

**UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
Y DEL AMBIENTE**

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TOMO I

**“ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL
SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE
AREQUIPA”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

Bach. Ing. Mauricio Urquizo Surco

AREQUIPA – PERU

2014

RESUMEN

En el primer capítulo se define los objetivos, problemas y limitaciones de esta investigación, así mismo se hace una descripción de la arquitectura del edificio en estudio, posteriormente se hace referencia a la designación de los bloques a analizar para su fácil identificación durante la investigación.

En el segundo capítulo se realiza el marco teórico donde se cita la normatividad para el respectivo análisis de la edificación, así mismo se define ciertos criterios de estructuración que fueron aplicado durante la presente tesis, posteriormente se realiza una descripción desde el punto de vista estructural los sistemas estructurales a analizar.

El tercer capítulo se hace referencia al estudio de mecánica de suelos, donde se especifica la metodología empleada para cada ensayo, se muestran los cálculos realizados, y los resultados obtenidos se presentan en los respectivos anexos.

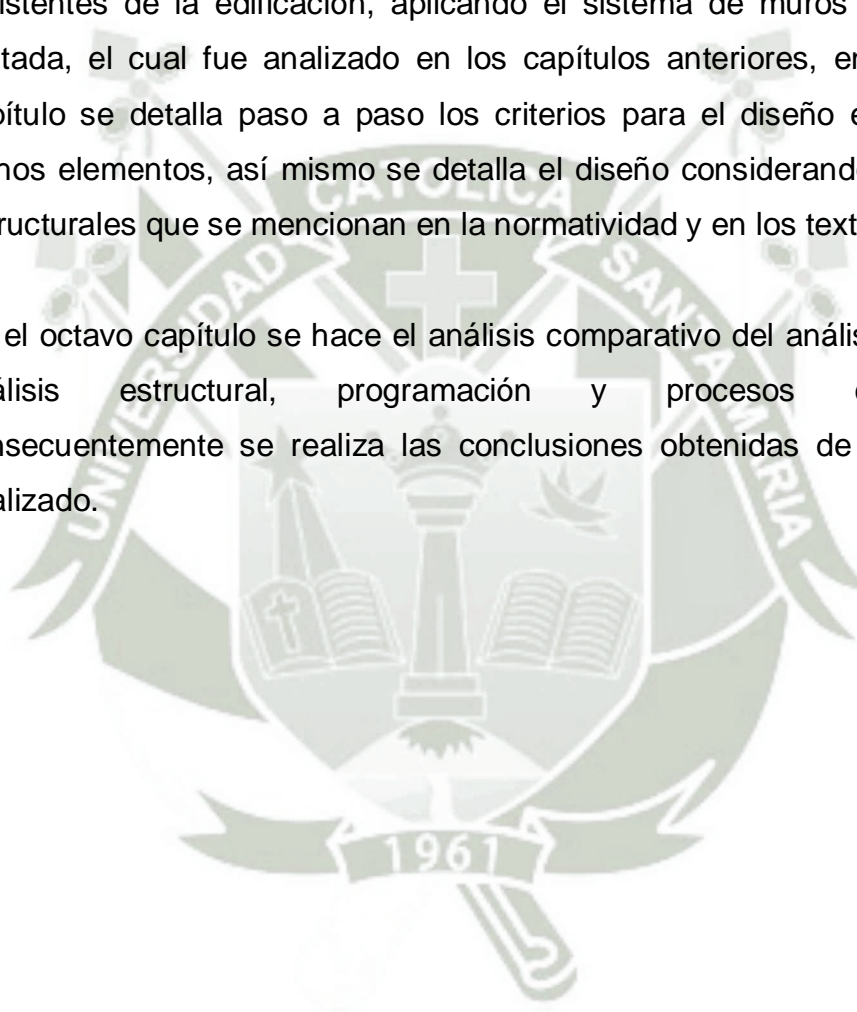
En el cuarto capítulo se menciona el análisis estructural de la edificación usando el sistema dual, donde se explica desde el punto de vista estructural el comportamiento de la edificación ante las cargas impuestas, como consecuencia de este análisis se obtiene esfuerzos, tensiones y deformaciones que serán analizadas con mayor detalle en el presente capítulo.

En el quinto capítulo se realiza el diseño estructural de la edificación, usando el sistema dual, así mismo se presenta ciertos criterios estructurales tomados como referencia de textos y normas que se aplican en nuestro país.

En el sexto capítulo se analiza desde el punto de vista estructural a la edificación usando el sistema de muros de ductilidad limitada, donde se muestra ciertos lineamientos que definen el comportamiento de la estructura, así mismo se realiza el análisis dinámico y estático de dicha edificación.

En el séptimo capítulo se realiza el diseño estructural de los elementos resistentes de la edificación, aplicando el sistema de muros de ductilidad limitada, el cual fue analizado en los capítulos anteriores, en el presente capítulo se detalla paso a paso los criterios para el diseño estructural de dichos elementos, así mismo se detalla el diseño considerando los criterios estructurales que se mencionan en la normatividad y en los textos.

En el octavo capítulo se hace el análisis comparativo del análisis de costos, análisis estructural, programación y procesos constructivos, consecuentemente se realiza las conclusiones obtenidas de cada criterio analizado.



SUMMARY

In the first chapter objectives, problems and limitations of this research is defined, also a description of the architecture of the building under study is done, then reference to the appointment of the blocks to analyze for easy identification during the investigation is done.

In the second chapter the theoretical framework regulations for the respective analysis of the building cited is performed, also certain criteria structuring that were implemented during this thesis is defined, then a description is made from the structural point of view the analyzing structural systems.

