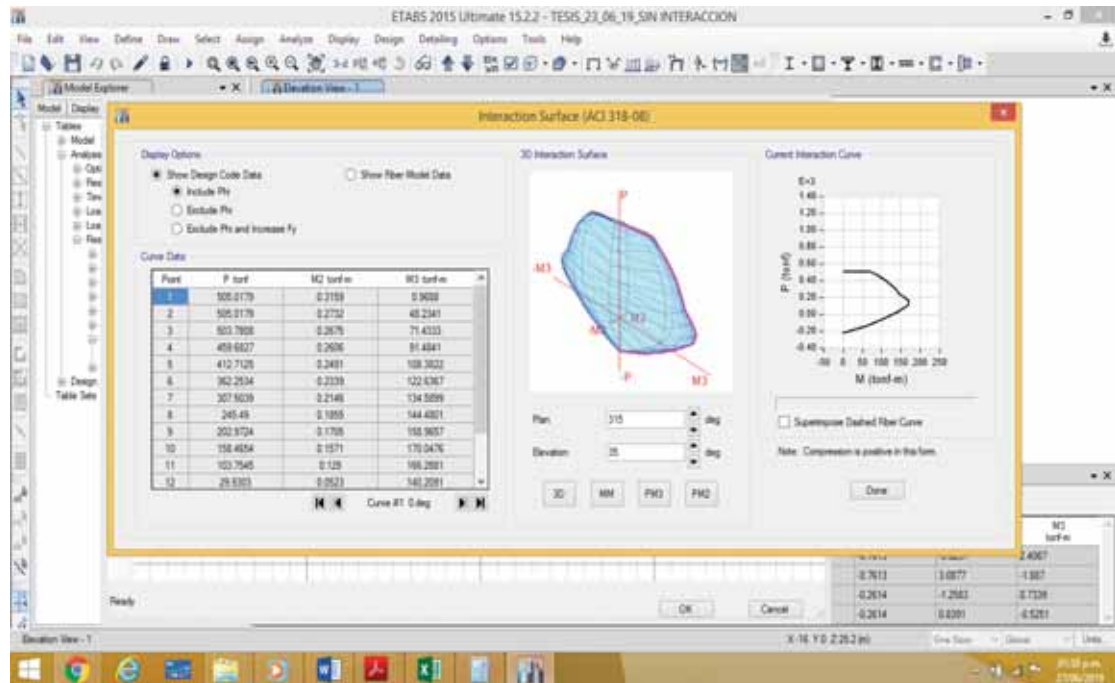


Ilustración 110 FIGURA DISEÑO PLACA PL-03



Y en base a estas cuantías se generan el diagrama de interacciones de la misma forma la placa PL-02, en el programa se le asigno con PIER-02

Ilustración 111 FIGURA DIAGRAMA DE INTERACCIONES PLACA PL-03



Y en base a las cargas extraídas, se generan las respectivas combinaciones.

Ilustración 112 FIGURA CASOS DE CARGA PLACA PL-03

DEMANDA COLUMNA RU										
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 01	C2	703	Dead	0	-86.4873	0.1558	-0.528	0.0649	-0.5277	-0.685
TECHO 01	C2	703	Live	0	-16.356	0.0023	-0.1882	0.0174	-0.1871	-0.2292
TECHO 01	C2	703	SISXX Max	0	9.4413	35.9145	0.1564	0.0771	0.159	130.1991
TECHO 01	C2	703	SISYY Max	0	29.9621	3.0429	1.8544	0.2253	3.8023	10.6679
DEAD					86.4873					
LIVE					16.356					

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	148.887	-1.0569	-1.3486
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	137.995	-0.7345	129.056
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	119.113	-1.0525	-131.34
	U4=0.9CM+SISXX	87.2799	-0.3159	129.583
	U5=0.9CM-SISXX	68.3973	-0.6339	-130.82
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	158.516	2.9088	9.52515
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	98.592	-4.6958	-11.811
	U4=0.9CM+SISYY	107.801	3.32737	10.0514
	U5=0.9CM-SISYY	47.8765	-4.2772	-11.284

SISXX				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	148.887	-1.0569	-1.3486
SISMO XX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	137.9954	-0.7345	129.0564
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	119.1128	-1.0525	-131.342
	U4=0.9CM+SISXX	87.27987	-0.31593	129.5826
	U5=0.9CM-SISXX	68.39727	-0.63393	-130.816
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	137.9954	0.7345	-129.056
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	119.1128	1.0525	131.3419
	U4=0.9CM+SISXX	87.27987	0.31593	-129.583
	U5=0.9CM-SISXX	68.39727	0.63393	130.8156

SISYY				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	148.88742	-1.0569	-1.3486
SISMO YY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	158.516225	2.9088	9.52515
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	98.592025	-4.6958	-11.8107
	U4=0.9CM+SISYY	107.80067	3.32737	10.0514
	U5=0.9CM-SISYY	47.87647	-4.27723	-11.2844
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	158.516225	-2.9088	-9.52515
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	98.592025	4.6958	11.81065
	U4=0.9CM+SISYY	107.80067	-3.32737	-10.0514
	U5=0.9CM-SISYY	47.87647	4.27723	11.2844

Ilustración 116 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES

Curve #19	270 deg		Curve #20	285 deg		Curve #21	300 deg		Curve #22	315 deg		Curve #23	330 deg		Curve #24	345 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
505.0179	0.3159	0.9688	505.0179	0.3159	0.9688	505.0179	0.3159	0.9688	505.0179	0.3159	0.9688	505.0179	0.3159	0.9688	505.0179	0.3159	0.9688
505.0179	-7.5762	0.4062	505.0179	-1.4296	21.7076	505.0179	-1.0339	26.4816	505.0179	-0.9197	29.8755	505.0179	-0.7828	34.7418	505.0179	-0.2534	41.879
490.7851	-11.97	0.3219	505.0179	-3.189	35.2092	505.0179	-2.4884	44.3218	505.0179	-1.7221	53.9199	505.0179	-0.8769	61.8035	505.0179	-0.2515	67.2144
441.7881	-15.3731	0.2391	505.0179	-5.2493	53.4266	494.8944	-3.2591	69.8951	480.6946	-1.7917	79.8649	471.7821	-0.9303	85.075	465.163	-0.2857	88.6704
383.6179	-18.1707	-0.2869	452.7099	-6.9882	74.2177	435.0245	-3.3936	94.3867	426.2203	-1.88	100.9042	420.6792	-0.9735	104.3586	416.2589	-0.3131	106.6205
317.0265	-20.1284	-0.557	377.6556	-7.8085	95.5505	371.2471	-3.5822	112.8482	368.143	-2.0017	117.5563	365.8301	-1.0599	119.9006	364.1804	-0.3677	121.4536
240.838	-21.4985	-0.9283	292.4681	-8.2425	109.5979	301.9807	-3.8276	125.672	304.7307	-2.1453	130.0618	305.9961	-1.1588	132.1499	306.9462	-0.4361	133.5015
148.7245	-22.5063	-1.4678	197.5942	-8.775	113.9635	223.6847	-4.1535	133.2328	233.339	-2.3384	138.8325	238.8217	-1.2611	141.6022	242.4562	-0.4999	143.1833
118.8735	-22.7006	-1.0955	126.4156	-9.6887	116.0445	165.1053	-4.573	143.8243	181.291	-2.5429	151.8903	190.4974	-1.3851	155.3685	197.5351	-0.533	157.5608
81.2301	-22.4041	-1.5041	46.2203	-9.8618	111.142	100.1002	-4.9632	145.6562	124.9502	-2.7775	157.7644	138.726	-1.5421	163.6307	149.475	-0.6269	167.3488
27.5704	-20.3559	-2.0596	-39.5998	-9.062	91.023	22.2941	-5.4458	128.5217	55.5247	-3.1255	146.01	76.2012	-1.7228	155.5481	90.7633	-0.7422	161.3905
-57.491	-14.6233	-2.8451	-115.8888	-7.0079	56.8468	-68.3413	-5.6032	87.2644	-28.5495	-3.4272	110.8031	-3.4715	-1.9449	124.1943	14.9257	-0.809	133.392
-151.9409	-7.8234	-1.3008	-174.6054	-3.7946	26.6264	-150.0743	-4.1895	42.9771	-120.1756	-3.4643	62.6065	-92.4043	-2.1443	80.2943	-69.6412	-1.0041	93.8222
-185.2124	-4.3535	-1.3008	-212.8159	-1.0257	2.6585	-202.2329	-1.6918	10.1128	-194.7455	-2.1188	15.4088	-178.9309	-1.9273	26.4827	-156.9503	-1.2482	41.7515
-218.484	-0.4242	-1.3008	-218.484	-0.4242	-1.3008	-218.484	-0.4242	-1.3008	-218.484	-0.4242	-1.3008	-218.484	-0.4242	-1.3008	-218.484	-0.4242	-1.3008