The third chapter refers to the study of soil mechanics, where the methodology used for each test is specified, the calculations are shown, and the results obtained are presented in the respective annexes

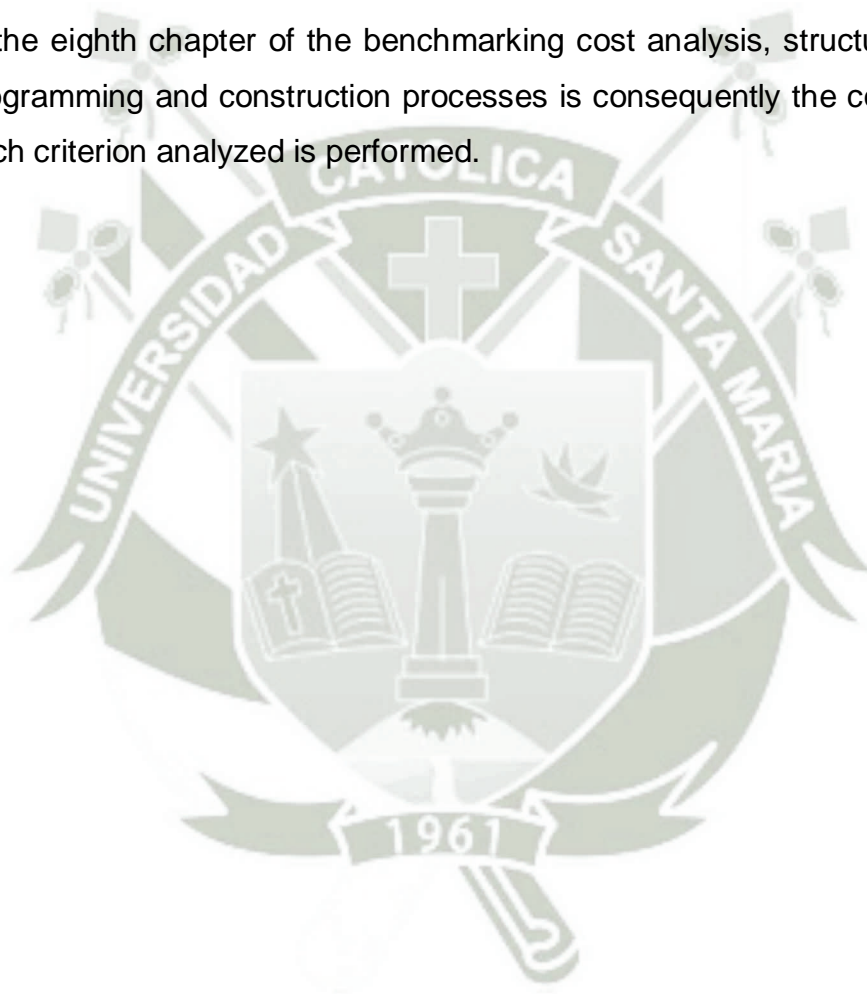
In the fourth chapter the structural analysis of the building using the dual system, which is explained from the structural point of view the behavior of the building to the charges imposed as a result of this analysis effort, stress and strain is obtained to be mentioned discussed in more detail in this chapter.

En el quinto capítulo se realiza el diseño estructural de la edificación, usando el sistema dual, así mismo se presenta ciertos criterios estructurales tomados como referencia de textos y normas que se aplican en nuestro país.

In the sixth chapter analyzes from the structural point of view to the building using the system walls of limited ductility, where certain guidelines that define the behavior of the structure shown, also the dynamic and static analysis of the building is done.

In the seventh chapter the structural design of the resisting elements of the building using the system walls of limited ductility, which was discussed in the previous chapters was held in this chapter step by step the criteria for structural design these elements, also present detailed structural design considering the criteria listed in the regulations and in the texts, the results were presented in the annexes.

In the eighth chapter of the benchmarking cost analysis, structural analysis, programming and construction processes is consequently the conclusions of each criterion analyzed is performed.



INDICE GENERAL

<u>Pág.</u>		
	• RESUMEN	01
	• SUMMARY	03
	• INDICE	06
	• LISTA DE FIGURAS	12
	• LISTA DE TABLAS	15



INDICE

1 GENERALIDADES		Pág.
1.1	INTRODUCCION	18
1.2	OBJETIVO	21
1.2.1	OBJETIVO GENERAL	21
1.2.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS	21
1.3	DESCRIPCION DEL PROBLEMA	22
1.3.1	PROBLEMA GENERAL	22
1.3.2	PROBLEMA ESPECIFICO	22
1.4	LIMITACIONES	23
1.4.1	LIMITACIONES ESTRUCTURALES	24
1.5	ARQUITECTURA DEL PROYECTO	24
 2 MARCO TEORICO		
2.1	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION y DISEÑO	31
2.1.1	SIMETRIA Y SIMPLICIDAD	32
2.1.2	RESISTENCIA Y DUCTIBILIDAD	33
2.1.3	HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO	34
2.1.4	UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA	34
2.1.5	RIGIDEZ LATERAL	34
2.1.6	EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS RIGIDOS	35
2.1.7	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	35
2.1.8	SUBESTRUCTURAS O CIMENTACION	36
2.1.9	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	36
2.2	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO	37
2.3	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	37
2.3.1	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DUAL	37
2.3.2	DESCRIPCION DEL SISTEMA DE DUCTILIDAD LIMITADA	38
 3 ESTUDIO DE SUELOS		
3.1	OBJETIVOS DEL ESTUDIO	41
3.2	MEMORIA DESCRIPTIVA	41
3.2.1	UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO	41
3.2.2	CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	42
3.3	INFORME TECNICO-ENSAYOS DE LABORATORIO	43
3.4	INVESTIGACIONES EFECTUADAS	43
3.4.1	TRABAJOS EN CAMPO	43
3.4.2	CLASIFICACION DE LOS SUELO	44
3.4.3	CALICATAS Y SONDAJE	44
3.5	RESUMEN DE LOS ANALISIS Y ENSAYOS DE LABORATORIO	46
3.5.1	CLASIFICACION DE SUELOS Y ELABORACIÓN DE LOS PERFILES ESTATIGRAFICOS	47