Ahora se de estos datos se extraen los 4 cuadrantes:

Ilustración 117 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	505.0179	0.9688	505.0179	0.9688
2	505.0179	48.2341	505.0179	-47.061
3	503.7808	71.4333	503.153	-70.2233
4	459.6827	91.4841	459.1591	-90.2905
5	412.7125	108.3822	412.3871	-107.306
6	362.2534	122.6367	362.2056	-121.77
7	307.5039	134.5899	307.6982	-133.965
8	245.49	144.4801	246	-144.163
9	202.9724	158.9657	203.421	-159.123
10	158.4654	170.0476	158.167	-170.525
11	103.7545	166.2881	102.4905	-166.684
12	29.9303	140.2091	29.1633	-141.161
13	-51.6647	103.8408	-53.3337	-104.708
14	-132.0173	58.1715	-136.793	-57.2898
15	-218.484	-1.3008	-218.484	-1.3008

Tabla 77 DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
1	505.0179	0.3159	505.0179	0.3159
2	505.0179	7.9229	505.0179	-7.5762
3	492.4869	12.2776	490.7851	-11.97
4	442.1654	15.7228	441.7881	-15.3731
5	387.5888	18.4876	383.6179	-18.1707
6	321.8894	20.3691	317.0265	-20.1284
7	246.3941	21.6002	240.838	-21.4985
8	155.2284	22.4104	148.7245	-22.5063
9	123.1252	22.7972	118.8735	-22.7006
10	87.1681	22.5029	81.2301	-22.4041
11	35.8692	20.473	27.5704	-20.3559
12	-46.0898	14.7324	-57.491	-14.6233
13	-152.2289	6.9468	-151.941	-7.8234
14	-185.3565	3.489	-185.212	-4.3535
15	-218.484	-0.4242	-218.484	-0.4242

Y se generan los diagramas:

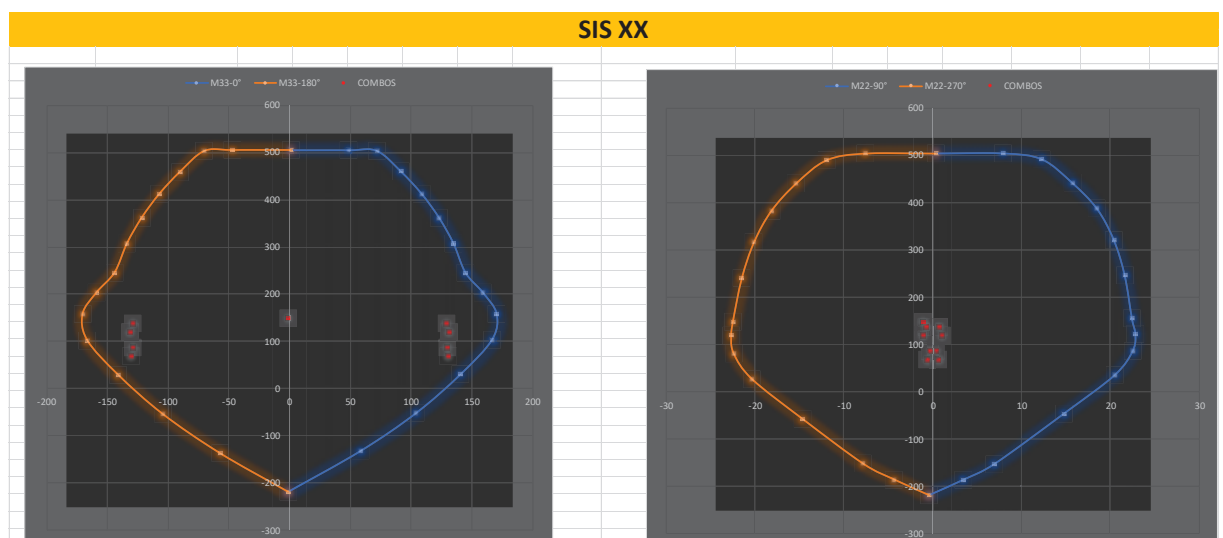
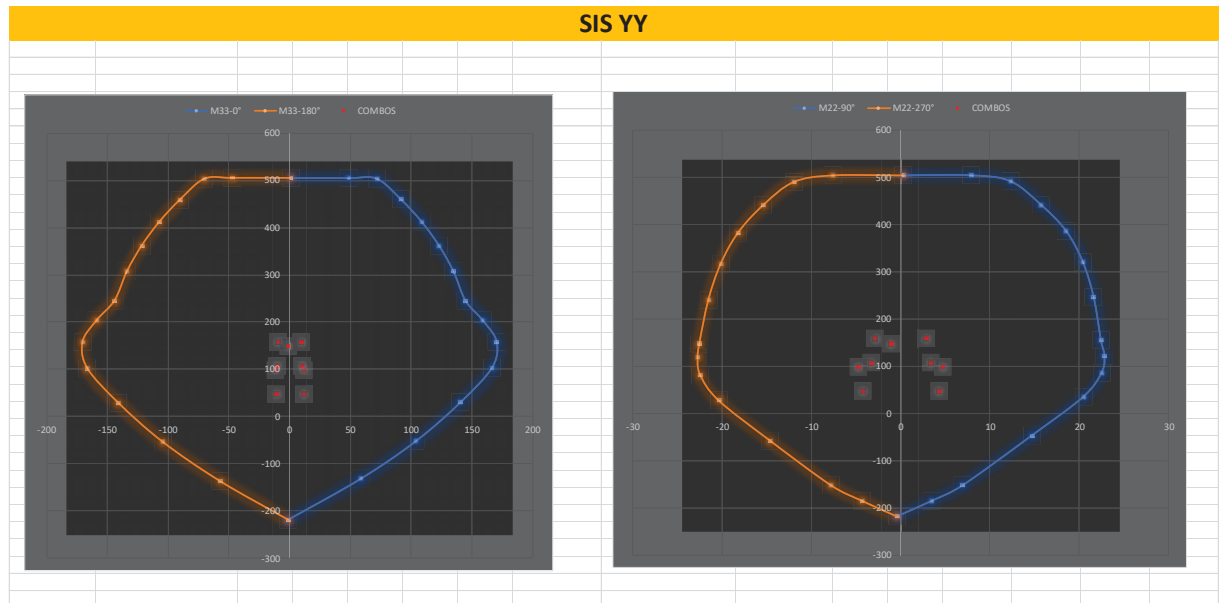
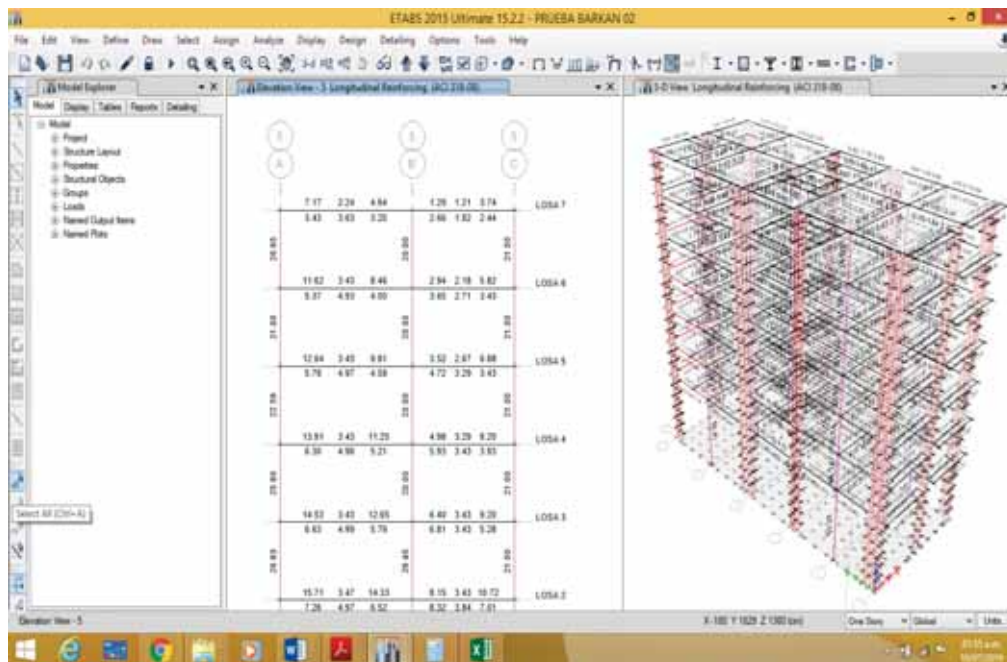
Ilustración 118 FIGURA DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES COMBINACION X-X

Ilustración 119 FIGURA: DATOS DIAGRAMA DE INTERACCIONES COMBINACION Y-Y



DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

En esta etapa se realizaran los diseños estructurales con interacción suelo estructura de las vigas, columnas y losas ya que son los mas relevantes en la estructura.



Del mismo modo, diseñaremos las vigas del pórtico del eje 5, del nivel 05

Sea la formula

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.8172 - \frac{1.695 \cdot M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

Y extraemos la envolvente de momentos flectores de la viga

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

GENERALIDADES

Este capítulo está basado en la información del libro del Ingeniero Antonio Blanco Blasco titulado Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, por el diplomado que dictan la empresa Draf ingenieros, por el libro de Análisis de edificios de Ángel San Bartolomé, por Christofher Arnold, Robert Reitherman(Configuración y Diseño sísmico de Edificios, y por Bazan/Mely(Diseño Simico de Edificios.

CONCLUSIONES

1. Una vez realizado los modelamientos con el sistema convencional y con interacción de la edificación en estudio, se demuestra que al incluir en el modelamiento la interacción suelo estructura los diseños son más reales, frente al modelamiento convencional, el cual asume un empotramiento perfecto de su base.
2. Se demuestra que al utilizar interacción suelo estructura los periodos de vibración aumentan hasta un 27%, y por consiguiente aumentan las derivas y disminuyen las esfuerzos internos

3. Se evidencia que al realizar el análisis sísmico convencional, las dimensiones de las columnas y placas de la superestructura cumplen con el reglamento nacional de edificaciones, mientras que al introducir a dicha superestructura la interacción suelo-estructura ya no cumplen con RNE.
4. Una vez realizados los diseños sísmicos con y sin interacción suelo estructura, se evidencia que la cortante en el eje X disminuye en un 20% en el X, mientras que en el eje Y un 5%.
5. Del punto 3 se puede deducir que en el sentido que tiene menor momento de inercia disminuye con más notoriedad las cortantes dinámicas.
6. Se demuestra al diseñar la superestructura, las cuantías de las vigas, columnas y placas disminuyen en un 28% en el eje Y, y en un 3% en el eje X.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda introducir la interacción suelo-estructura, a los diseños de edificaciones en la ciudad del cusco que serán cimentadas en suelos flexibles,
2. Se recomienda incluir en los estudios de suelos, el coeficiente de poisson, módulo de elasticidad y espesores de estratos. Para poder introducir estos datos en los diseños de las superestructuras
3. Se recomiendan realizar más investigaciones sobre la interacción suelo-estructura, ya que dicho trabajo viene hacer un punto de partida en dicho campo que está entrando en la actualidad con pasos muy importantes refleja que estamos distantes de diseños más cercanos a la realidad

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
PARA CIMENTACIÓN

TESIS INTITULADA:

“ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCION SUELO
ESTRUCTURA DE UNA VIVIENDA DE 7 NIVELES”

UBICACIÓN:

LOCALIZACIÓN : URB. LARAPA, CALLE 4 B-3-12.
DISTRITO : SAN JERÓNIMO.
PROVINCIA : CUSCO.
REGION : CUSCO.

TESISTA:

BACHILLER: JUAN PABLO ESCOBAR MONTESINOS

FEBRERO 2,013

ANEXOS

INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (EMS)

El presente informe del EMS se ha desarrollado en concordancia con la Norma E.050 – Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones aprobado mediante D.S. 011-2006-VIVIENDA (08/05/2006), conteniendo las partes y comprende:

MEMORIA DESCRIPTIVA

Proyecto

Descripción

El Proyecto consiste en:

La construcción de una edificación de seis (06) niveles, con fines residenciales.

❖ Referencia: Información proporcionada por el solicitante.

Ubicación.

El proyecto se ubica en la Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12, del distrito de San Jerónimo, provincia de Cusco, departamento de Cusco.



Ubicación Inmueble : EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12 – Dist. San Jerónimo

Resumen de las Condiciones de Cimentación

Tipo de cimentación.

La naturaleza del sub suelo en el área del proyecto es heterogénea en los niveles de fundación y apoyo de la cimentación. Se recomienda que el tipo de cimentación sea el de Zapatas corridas y/o similares.

Estrato de apoyo de la cimentación.

La estratigrafía del sub suelo en el área de emplazamiento del presente proyecto es la siguiente:

Perfil de Suelos			
Pozos y/o Calicatas (C)	Caracterización de Estratos		
	Est rat o (E)	Profun didad	Composición
C-01	E – 1	0.00 m. – 4.50 m.	Arcilla limosa con arena (CL-ML); se advierte presencia de relleno antiguo y material orgánico, color marrón.

Parámetros de diseño para la cimentación

Los parámetros de diseño de la cimentación son los siguientes.

Pozos y/o Calicatas (C)	Caracterización de Estratos					
	Estrato (E)	Profundidad Media (m)	Φ (o)	C Kg/cm ²	γ tn/m ³	γ_{sat} tn/m ³
C-01	E – 1	0.00				
		m. –	1	0.3	1.9	2.10
		4.50	4	5	4	
		m.				

Los parámetros que se presentan corresponden a los obtenidos a partir de los Ensayos con PDL In Situ y de Corte Directo en Laboratorio; cabe referir, que para los cálculos de Capacidad de Carga, se han tomado en cuenta los valores obtenidos en el Ensayo de Corte Directo.

Agresividad del suelo a la cimentación

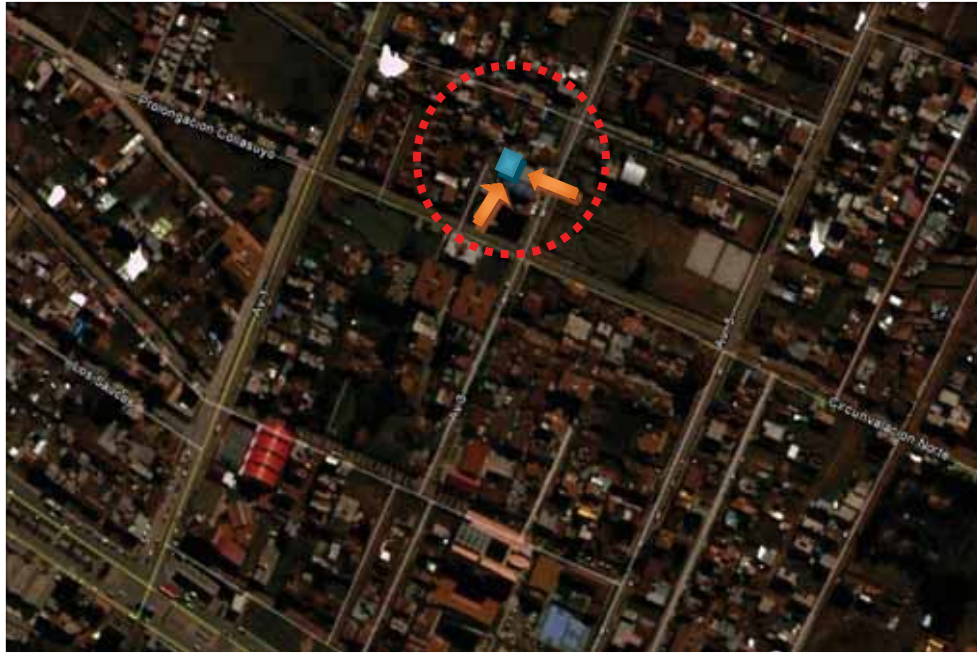
De acuerdo al Análisis Químico realizado, el suelo no presenta agresión al concreto.

Información Previa

Del terreno a investigar

Ubicación y accesos

El terreno donde se desarrolla el presente Estudio de Mecánica de Suelos está ubicado en la Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12, en el distrito de San Jerónimo, provincia de Cusco, departamento de Cusco; el acceso principal al inmueble es por la Prolongación Collasuyo y el acceso secundario perpendicular a ésta (Calle S/N)



Ubicación y acceso al Inmueble : EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12 – Dist. San Jerónimo

Topografía del Terreno

El sector de ubicación de la estructura proyectada se encuentra en una zona de topografía llana, tal como se evidencia en las fotografías adjuntas.