3.5.2	ANÁLISIS GRANULOMETRICO	47
3.5.3	CONSISTENCIA Y LÍMITES DE ATTERBERG	50
3.5.4	CLASIFICACION SUCS	51
3.5.5	CLASIFICACION AASHTO	53
3.5.6	CONTENIDO DE HUMEDAD	53
3.5.7	DENSIDAD MINIMA	55
3.5.8	DENSIDAD MÁXIMA	56
3.5.9	DENSIDAD NATURAL IN SITU MEDIANTE MÉTODO DE ARENA	57
3.5.10	DENSIDAD RELATIVA	59
3.5.11	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	60
3.6	CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA	61

4 ANALISIS ESTRUCTURAL USANDO EL SISTEMA DUAL

4.1	INTRODUCCION	64
4.2	EVALUACION DE IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION	64
4.2.1	IRREGULARIDADES EN ALTURA	64
4.2.2	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	66
4.3	ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO	71
4.3.1	SIMPLICIDAD Y SIMETRIA	71
4.3.2	RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	71
4.3.3	UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD	71
4.3.4	RIGIDEZ LATERAL	71
4.3.5	EXISTENCIA DE DIAFRAGMA RIGIDO	71
4.3.6	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	72
4.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	73
4.4.1	LOSAS ALIGERADAS	73
4.4.1.1	CONTROL DE DEFLEXIONES EN ELEMENTOS ARMADOS DE UNA DIRECCION SOMETIDOS A FLEXION	74
4.4.2	LOSAS MACIZAS	75
4.4.3	VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS	78
4.4.4	COLUMNAS, PLACAS Y MUROS ESTRUCTURALES	82
4.4.5	CISTERNA	84
4.4.6	ESCALERA	84
4.4.7	TANQUE ELEVADO	88
4.4.8	TABIQUERIA	89
4.5	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	91
4.6	ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	92
4.6.1	METRADOS DE CARGAS	94
4.6.1.1	ANALISIS DE CARGAS DE LOSAS ALIGERADAS	94
4.6.1.2	ANALISIS DE CARGAS DE LOSAS MACIZAS	95
4.6.1.3	ANALISIS DE CARGAS VIGAS, COLUMNAS Y MUROS ESTRUCTURALES	96
4.6.1.4	ANALISIS DE CARGAS DE LA ESCALERA	96
4.6.1.5	ANALISIS DE CARGAS DE TANQUE ELEVADO	97
4.6.1.6	ANALISIS DE CARGAS DEL CUARTO DE MAQUINAS	97
4.6.1.7	ANALISIS DE CARGAS DE TABIQUERIA DE LADRILLO	97
4.7	MODELO ESTRUCTURAL	98
4.8	ANALISIS SISMICO	98
4.8.1	DESCRIPCION DEL ANALISIS SISMICO	99
4.8.2	REQUERIMIENTO EN EL ANALISIS SISMICO-ESTATICO	100
4.8.3	PARAMETROS DE ANALISIS SISMICO	101
4.8.3.1	PARÁMETROS DEL SITIO	101

4.9	ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO	102
4.9.1	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS	104
4.9.1.1	PESO DE LA EDIFICACIÓN	104
4.9.1.2	CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA	105
4.9.1.3	CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ	108
4.9.1.4	MOMENTO TORSIONAL ACCIDENTAL	110
4.9.2	DERIVAS MÁXIMAS DEL CENTRO DE MASAS Y DESPLAZAMIENTO LATERALES PERMISIBLES	111
4.9.3	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LOS EXTREMOS DE LA PLANTA	114
4.10	PROCEDIMIENTO POR ANÁLISIS DE COMPUTADORA	117
4.11	ANÁLISIS DINÁMICO	118
4.11.1	PESO DE LA EDIFICACIÓN	119
4.11.2	ACELERACIÓN ESPECTRAL	119
4.11.3	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN	120
4.11.3.1	RESULTADO DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO	121
4.11.3.2	PARTICIPACIÓN MODAL	124
4.11.3.3	FUERZA CORTANTE DINÁMICO	125
4.11.3.4	DESPLAZAMIENTO LATERALES Y DERIVAS	127

5 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO USANDO EL SISTEMA DUAL

5.1	CONSIDERACIONES GENERALES	131
5.1.1	FACTORES DE CARGA	131
5.1.2	FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD	133
5.2	DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	133
5.2.1	DISEÑO DE ZAPATA	133
5.3	DISEÑO DE ESCALERA	142
5.3.1	DISEÑO A FLEXIÓN	142
5.4	DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS-MUROS DE CONCRETO)	147
5.5	DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS	158
5.5.1	DISEÑO DE VIGAS	158
5.5.2	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	166
5.5.3	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	172
5.6	DISEÑO DE TANQUE ELEVADO	176
5.7	DISEÑO DE CISTERNA	190

6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

6.1	INTRODUCCIÓN	195
6.1.1	CONCEPTO DE SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	196
6.1.2	USO DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN EL PERÚ	197
6.2	PREDIMENSIONAMIENTO	197
6.2.1	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	197

6.3	METRADO Y ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	200
6.4	ANALISIS DE LA ESTRUCTURA	201
6.4.1	INTRODUCCION	201
6.4.2	MODELO ESTRUCTURAL	201
6.5	ANALISIS SISMICO	202
6.5.1	DESCRIPCION DEL ANALISIS	202
6.5.2	MODELO ESTRUCTURAL	203
6.5.3	PROCEDIMIENTO DE ANALISIS	204
6.5.4	ANÁLISIS SISMICO ESTATICO	205
6.5.4.1	PESO DEL EDIFICIO	205
6.5.4.2	CALCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA	205
6.5.4.3	CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ	207
6.5.4.4	MOMENTO TORSIONAL ACCIDENTAL	209
6.5.4.5	DERIVAS MAXIMAS DEL CENTRO DE MASAS Y DESPLAZAMIENTO LATERALES PERMISIBLES	210
6.5.4.6	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LOS EXTREMOS DE LA PLANTA	214
6.5.5	ANALISIS SISMICO DINAMICO	217
6.5.5.1	RESULTADO DE FUERZA DEL SISMO	218
6.5.5.2	PARTICIPACION MODAL	221
6.5.5.3	FUERZA CORTANTE DINAMICO	222
6.5.5.4	DESPLAZAMIENTOS LATERALES	223