Vista exterior inmueble – EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12 - San Jerónimo

La situación legal del terreno.

El terreno es propiedad de los solicitantes y según la información proporcionada por los mismos el predio no se encuentra en litigio ni problemas judiciales.

“El EMS no acredita al solicitante la propiedad del terreno en estudio”.

De la obra a cimentar**Características generales**

Se proyecta una edificación de seis (07) niveles. La edificación proyectada estará constituida por obras de Concreto Armado, consistente en: Zapatas, Columnas, Vigas y Lozas de concreto con refuerzo de acero, Escaleras del mismo material.

Edificación Especial

La edificación proyectada no se clasifica como una edificación especial.

En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes, alberguen maquinaria pesada o que vibren, que generen calor o frío o que usen cantidades importantes de agua), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina, las tolerancias de las estructuras a movimientos totales o diferenciales y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.

Movimientos de Tierra

Para el desarrollo del EMS se han realizado movimientos de tierra consistente en la excavación de una (01) Calicata con una profundidad de 3.50 m. (llegándose a una profundidad de exploración de hasta 4.50 m. con PDL).

Tipo de Edificación

Para los fines de la determinación del Programa de Investigación Mínimo (PIM)* del EMS (Artículo 11 (11.2)), la edificación será calificada, según la Tabla N° 1,

donde A, B y C designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el A más exigente que el B y éste que el C

TABLA Nº 1						
TIPO DE EDIFICACIÓN						
CLASE DE ESTRUCTURA	DE	DISTAN CIA MAYOR ENTRE APOYO S* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
						> 12
APORTICADA DE ACERO	DE	< 12				B
PÓRTICOS MUROS DE CONCRETO	Y/O DE	< 10				A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA		< 12				-
BASES DE MÁQUINAS SIMILARES	DE Y	Cualquie ra				-
ESTRUCTURAS ESPECIALES		Cualquie ra				A
OTRAS ESTRUCTURAS		Cualquie ra				A
* Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.						
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES			< 9 m de alt ura	> 9 m de altura		
			B			
FUENTE: RNE						

Para el EMS se ha determinado que la edificación es del tipo C.

Datos generales de la zona

Los datos proporcionados por el solicitante sobre el terreno nos señala lo siguiente:

Usos anteriores.

El terreno donde se proyecta está ocupado por una edificación, la cual será demolida para dar paso a la estructura proyectada.

Restos Anteriores

En el pozo de investigación no se han hallado restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al EMS (fotografías adjuntas evidencian lo descrito).



Vista de la inexistencia de restos arqueológicos y/o similar – EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12 - San Jerónimo

EMS de los terrenos colindantes

No se ha logrado obtener datos disponibles sobre EMS efectuados sobre los terrenos colindantes.

De las edificaciones adyacentes

Sí existen edificaciones colindantes inmediatas (como se advierte en la fotografía).



Vista de edificaciones colindantes – EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12 - San Jerónimo

Exploración de Campo

- Se ha realizado un Pozo a Cielo Abierto.
- Se han realizado Ensayos con PDL In Situ.



Pozo a Cielo abierto – EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12



Ensayos con PDL In Situ

Programa de Investigación Mínimo - PIM

El Programa de Investigación aquí detallado constituye el programa mínimo requerido por un EMS, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el Artículo 11 (11.2a).

Condiciones de Frontera

Tienen como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales a las de los terrenos colindantes ya edificados. Serán de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- a-1) Existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades. NO
- a-2) Existen edificaciones situadas a menos de 100 metros del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación. NO
- a-3) El tipo de edificación (Tabla N° 1) a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 metros. SI
- a-4) El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos), la modulación media entre apoyos y las cargas en éstos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 metros. SI
- a-5) Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 metros y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial. SI
- a-6) La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las contiguas más de 1,5 metros. SI

Número «n» de puntos de Investigación

El número de puntos de investigación se determina en la Tabla N° 02 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste.

TABLA N° 2	
NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de Edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ² .
B	1 cada 450 m ²

C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado
(n) no será menor de 3, excepto si la edificación es menor o igual a 4 niveles	

FUENTE: RNE

El número de puntos de investigación determinado es de 01.

Profundidad «p» mínima a alcanzar en cada punto de Investigación

La profundidad mínima de investigación se ha determinado tomando en consideración lo establecido en el RNE estableciéndose lo siguiente:

$$p = 4.50 \text{ m.}$$

(Pozos a Cielo Abierto de 2.50 m.; llegándose a una profundidad de exploración de hasta 4.50 m. con PDL).

Trabajos Realizados “In Situ”

Para efectos de análisis del Estudio de Mecánica de Suelos, se ha realizado un (01) punto de exploración. El punto de prospección se ubica cubriendo el área de emplazamiento de la futura intervención y/o construcción de estructura. Se detalla a continuación la calicata explorada.

Calicata 01.- Pozo a Cielo Abierto, realizado de forma manual hasta 2.50 m. de profundidad; de sección rectangular de 1.00 m x 3.50 m. Denominándose: C – 01. (Habiéndose llegado a una profundidad de exploración de hasta 4.50 m. con PDL).

Ensayos Realizados “In Situ”

Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual –manual)

De acuerdo a la Norma NTP 339.150 (ASTM D 2488)

En los puntos de exploracion se realizó un perfilaje minucioso, el cual incluyó el registro cuidadoso de las características de ls suelos que conforman cada estrato del perfil del suelo, la clasificación visual de los materiales encontrados de acuerdo con los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Sondeo con Penetrómetro Dinámico.

De acuerdo a la Norma NTP 339.159 (DIN 4094)

Con el objeto de llegar a mayores profundidades y obtener -a través de correlaciones- propiedades de Resistencia Mecánica y Propiedades Índice, se han realizado ensayos con PDL (Penetrómetro Dinámico Ligero), en los lugares de ubicación de los puntos de exploracion realizadas a la profundidad de excavacion (Fotografía adjunta, con Equipo PDL utilizado In Situ).

Extracción de Muestras Representativas

De acuerdo a la Norma NTP 339.159 (DIN 4094)

Se han realizado la extraccion de las muestras de suelo de acuerdo a lo establecido en la Tabla N° 03, realizandose la siguiente codificacion:

PE – 01: Muestra inalterada/alterada en bloque: Mib – 01/Mab-01.

TABLA N° 03
EXTRACCION Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERISTICAS
Muestra	NTP 339.151	Bloques	Inalte	Debe mantener inalteradas

TABLA N° 03
EXTRACCION Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERISTICAS
inalterada en bloque (MIA)	(ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos		rada	las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra alterada en Bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Práctica Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.

Ensayos de Laboratorio

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

Ensayo de Contenido de Humedad.

De acuerdo a la Norma NTP 339.127 (ASTM D-2216).



En mecánica de Suelos se conoce como Contenido de Agua o Humedad del Suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de la fase sólida expresado en %. Se realiza el ensayo con fines de determinar la variación de la humedad en el terreno de fundación y también para ver si existe napa freática. (Fotografía adjunta con instrumental utilizado en los Ensayos de Laboratorio).

Ensayo de Análisis Granulométrico.

De acuerdo a la Norma NTP 339.128 (ASTM D-422-63).

Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO o SUCS. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o sub-bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc., depende de este análisis.



Para obtener la distribución de tamaños, se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente. (Fotografía adjunta, Tamices utilizados en los Ensayos de Laboratorio).

Ensayo de Límite Líquido.

De acuerdo a la Norma NTP 339.129 (ASTM D-4318).

A los suelos de grano fino se les pueden dar consistencias semilíquidas mezclándolas con agua. Cuando este contenido de humedad se reduce por evaporación y volvemos a mezclar la muestra, obtenemos un material plástico. Si el contenido de agua se reduce más, el material se hace sólido y se rompe o desmigaja cuando se deforma. Se realizan los Ensayos con fines de Clasificación de Suelos. (Fotografía adjunta, equipo Cuchara de Casa Grande utilizado en los ensayos de Laboratorio).



Ensayo de Límite Plástico.

De acuerdo a la Norma NTP 339.129 (ASTM D-4318).



Con fines de medición de la plasticidad se toma el criterio desarrollado por Atterberg, quien señala en primer lugar que la plasticidad no es una propiedad permanente, sino circunstancial y depende de su contenido de humedad. (Fotografía adjunta, ensayo de límite plástico en Laboratorio).

Ensayo de Corte Directo.

De acuerdo a la Norma NTP 339.171 (ASTM D-3080)

Con fines de medición de los Parámetros de Resistencia Mecánica; ☐ Ángulo de Fricción Interna y Cohesión (c) en Muestra de Suelo Inalterada (MIB), obtenida in situ del lugar de emplazamiento de la estructura proyectada. (Fotografía adjunta, Equipo de Corte Directo utilizado en Laboratorio).





Ensayos de Corte Directo del Estudio - EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12

El presente Estudio se ha realizado considerando la Norma E-50 y los Ensayos de Laboratorio fueron realizados de acuerdo con las normas ASTM (American Society for Testing and Materials) respectivas y con los resultados obtenidos se procedió a efectuar una comparación con las características de los suelos obtenidas en el campo y las compatibilizaciones correspondientes en los casos en que fue necesario para obtener los perfiles de suelos definitivos, que son los que se presentan.

Resultados Obtenidos.

Ensayos de caracterización.

Se presenta en los cuadros resumen, los resultados obtenidos a partir de los Ensayos realizados en Laboratorio en los niveles de fundación propuestos.

MUESTRA	POZO	ESTRATO Nº	PROFUNDIDAD	C. A. %	LP %	LL %	IP
1	C-01	E – 1	0.00m. – 4.50 m.	19.51	12.57	19.19	6.62

Pozo y/o Calicata (C)	Nº	Cu	Cc	CLASIFICACION SUCS	Descripción	Color
C-01	E — 1	2.33	0.84	CL-ML	Arcilla limosa con arena	Marrón

Perfil del Suelo

El perfil del suelo registrado en las calicatas hasta la profundidad de exploración, está conformado de la siguiente forma:

Nivel de la Napa Freática

En la Calicata explorada: C- 01 Si se detectó nivel de la napa freática a la profundidad de exploración de 1.20 m. (Se evidencia lo descrito en las Fotografías adjuntas).



Si se advierte Nivel de Napa freática - EMS Urb.Larapa, Calle 4 B-3-12 – San Jerónimo

Efecto del Sismo

De acuerdo a la Zonificación Sísmica del Perú, establecido en la Norma de Diseño Sismo Resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (Tabla Nº 03), la Región Cusco se encuentra en la Zona 2 (Sismicidad Media), con Aceleraciones

Máximas que varían entre 0.18 a 0.19, del Plano de Aceleraciones Máximas Normalizadas. (Fuente: Pontificia Universidad Católica del Perú – ver ANEXO).

Mapa N° 01



Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

De acuerdo al emplazamiento de la estructura proyectada se encuentra ubicada en la Zona 2, respecto al Mapa de Zonificación Sísmica (Mapa N° 01); y considerando los Factores de Zona, referidos en la Tabla N° 03, le corresponde una sismicidad media y un factor de zona $Z=0.3$ g., tal como se detalla a continuación.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
2	0.25

Parámetros de Suelo:

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1.10
z_3	0.80	1.00	1,15	1.20
Z_2	0,80	1.00	1,20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1,60	2.00

Respecto a los Parámetros del Suelo, referidos en la Tabla N° 4 (normas de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE), al suelo de cimentación de la estructura proyectada en estudio le corresponde un perfil de suelo Tipo S2 (Suelos intermedios), con un periodo $T_p(s) = 0.6$ seg. y Factor de Suelo $S=1.2$ con un Factor de Amplificación Sísmica $C = 1.05$; tal como se detalla a continuación.

PARAMETROS DEL SUELO			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S2	Suelos Intermedios	0.6	1.2

Los estratos de suelos ubicados debajo del nivel freático son medianamente sensibles a la Licuefacción de Suelos.

CALCULOS Y ANALISIS DE LA CIMENTACION

2.1 Prof. Encaje: 2.50 m.

DATOS GENERALES

=====

Ancho cimentación 3.0 m
 Largo cimentación 3.0 m
 Profundidad plano de cimentación 2.5 m
 Altura de encaje 2.5 m
 Inclinación plano de cimentación 0.0°
 Inclinación talud 0.0°
 Factor de seguridad (Fc) 3.0
 Factor de seguridad (Fq) 3.0
 Factor de seguridad (Fg) 3.0
 Aceleración máxima horizontal 0.25
 Asientos después de T años 10.0
 Profundidad nivel freático 1.2

=====

ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. Primaria; Cs: Coef. Consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
4.5	1940.0	2100.0	14.0	9.48	0.35	0.2345	0.0	0.0	50.0

Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]

Fuerza vertical [V]	65000.0	Kg
Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]

Fuerza vertical [V]	65000.0	Kg
Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

Factor Nq	2.08
Factor Nc	7.57
Factor Ng	0.22
Factor Sc	1.27
Factor Dc	1.19

Presión última	2.68	Kg/cm ²
Presión admisible	0.89	Kg/cm ²

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982) SIN CORRECCIÓN GEOMÉTRICA

k	0.0	Kg/cm ³
---	-----	--------------------

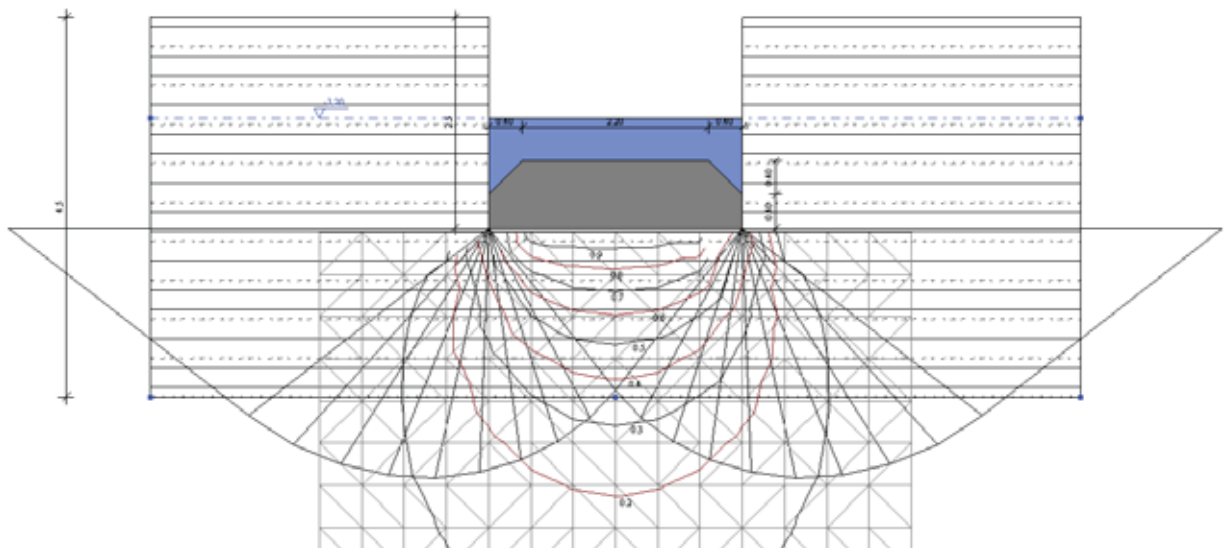
ASIENTOS POR ESTRATO

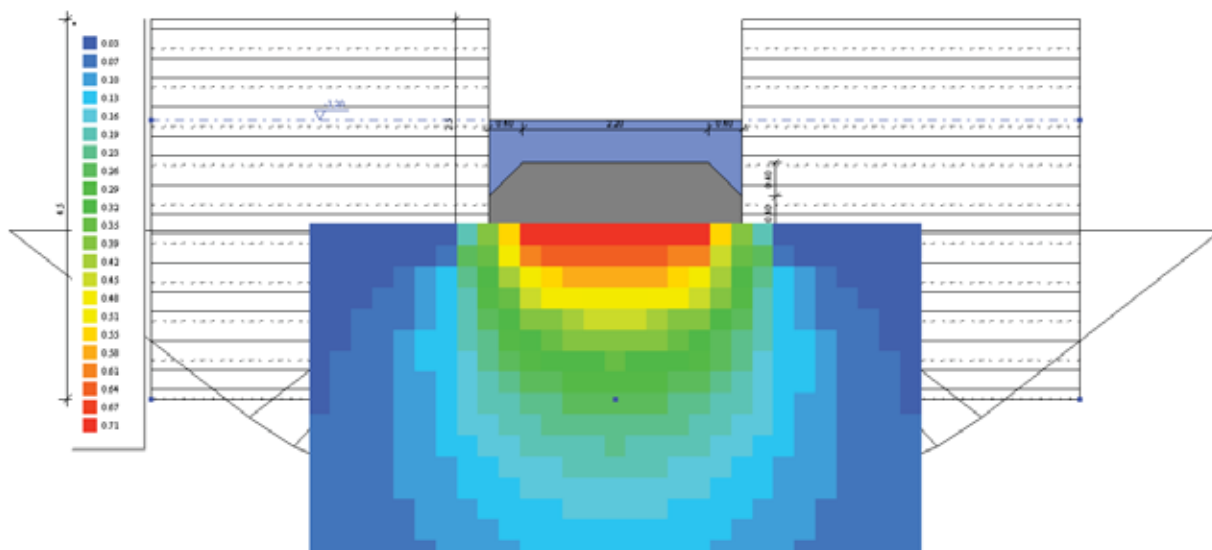
*Asiento edométrico calculado con: Método logarítmico de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