7 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

7.1	CONSIDERACIONES GENERALES	229
7.1.1	DISEÑO A LA ROTURA	229
7.1.2	COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE AMPLIFICACION	229
7.1.3	FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA	230
7.2	INTRODUCCION	230
7.2.1	DUCTILIDAD	231
7.2.2	RESPUESTA CON ALTA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (FLEXION)	231
7.3	ESPECIFICACIONES EN EL DISEÑO PARA EDIFICACIONES DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.	232
7.3.1	LIMITACIONES Y DEFINICIONES	232
7.3.2	MODELO PARA ANALISIS DE LOS EMDL	232
7.3.3	DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES	233
7.3.4	IRREGULARIDADES EN ALTURA Y REQUISITOS DE DISEÑO	233
7.3.5	REQUERIMIENTOS EN MATERIALES	234
7.3.6	REQUERIMIENTOS EN EL DISEÑO DE MUROS	234
7.4	DISEÑO DE ELEMENTOS	239
7.4.1	DISEÑO DE LOSAS	239
7.4.1.1	CONSIDERACIONES GENERALES	239
7.4.1.2	DISEÑO POR FLEXION	240
7.4.1.3	DISEÑO POR FUERZA CORTANTE	242
7.4.2	DISEÑO DE MUROS	244
7.4.2.1	CONSIDERACIONES GENERALES	244
7.4.2.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION	245
7.4.2.3	DISEÑO POR CORTE	250
7.4.3	DISEÑO DE CIMENTACIONES	252
7.4.3.1	ESPESOR DE LA LOSA DE CIMENTACION	252

7.4.3.1.1	DIMENSIONAMIENTO POR PUNZONAMIENTO	253
7.4.3.1.2	REVISIONES DE PRESIONES	256
7.4.3.2	DISEÑO POR FLEXION	258

8 ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO Y PLAZOS DE EJECUCION

8.1	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	266
8.1.1	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN EL SISTEMA DUAL	267
8.1.1.1	SOBRE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS	267
8.1.1.2	CIMENTACION	268
8.1.1.3	PLACAS Y COLUMNAS	269
8.1.1.3.1	ENCOFRADO	269
8.1.1.3.2	ACERO	270
8.1.1.3.3	CONCRETO	271
8.1.1.4	VIGAS Y LOSAS	272
8.1.1.4.1	ENCOFRADO	272
8.1.1.4.2	ACERO	275
8.1.1.4.3	CONCRETO	276
8.1.2	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	276
8.1.2.1	SOBRE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS	277
8.1.2.2	CIMENTACION	277
8.1.2.2.1	ENCOFRADO	279
8.1.2.2.2	ARMADO	279
8.1.2.2.3	VACIADO DE CONCRETO	280
8.1.2.2.4	CURADO	281
8.1.2.2.5	ACABADO	282
8.1.2.3	MUROS	282
8.1.2.3.1	ENCOFRADOS	283
8.1.2.3.2	ARMADO	286
8.1.2.3.3	VACIADO DE CONCRETO	287
8.1.2.3.4	DESENCOFRADO	290
8.1.2.3.5	CURADO	290
8.1.2.3.6	RESANE DE MUROS	290
8.1.2.4	LOSAS MACIZAS	291
8.1.2.4.1	ENCOFRADO	291
8.1.2.4.2	ARMADO	292
8.1.2.4.3	CONCRETO	293
8.1.2.4.4	DESENCOFRADO	294
8.1.2.4.5	CURADO	294
8.1.2.5	INSTALACIONES ELECTRICAS Y SANITARIAS	295
8.1.3	VENTAJAS DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	296
8.1.4	DESVENTAJAS DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.	297
8.2	ANALISIS DE COSTOS	298
8.2.1	METRADO DE PARTIDAS USANDO EL SISTEMA DUAL	298
8.2.2	METRADO DE PARTIDAS USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	299
8.2.3	DE LA INCIDENCIA DE PARTIDAS REPRESENTATIVAS EN AMBOS SISTEMAS	299
8.2.4	ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS USANDO EL SISTEMA DUAL	309