Estrato	Z (m)	Tensión (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3.	0.48	0.21	Edométrico	1.00	0.0	1.006
	5	6	1		6		

Asiento total Wt=1.006 cm





2.2 Prof. Encaje: 3.00 m.

DATOS GENERALES

=====			
Ancho cimentación	3.0	m	
Largo cimentación	3.0	m	
Profundidad plano de cimentación	3.0	m	
Altura de encaje	3.0	m	
Inclinación plano de cimentación	0.0°		
Inclinación talud	0.0°		
Factor de seguridad (Fc)	3.0		
Factor de seguridad (Fq)	3.0		
Factor de seguridad (Fg)	3.0		
Aceleración máxima horizontal	0.25		
Asientos después de T años	10.0		
Profundidad nivel freático	1.2		

=====

ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. Primaria; Cs: Coef. Consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
4.5	1940.0	2100.0	14.0	9.48	0.35	0.2345	0.0	0.0	50.0

Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]

=====

Fuerza vertical [V]	65000.0	Kg
Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

=====

Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]

=====

Fuerza vertical [V]	65000.0	Kg
Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

=====

CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

Factor Nq 2.08

Factor Nc 7.57

Factor Ng 0.22

Factor Sc 1.27

Factor Dc 1.23

Presión última 2.76 Kg/cm²

Presión admisible 0.92 Kg/cm²

=====

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982) SIN CORRECCIÓN GEOMÉTRICA

=====

k 0.0 Kg/cm³

=====

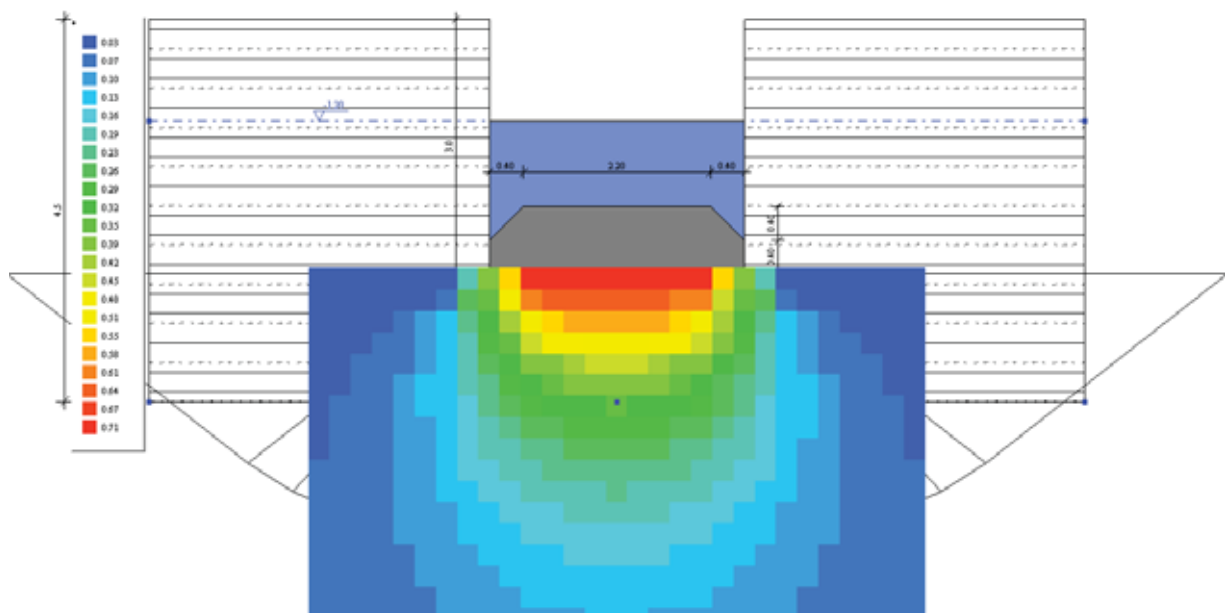
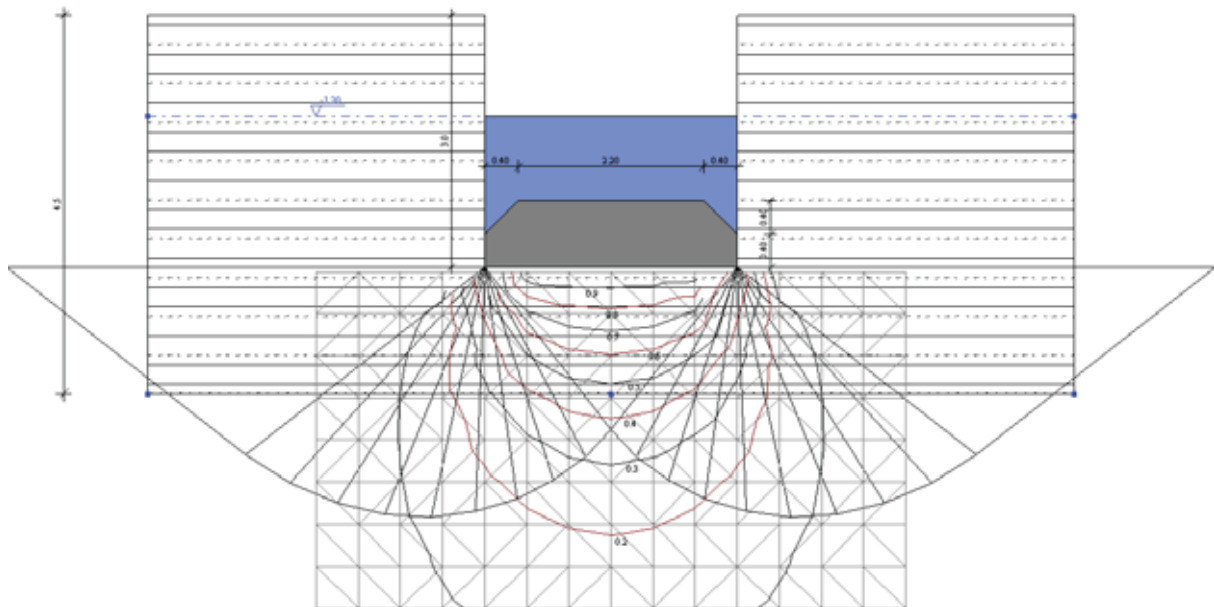
ASIENTOS POR ESTRATO

*Asiento edométrico calculado con: Método logarítmico de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

Estrato	Z (m)	Tensión (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3.75	0.513	0.203	Edométrico	0.715	0.0	0.715

Asiento total $W_t=0.715$ cm



2.3 Prof. Encaje: 3.50 m.

DATOS GENERALES

=====

Ancho cimentación 3.0 m
 Largo cimentación 3.0 m
 Profundidad plano de cimentación 3.5 m
 Altura de encaje 3.5 m
 Inclinación plano de cimentación 0.0°
 Inclinación talud 0.0°
 Factor de seguridad (Fc) 3.0
 Factor de seguridad (Fq) 3.0
 Factor de seguridad (Fg) 3.0
 Aceleración máxima horizontal 0.25
 Asientos después de T años 10.0
 Profundidad nivel freático 1.2

=====

ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. Primaria; Cs: Coef. Consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
4.5	1940.0	2100.0	14.0	9.48	0.35	0.2345	0.0	0.0	50.0

Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]

=====

Fuerza vertical [V] 65000.0 Kg

Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

=====

Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]

=====

Fuerza vertical [V]	65000.0	Kg
Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