8.2.5	ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	310
8.2.6	PRESUPUESTO USANDO EL SISTEMA DUAL	310
8.2.7	PRESUPUESTO USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	311
8.3	ANALISIS DE PLAZOS DE EJECUCION	315
8.3.1	PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DUAL	315
8.3.2	PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	315
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
9.1	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	317
10	ANEXOS	
	ANEXO 1. PLANO DE UBICACION Y PERFIL ESTRATIGRAFICO	328
	ANEXO 2. ANALISIS GRANULOMETRICO	329
	ANEXO 3. DENSIDAD MAXIMA Y DENSIDAD MINIMA	348
	ANEXO 4. DENSIDAD NATURAL IN SITU MEDIANTE METODO DE ARENA	352
	ANEXO 5. ENSAYO DE CORTE DIRECTO	354
	ANEXO 6. PRESUPUESTO USANDO EL SISTEMA DUAL	358
	ANEXO 7. PRESUPUESTO USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	361
	ANEXO 8. PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DUAL	364
	ANEXO 9. PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	366
11	BIBLIOGRAFIA	369
12	PLANOS	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1:	Crecimiento económico de Arequipa.	18
Figura 1.2:	Vista en aérea de la ubicación de la edificación en estudio.	25
Figura 1.3:	Vista en planta del primer nivel, 1er y 2do bloque.	26
Figura 1.4:	Designación de bloques y departamentos.	27
Figura 1.5:	Vista en planta de primer nivel.	28
Figura 1.6:	Vista Frontal.	29
Figura 1.7:	Vista Lateral Izq.	29
Figura 3.8:	Excavación de calicata N 1 (C-1).	45
Figura 3.9:	Excavación de calicata N 2 (C-2).	45
Figura 3.10:	Excavación de calicata N 3 (C-3).	46
Figura 3.11:	Vista de las calicatas.	46
Figura 3.12:	Muestras de cada calicata para los respectivos ensayos.	48
Figura 3.13:	Tamices utilizados para el ensayo de Granulometría.	48
Figura 3.14:	Muestras tamizadas despues del ensayo.	49
Figura 3.15:	Maquina tamizadora.	49
Figura 3.16:	Muestras tamizadas para realiar los ensayos de plasticidad.	50
Figura 3.17:	Parámetros para la de clasificación S.U.C.S.	52
Figura 3.18:	Parámetros para la clasificación A.A.S.H.T.O.	53
Figura 3.19:	Horno usado para el ensayo de contenido de humedad.	54
Figura 3.20:	Pesado de las muestras .	54
Figura 3.21:	Molde para el ensayo de densidad minima.	55
Figura 3.22:	Mesa vibratoria para la determinacion de la densidad máxima.	56
Figura 3.23:	Instrumentos utilizados para la determinación in situ de la densidad.	58
Figura 3.24:	Maquina utilizada para el ensayo de corte.	60
Figura 3.25:	Lecturas obtenidas en el ensayo.	61
Figura 4.26:	Irregularidades en geometría vertical.	65
Figura 4.27:	Irregularidad en la edificación.	65
Figura 4.28:	Discontinuidad en los sistemas resistentes.	66
Figura 4.29:	Discontinuidad en el diafragma.	66
Figura 4.30:	Momento torsor en placa en común.	67
Figura 4.31:	Influencia de fuerza sísmica entre ambos bloques.	68
Figura 4.32:	Idealización de la estructura considerando la unión de ambos bloques.	68
Figura 4.33:	Momentos generados por el sismo en x en la placa en común.	69
Figura 4.34:	Viga de ligue para reducir la irregularidad en planta.	70
Figura 4.35:	Losa aligerada típica a utilizar.	75
Figura 4.36:	Escaleras, pasos y contrapasos.	85
Figura 4.37:	Dimensiones de tramo típico de escalera principal.	86
Figura 4.38:	Idealización de cargas estáticas en escalera.	88
Figura 4.39:	Idealización de la estructura inicial para el analisis sismico estatico.	106
Figura 4.40:	Idealización de la estructura aislada para el analisis sismico estatico.	106
Figura 4.41:	Sistema de coordenadas globales con respecto al primer bloque.	109
Figura 4.42:	Sistema de coordenadas globales con respecto al segundo bloque.	110
Figura 4.43:	Extremos analizados para ambos bloques.	115
Figura 4.44:	Espectros de diseño.	121
Figura 4.45:	Modos de vibración del primer bloque.	122
Figura 4.46:	Modos de vibración del Segundo bloque.	123
Figura 5.47:	Parámetros para el diseño de zapata.	135
Figura 5.48:	Area de corte de zapata por punzonamiento.	136
Figura 5.49:	Secciones críticas en zapatas.	137
Figura 5.50:	Área de aplastamiento.	141

Figura 5.51:	Escalera de acceso.	142
Figura 5.52:	Diagrama simplificado de escalera.	143
Figura 5.53:	Diagrama cargas en escalera.	143
Figura 5.54:	Momentos en escalera.	145
Figura 5.55:	Sección de columna analizada C-1.	154
Figura 5.56:	Diagrama de interacción para el sentido x.	155
Figura 5.57:	Diagrama de interacción para el sentido y.	155
Figura 5.58:	Momentos en Viga V-1.	162
Figura 5.59:	Valores de los momentos positivos y negativos en Viga V-1.	163
Figura 5.60:	Diagrama de fuerzas cortantes en V-1.	164
Figura 5.61:	Valores de los cortantes positivos y negativos en Viga V-1.	164
Figura 5.62:	Losa aligerada de baño y lavandería primer bloque.	170
Figura 5.63:	Diagrama de momentos de la envolvente.	171
Figura 5.64:	Idealización de losas en primer bloque.	174
Figura 5.65:	Momentos en el eje Y correspondientes a Primer Bloque.	174
Figura 5.66:	Area de acero requerido en el eje Y, correspondientes al Primer Bloque.	175
Figura 5.67:	Area de acero requerido en el eje x, correspondiente al Primer Bloque.	175
Figura 5.68:	Vista en planta de tanque elevado.	179
Figura 5.69:	Modelamiento de Tanque elevado, presión de agua y momentos.	180
Figura 5.70:	Momentos, fuerza cortante y deformada de pared de tanque elevado.	183
Figura 5.71:	Cargas críticas actuantes en fondo de losa y paredes de cisterna.	191
Figura 5.72:	Esfuerzos y momentos generados ante las cargas críticas en la cisterna.	192
Figura 6.73:	Ejemplo de una edificación usando el sistema estructural de muro de ductilidad limitada.	195
Figura 6.74:	Distribución de muros en el primer bloque.	198
Figura 6.75:	Distribución de muros en el segundo bloque.	199
Figura 6.76:	Planta y perfil de muro mas cargado.	199
Figura 6.77:	Asignación de Etiquetas a muros en el Primer bloque.	201
Figura 6.78:	Asignación de Etiquetas a muros en el Segundo bloque.	202
Figura 6.79:	Control del slump en el concreto premezclado.	203
Figura 6.80:	Sistema de coordenadas globales con respecto a la estructura.	208
Figura 6.81:	Sistema de coordenadas globales con respecto a la estructura para el segundo bloque.	209
Figura 6.82:	Puntos estudiados para el análisis torsional.	214
Figura 6.83:	Espectro de Diseño.	218
Figura 6.84:	Modos de vibración del Primer Bloque.	219
Figura 6.85:	Modos de vibración del Segundo Bloque.	220
Figura 6.86:	Desplazamiento absoluto correspondiente al 1er Bloque.	225
Figura 6.87:	Derivas correspondientes al 1er Bloque en ambos ejes.	225
Figura 6.88:	Derivas correspondientes al 2do Bloque en ambos ejes.	227
Figura 6.89:	Desplazamiento absoluto correspondiente al 1er Bloque.	227
Figura 7.90:	Cuantías de acero en bordes no confinados.	230
Figura 7.91:	Momentos producidos por cargas amplificadas en el Primer Bloque.	241
Figura 7.92:	Momentos producidos por cargas amplificadas en el Segundo Bloque	242
Figura 7.93:	Fuerzas cortantes en losas correspondientes al 1er bloque.	243
Figura 7.94:	Fuerzas cortantes en losas correspondientes al 2do bloque.	244
Figura 7.95:	Distribución de acero en muro de ductilidad limitada.	246
Figura 7.96:	Muro diseñado con el programa Section Designer.	248
Figura 7.97:	Diagrama de interacción para el sentido x.	248
Figura 7.98:	Esfuerzos generados por las cargas estáticas en losa de cimentación.	253
Figura 7.99:	Valores de β en una área cargada no rectangular.	254
Figura 7.100:	Muro analizado para la verificación del peralte de Platea de cimentación.	255
Figura 7.101:	Deformada de Platea de cimentación .	258
Figura 7.102:	Reacción del suelo frente a la combinación de carga estática.	259