=====

CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

=====

Factor Nq	2.08
Factor Nc	7.57
Factor Ng	0.22
Factor Sc	1.27
Factor Dc	1.27

=====

Presión última	2.85	Kg/cm ²
Presión admisible	0.95	Kg/cm ²

=====

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982) SIN CORRECCIÓN GEOMÉTRICA

=====

k	0.0	Kg/cm ³
---	-----	--------------------

=====

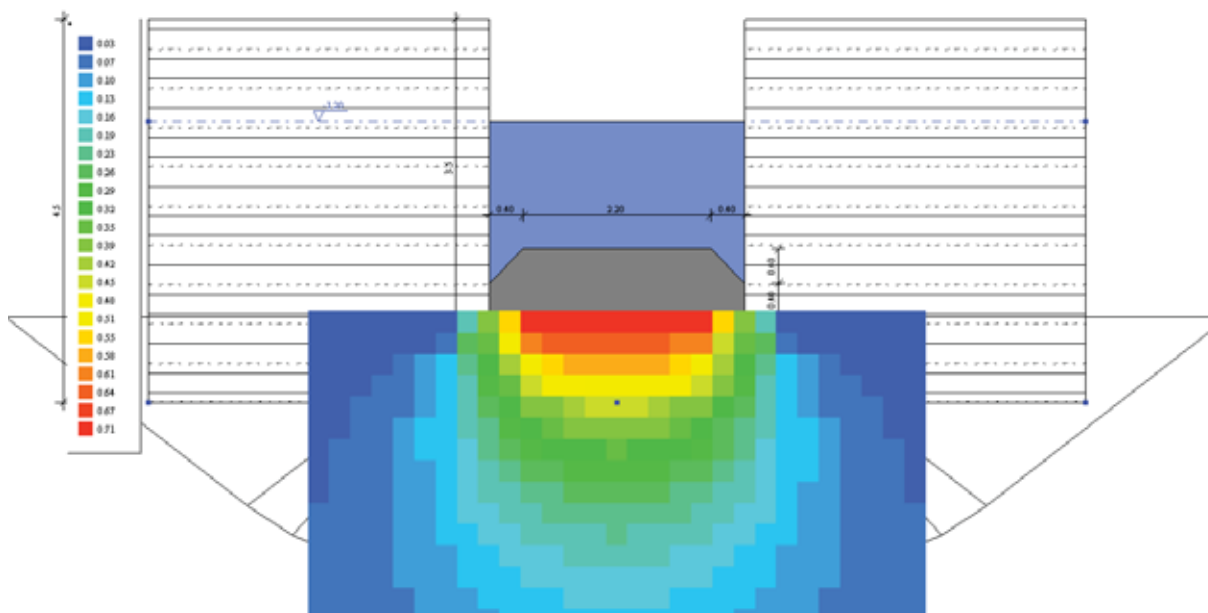
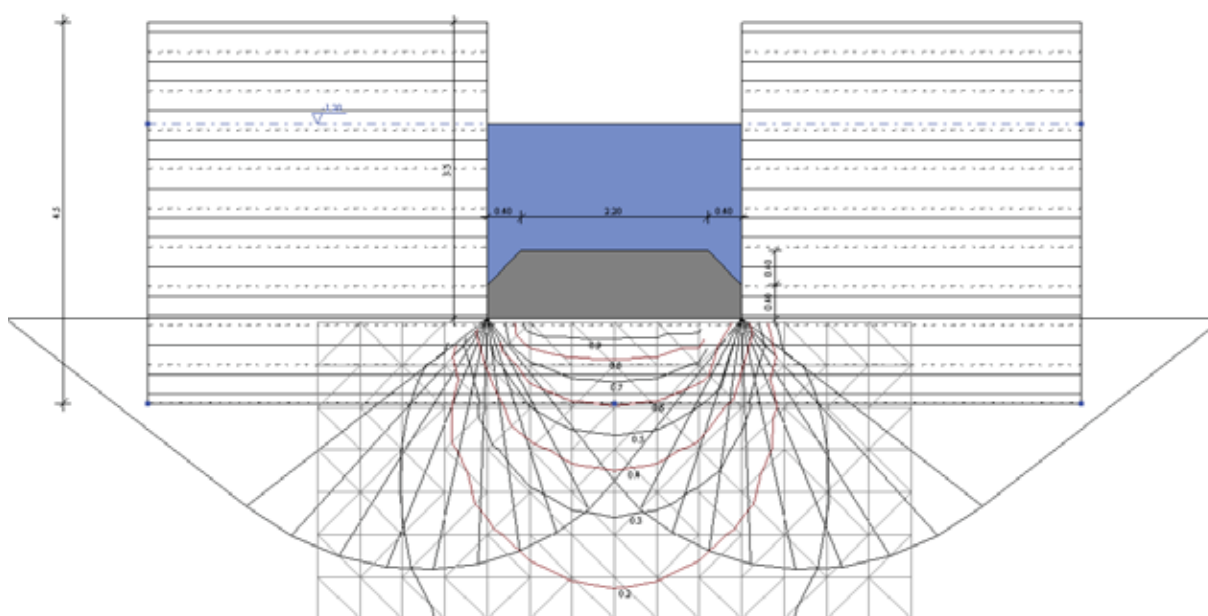
ASIENTOS POR ESTRATO

*Asiento edométrico calculado con: Método logarítmico de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

Estrato	Z (m)	Tensión (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	4	0.541	0.187	Edométrico	0.433	0.0	0.433

Asiento total Wt=0.433 cm



2.4 Prof. Encaje: 4.00 m.

DATOS GENERALES

=====

Ancho cimentación 3.0 m
 Largo cimentación 3.0 m
 Profundidad plano de cimentación 4.0 m
 Altura de encaje 4.0 m
 Inclinación plano de cimentación 0.0°
 Inclinación talud 0.0°
 Factor de seguridad (Fc) 3.0
 Factor de seguridad (Fq) 3.0
 Factor de seguridad (Fg) 3.0
 Aceleración máxima horizontal 0.25
 Asientos después de T años 10.0
 Profundidad nivel freático 1.2

=====

ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
4.5	1940.0	2100.0	14.0	9.48	0.35	0.2345	0.0	0.0	50.0

Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]

=====

Fuerza vertical [V] 65000.0 Kg

Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

=====

Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]

=====

Fuerza vertical [V]	65000.0	Kg
Fuerza horizontal [HB]	0.0	Kg
Fuerza horizontal [HL]	0.0	Kg
Excentricidad en B [eB]	0.0	m
Excentricidad en L [eL]	0.0	m

=====

CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

=====

Factor Nq	2.08
Factor Nc	7.57
Factor Ng	0.22
Factor Sc	1.27
Factor Dc	1.31

=====

Presión última	2.94	Kg/cm ²
Presión admisible	0.98	Kg/cm ²

=====

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982) SIN CORRECCIÓN GEOMÉTRICA

=====

k	0.0	Kg/cm ³
---	-----	--------------------

=====

ASIENTOS POR ESTRATO

Asiento total $W_t=0.183$ cm



PLANOS O CROQUIS Y PERFIL ESTRATIGRAFICO.

A continuación se tiene los Planos o Croquis de ubicación del Proyecto y distribución de los puntos de investigación, asimismo los perfiles estratigraficos de los suelos.

Plano de Ubicación del Programa de Exploración

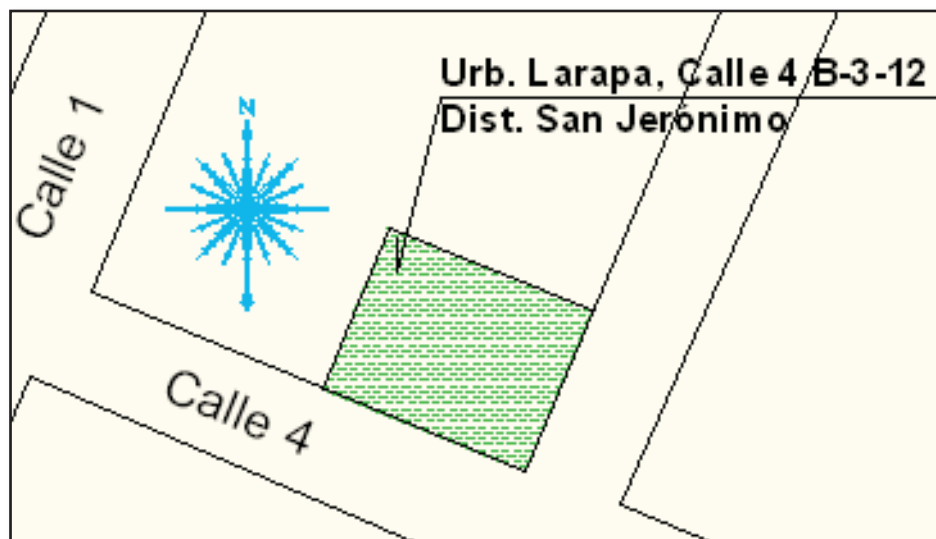
Croquis de Ubicación de los puntos de exploración:}



Ubicación de la Calicata prospectada In Situ - EMS Urb. Larapa, Calle 4 B-3-12

Perfil estratigráfico por punto investigado.

Se muestran a continuación los perfiles estratigráficos en los puntos investigados.



RESULTADOS DE LOS ENSAYOS «IN SITU» Y DE LABORATORIO.

Resultados de los Ensayos “In Situ”

Se muestran a continuación los resultados de los ensayos in situ realizados con PDL.

ENSAYO CON PENETROMETRO DINAMICO DE CONO LIGERO



CARACTERÍSTICAS TÉCNICO - INSTRUMENTALES SONDA: PDC LIGERO

Ref. Norma	DIN 4094
Peso masa de golpeo	8 kg
Altura de caída libre	0.10 m
Peso sistema de golpeo	5 kg
Diámetro puntaza cónica	22.57
Área base puntaza	4 cm ²
Largo del varillaje	1.5 m
Peso varillaje al metro	2.4 kg/m
Profundidad nicle primer varillaje	0.00
Avance puntaza	0.10
Numero golpes por puntaza	N(10)
Coefficiente de correlación	1.026
Revestimiento/lodos	No
Angulo de apertura puntaza	60

OPERADOR RESPONSABLE

Ing. ABELARDO ABARCA ANCORI

**ESTIMA PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ENSAYO POZO N° 01 - URB.
LARAPA, CALLE 4 B-3-12**

SUELOS COHESIVOS

Cohesión no drenada

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Cu (Kg/cm ²)
Estrato 1	3.77	4.50	Terzaghi-Peck	0.48

Qc (resistencia puntaza penetrómetro estático)

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Qc (Kg/cm ²)
Estrato 1	3.77	4.50	Robertson (1983)	7.54

Módulo edométrico

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Eed (Kg/cm ²)
Estrato 1	3.77	4.50	Stroud e Butler (1975)	17.30

Módulo de Young

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Ey (Kg/cm ²)
Estrato 1	3.77	4.50	Apollonia	37.70

Clasificación AGI (Assoc. It. Geolog.)

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Clasificación
Estrato 1	3.77	4.50	Classificaz. A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE

Peso específico

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Peso específico (t/m ³)
Estrato 1	3.77	4.50	Meyerhof ed altri	1.94

Peso específico saturado

	Nspt	Prof. estrato (m)	Correlación	Peso específico saturado (t/m ³)
Estrato 1	3.77	4.50	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	2.12

Resultados de los Ensayos en laboratorio.

Se muestran a continuación los gráficos y resultados en laboratorio.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El sub suelo en el área del presente Estudio de Mecánica de Suelos, presenta la siguiente Estratigrafía, en función de los resultados de Clasificación de Suelos:

Perfil de Suelos			
Pozos y/o Calicatas (C)	Caracterización de Estratos		
	Estrato (E)	Profundidad	Composición
C-01	E – 1	0.00 m. – 4.50 m.	Arcilla limosa con arena (CL-ML); se advierte presencia de relleno antiguo y material orgánico, color marrón.

Se han realizado Ensayos de Clasificación de Suelos en los estratos de apoyo de la cimentación, habiéndose hallado los resultados siguientes:

MUESTRA	POZO	ESTRATO N°	PROFUNDIDAD	C. A. %	LP %	LL %	IP
1	C-01	E – 1	0.00m. – 4.50 m.	19.51	12.57	19.19	6.62

Pozo y/o Calicata (C)	N°	Cu	Cc	CLASIFICACION SUCS	Descripción	Color
C-01	E – 1	2.33	0.84	CL-ML	Arcilla limosa con arena	Marrón

En la Calicata explorada: C- 01, si se detectó nivel de la napa freática a la profundidad de exploración de 1.20 m.

Se han realizado Ensayos de Resistencia Mecánica, habiéndose hallado los resultados siguientes. Cabe referir, que los parámetros que se presentan

corresponden a los obtenidos a partir de los ensayos de Corte Directo en Laboratorio, más desfavorables, en los niveles de fundación previstos.

Pozos y/o Calicatas (C)	Caracterización de Estratos					
	Estrato (E)	Profundidad Media (m)	ϕ (o)	C Kg/cm ²	γ tn/m ³	γ_{sat} tn/m ³
C-01	E – 1	0.00 m. – 4.50 m.	14	0.35	1.94	2.10

Se ha calculado la Capacidad de Carga Admisible del Suelo a diferentes profundidades.

Prof. de Cimentación (metros)	Q admisible (kg/cm ²)	Asentamiento (cm)
2.50	0.89	1.006
3.00	0.92	0.715
3.50	0.95	0.433
4.00	0.98	0.183

Se ha hallado la capacidad de carga admisible de diseño considerando falla por corte, y dada la naturaleza predominantemente heterogénea del suelo (suelos friccionantes como Limos y Arenas; y Finos como Arcillas). Se recomienda realizar la cimentación a partir de -3.00 m. ($D_f = 3.00$) del nivel actual de la superficie del terreno, considerando zapatas aisladas conectadas, vigas “T” invertidas de confinamiento en ambos sentidos y/o similares en las que los elementos verticales estén unidos en ambos sentidos en los niveles de fundación.

La presencia del nivel freático alto, va a complicar grandemente el proceso constructivo de las cimentaciones. Por la naturaleza heterogénea del suelo, material de relleno en los primeros estratos, presencia de nivel freático, que humedece

permanentemente el suelo, es de esperar desmoronamientos y/o problemas similares que podrían dificultar los trabajos de movimiento de tierras con fines de cimentación. Para evitar este tipo de situaciones, se recomienda considerar sistemas de entibamiento temporal seguros antes de los trabajos de vaceado de las cimentaciones, los cuales se deben de realizar por tramos y rápidamente; se debe evitar dejar descubiertas las zanjas por mucho tiempo.

Debido a los movimientos de tierra con fines de cimentación, las cimentaciones de las edificaciones vecinas es probable que queden sin confinamiento lateral; de ser así y por la naturaleza saturada y deleznable del suelo es muy probable causar daños en su estabilidad; por tal motivo es necesario la implementación de calzaduras para asegurar su estabilidad.

Con fines constructivos se recomienda la implementación de sub zapatas de concreto ciclópeo de hasta 1.50m de altura.

Para poder trabajar en seco se sugiere la implementación de un pozo en la parte más baja hasta la cual se debe de conducir el agua y de allí debe ser bombeada a distancias prudentes.

Deberá eliminarse el suelo de relleno y/o similar, tal como lo indica la Norma E.050 en su acápite 4.4.2. donde señala: “Que las construcciones no podrán construirse sobre rellenos, ni sobre tierras de cultivo, suelos orgánicos, turba o mezcla de ellos, los cuales deberán ser removidos en su totalidad y reemplazados por suelos seleccionados, antes de iniciar la construcción de la cimentación”.

RECOMENDACIONES GENERALES:

Se han realizado Ensayos Por la naturaleza heterogénea del suelo, material de relleno en los primeros estratos, presencia de nivel freático, que humedece permanentemente el suelo, es de esperar desmoronamientos y/o problemas similares que podrían dificultar los trabajos de movimiento de tierras con fines de cimentación. Para evitar este tipo de situaciones, se recomienda considerar sistemas de entibamiento temporal seguros antes de los trabajos de vaceado de las cimentaciones.

En todos los costados y el fondo de nivel de piso, por la presencia de nivel freático, se debe considerar aditivos impermeabilizantes y acelerantes de fragua en la fabricación del concreto de la cimentación.

Los estudios realizados corresponden a la estratigrafía del suelo en puntos específicos; sin embargo, durante los trabajos de movimiento de tierras con fines de cimentación, se verá en forma masiva todo el suelo. En tal sentido, si durante el proceso constructivo se hallasen suelos diferentes a los descritos en el presente informe, se debe contactar oportunamente con el suscrito para realizar las recomendaciones correspondientes.

Se recomienda la participación de una supervisión externa para la etapa de construcción, así como la participación necesaria de un laboratorio de control de calidad de materiales durante la ejecución de la obra.

Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.