Figura 7.103:	Momentos generados ante la combinación de cargas en la dirección X-X.	260
Figura 7.104:	Requerimiento de acero en la dirección X-X.	262
Figura 7.105:	Momentos generados por las cargas amplificadas en la dirección Y-Y.	262
Figura 7.106:	Cantidad de acero requerida en platea de cimentación en la dirección Y.	263
Figura 8.107:	Excavación de zapatas aisladas.	268
Figura 8.108:	Vaciado de concreto en zapatas.	269
Figura 8.109:	Encofrado de Vigas.	273
Figura 8.110:	Elementos del encofrado de vigas.	274
Figura 8.111:	Espaciadores en encofrados.	274
Figura 8.112:	Relleno compactado.	277
Figura 8.113:	Plateas de cimentación.	278
Figura 8.114:	Encofrado de Frisos en losa de cimentación.	279
Figura 8.115:	Colocado de acero en los dientes de la cimentación.	279
Figura 8.116:	Burritos de acero y dado de concreto.	280
Figura 8.117:	Vaceado de la cimentación.	281
Figura 8.118:	Curado de cimentación.	282
Figura 8.119:	Muros típicos en el sistema de MDL.	283
Figura 8.120:	Encofrado de muros en el sistema de MDL.	284
Figura 8.121:	Planchas metálicas en el encofrado de MDL.	285
Figura 8.122:	Encofrado metálicos y de madera presanda en el sistema de MDL.	285
Figura 8.123:	Corbatas, muretes de concreto para encofrados y dados de concreto.	286
Figura 8.124:	Vaciado conjunto de muros y losa.	288
Figura 8.125:	Vaciado separado de muros y losa.	289
Figura 8.126:	Imperfecciones previas al resane y muro luego del resane.	290
Figura 8.127:	Encofrado metálico de losa.	291
Figura 8.128:	Separadores plásticos para encofrado metálico.	292
Figura 8.129:	Puntales conservados.	284
Figura 8.130:	Cajas eléctricas sujetas a la malla electrosoldada y distribución de tuberías eléctricas.	295
Figura 8.131:	Cantidad de concreto f_c 210 kg/cm ² en el sistema dual y de MDL.	300
Figura 8.132:	Incidencia de concreto f_c 210 kg/cm ² en el sistema dual.	301
Figura 8.133:	Incidencia de concreto f_c 210 kg/cm ² en el sistema de MDL.	302
Figura 8.134:	Incidencia del encofrado en el sistema Dual.	304
Figura 8.135:	Incidencia del encofrado en el sistema de MDL.	306
Figura 8.136:	Cantidad de encofrado en ambos sistemas.	306
Figura 8.137:	Incidencia del acero en el sistema dual.	307
Figura 8.138:	Incidencia del acero en el sistema de MDL.	308
Figura 8.139:	Comparación de la cantidad de acero en ambos sistemas.	309
Figura 8.140:	Comparación de costos directos entre ambos sistemas.	311
Figura 8.141:	Comparación de costos directos en encofrados entre ambos sistemas.	312
Figura 8.142:	Comparación de costos directos en concreto entre ambos sistemas.	312
Figura 8.143:	Comparación de costos directos en acero entre ambos sistemas.	313
Figura 8.144:	Incidencia de partidas en los costos en el sistema dual.	314
Figura 8.145:	Incidencia de partidas en los costos en el sistema MDL.	314

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Cuadro de número de ambientes.	26
Tabla 3.2: Profundidad de calicatas.	45
Tabla 3.3: Tipo de llenado según el tamaño nominal de la partícula.	55
Tabla 3.4: Clasificación del estado del suelo de acuerdo a su densidad relativa.	60
Tabla 3.5: Capacidad portante para un cimiento aislado.	62
Tabla 4.6: Peralte de losas aligeradas según su distancia.	74
Tabla 4.7: Secciones propuestas según su luz.	79
Tabla 4.8: Valores del coeficiente de momentos "m".	91
Tabla 4.9: Peso específico de algunos materiales.	93
Tabla 4.10: Cargas vivas mínimas según funcionalidad de las estructuras.	94
Tabla 4.11: Metrado de cargas para una vigueta de 0.4 m de ancho efectivo.	95
Tabla 4.12: Metrado de cargas por metro cuadrado de las losas macizas.	95
Tabla 4.13: Metrado de cargas para una viga peraltada y una viga chata.	96
Tabla 4.14: Cuadro de resumen de cargas estáticas.	97
Tabla 4.15: Peso de la edificación para cálculos sísmicos.	105
Tabla 4.16: Distribución de la fuerza sísmica estática del primer bloque según niveles de la edificación.	107
Tabla 4.17: Distribución de la fuerza sísmica estática del segundo bloque según niveles de la edificación.	108
Tabla 4.18: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al primer bloque.	109
Tabla 4.19: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al segundo bloque.	110
Tabla 4.20: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x.	111
Tabla 4.21: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y.	112
Tabla 4.22: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x.	113
Tabla 4.23: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y.	114
Tabla 4.24: Control de giros en extremos opuestos del primer bloque.	116
Tabla 4.25: Control de giros en extremos opuestos del segundo bloque.	117
Tabla 4.26: Pesos de los respectivos bloques para análisis sísmico dinámico.	119
Tabla 4.27: Pseudoaceleraciones vs periodos.	121
Tabla 4.28: Periodos de los diferentes modos de vibración y participación de la masa modal en ambas direcciones para el primer bloque.	124
Tabla 4.29: Periodos de los diferentes modos de vibración y participación de la masa modal en ambas direcciones para el segundo bloque.	124
Tabla 4.30: Desplazamiento y derivas de los centros de masa correspondientes al primer bloque según análisis sísmico dinámico.	128
Tabla 4.31: Desplazamiento y derivas de los centros de masa correspondientes al segundo bloque según análisis sísmico dinámico.	129
Tabla 5.32: Cargas últimas para el diseño de columna.	153
Tabla 5.33: Combinaciones de cargas últimas para el diseño de columna en ambas direcciones	153
Tabla 5.34: Momentos y áreas requeridas según cargas últimas para el diseño de viga.	163
Tabla 5.35: Áreas de acero para el diseño de viga.	163
Tabla 5.36: Cargas últimas para la carga muerta.	182
Tabla 5.37: Cargas últimas para la carga viva.	182
Tabla 5.38: Cargas últimas para la carga muerta.	185

Tabla 5.39: Cargas últimas para la carga viva.	186
Tabla 5.40: Cargas últimas para la carga muerta.	188
Tabla 5.41: Cargas últimas para la carga viva.	188
Tabla 6.42: Resumen de metrados de cargas vivas y muertas.	200
Tabla 6.43: Distribución de la fuerza sísmica estática del primer bloque según niveles de la Edificación.	206
Tabla 6.44: Distribución de la fuerza sísmica estática del segundo bloque según niveles de la edificación.	207
Tabla 6.45: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al primer bloque.	208
Tabla 6.46: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al segundo bloque.	209
Tabla 6.47: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x.	210
Tabla 6.48: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y.	211
Tabla 6.49: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x.	212
Tabla 6.50: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y.	213
Tabla 6.51: Control de giros en extremos opuestos del primer bloque.	215
Tabla 6.52: Control de giros en extremos opuestos del segundo bloque.	216
Tabla 6.53: Pseudoaceleraciones vs periodos.	218
Tabla 6.54: Periodos de los diferentes modos de vibración y participación de la masa modal en ambas direcciones para el primer bloque.	221
Tabla 6.55: Desplazamiento en ambos ejes para el primer bloque.	224
Tabla 6.56: Desplazamiento en ambos ejes para el segundo bloque.	226
Tabla 7.57: Cargas últimas para la dirección X y Y.	246
Tabla 7.58: Cálculo de acero en platea de cimentación para la dirección X-X.	261
Tabla 7.59: Calculo de acero en platea de cimentación para la dirección Y-Y.	263

CAPITULO 1

GENERALIDADES

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Arequipa se constituye como una de las ciudades más importantes del Perú, debido a sus indicadores socioeconómicos de la población, concentración urbana, ingreso familiar promedio y consumo per cápita. Cabe indicar que además posee el segundo mayor producto bruto interno departamental del país. Consecuencia de este incremento económico, ha hecho que muchas familias busquen mejorar su calidad de vida, buscando un mejor lugar para vivir, esto sumado a las migraciones por las oportunidades laborales que Arequipa presente es que se ha reflejado estos últimos años una gran demanda de inmuebles, el cual ha sido punto visionario para muchas empresas constructoras, es por esto, que en la actualidad los sistemas constructivos han ido mejorando cada día, imponiéndose nuevas tecnologías adaptadas a nuestro medio.

AREQUIPA: EVOLUCIÓN DEL PRODUCTO INTERNO, 2001-2009

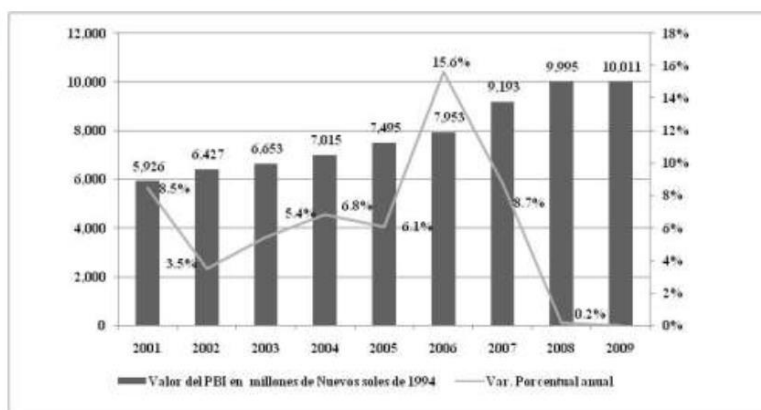


Figura 1.1: Crecimiento económico de Arequipa
(Fuente: El comercio)

Una de las mejores alternativas para vivienda familiar son los edificios multifamiliares, estos edificios se caracterizan por presentar tres o más unidades de vivienda en una misma área, que tienen servicios comunes, tales como accesos, circulación, bajantes de basura, estacionamientos, acometidas de servicios, etc., Siendo estas edificaciones las más preferidas por el mercado inmobiliario ya que satisface todas las necesidades que una familia pueda tener, dejando atrás las casa típicas de gran área, este tipo de viviendas son más compactas y presentan los mínimos ambientes que una vivienda pueda tener, este tipo de viviendas han sido durante muchos años construidas y diseñadas conforme a los sistemas estructurales más comunes, ya sean aporticados, de albañilería confinada o sistemas duales, de acuerdo al requerimiento estructural. Pero es posible construir estas edificaciones usando un sistema estructural utilizado en otras ciudades como Lima, tales como los muros de ductilidad limitada, que cumpla con las expectativas deseadas.

El sistema dual combina un sistema aporticados con muros de concreto armado de gran longitud y espesor considerable, en la que conjuntamente trata de garantizar el mejor desempeño frente a las fuerzas internas, ya sea de la misma estructura o producidas por sollicitaciones sísmicas.

Los muros de ductilidad limitada constituyen un sistema novedoso impuesto en el Perú desde hace varios años, el cual involucra una homogeneidad en muros, de similar espesor y que a su vez cumple con los requisitos sismoresistente garantizando una estructura confiable. A nivel económico este sistema que puede encarecer el proyecto debido a la gran cantidad de concreto que involucra este tipo de edificaciones.

Los edificios de muros de ductilidad limitada como su propio nombre lo dice, posee comportamientos elásticos debido a la composición del sistema ya sea por la ausencia de confinamiento y la presencia de una malla electro soldada en su interior, es posible que este sistema tenga mejores resultados estructurales frente a un sismo severo, cosa que se ha tratado de buscar durante varios años.

La funcionabilidad de este tipo de estructuras radica en la buena distribución de muros portantes, ya que de esto dependerá el comportamiento de la estructura, es importante destacar que este tipo de estructuras generalmente son del tipo regular, al tener edificaciones regulares ayudan a reducir los esfuerzos de diseño así mismo presentan un comportamiento estructural más uniforme.

De acuerdo a lo estudiado y a las investigaciones efectuadas se buscará que nuestra edificación este dentro de la categoría de las edificaciones regulares, estos criterios post-diseños favorecerán en el momento de diseñar la edificación, ya que se tendrá una idea del comportamiento de la estructura ante las fuerzas actuantes.

Durante mucho tiempo se ha estudiado a los sistemas de muros de ductilidad limitada, convirtiéndose en una alternativa más dentro de los típicos sistemas usados en nuestro país, existe ciertas limitaciones en este sistema de la cual se han formulado muchas recomendaciones que varios investigadores han desarrollado, producto de ensayos en laboratorios, simulaciones sísmicas y experiencia.

En la presente tesis se define ciertos lineamientos y restricciones de acuerdo a los resultados obtenidos, las conclusiones propuestas

ayudaran a definir ciertas limitaciones en el uso de este tipo de sistemas estructurales.

La norma no impone el tipo de sistema sismoresistente a utilizar pero si predispone a ciertos parámetros a cumplir como son las derivas, muchos proyectistas no tienen claro hasta qué punto es funcional este sistema, por lo que es necesario establecer ciertas recomendaciones que ayude a limitar este sistema estructural.

1.2 OBJETIVO

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Como objetivo principal de esta tesis es determinar cuál de los dos sistemas estudiados es más rentable desde el punto de vista estructural, económico y de plazos de ejecución, según un modelo de edificio de ocho niveles, de acuerdo a los parámetros sísmicos de la zona de estudio. Dicho ejemplo servirá para realizar conclusiones entre ambos sistemas aplicados a edificaciones de considerable altura.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Realizar el diseño según la normas simoresistente vigentes en nuestra el R.N.E de un edificio ubicado en la ciudad de Arequipa proponiendo un sistema dual.
2. Analizar costos y plazos de ejecución de dicho edificio.
3. Realizar el diseño del mismo edificio proponiendo el sistema de muros de ductilidad limitada.

4. Estudiar los costos y plazos con el nuevo sistema estructural propuesto.
5. Realizar una conclusión global de los resultados obtenidos.

1.3 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

La gran demanda de viviendas en Arequipa ha ocasionado el incremento de proyectos inmobiliarios (residenciales, edificios multifamiliares etc.). Por la cual se ha visto la necesidad de analizar desde un punto de vista estructural y económico los dos sistemas propuestos, como es el de sistema de muros de ductilidad limitada y el del sistema dual, ambos sistemas poseen ventajas y desventajas, la poca investigación que se tiene del sistema de muros de ductilidad limitada hace que sea incierta su eficiencia especialmente en una zona muy sísmica como Arequipa.

1.3.1 PROBLEMA GENERAL

¿Cuál de los dos sistemas estudiados, propuestos a un modelo de edificio multifamiliar, tiene mejor comportamiento estructural y económico en la ciudad de Arequipa?

1.3.2 PROBLEMA ESPECIFICO

1. ¿Cuál de los dos sistemas presenta un mejor comportamiento estructural frente a un análisis dinámico?
2. ¿Cuál de los dos sistemas puede ejecutarse en un menor tiempo?
3. ¿Cuál de los dos sistemas presenta menor costo directo frente a los materiales usados?

1.4 LIMITACIONES

Las limitaciones de esta tesis se basan netamente a un diseño en base al reglamento nacional de edificaciones vigente en el presente año, el análisis dinámico y estático es aplicado para cada caso estudiado, independientemente y adicionalmente se plasma el diseño en planos estructurales, no involucran diseños eléctricos ni de sanitarios para esta tesis.

Esta tesis de investigación se realiza para un modelo de edificio multifamiliar de ocho pisos con un tanque elevado según planos de arquitectura.

Los estudios de mecánica de suelos se han realizado en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santa María, por el presente tesista, con la finalidad de tener un resultado confiable.

Para análisis económico se realiza un metrado que compromete partidas estructurales mas no partidas de arquitectura, gasfitería, ni eléctricas, estas partidas estructurales variarán para cada caso, las demás partidas son fijas para ambos sistemas.

Una vez realizado los metrados se realiza un análisis de costos para cada caso, luego se plantea calendarios de ejecución de obra y se obtienen conclusiones generales.

1.4.1 LIMITACIONES ESTRUCTURALES

Las limitaciones estructurales dan como referencia al análisis de los dos sistemas independientemente y de aquellos elementos complementarios como son las gradas, tanque y cisterna se tomará un mismo diseño para cada caso.

El diseño estructural será de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, controlando los parámetros que dicha norma menciona.

En el análisis dinámico se tendrá en cuenta datos apropiados para la zona de estudio el cual se dará en la ciudad de Arequipa.

Para la elaboración de los planos estructurales se tomará en cuenta los resultados obtenidos en cada caso de estudio.

1.5 ARQUITECTURA DEL PROYECTO

El edificio que se analizará será un edificio multifamiliar típico que consta de cuatro departamentos por piso y posee una área bruta de 861 m² aproximadamente, el edificio se subdivide en dos bloques y a su vez presentan un desnivel entre cada bloque, cada bloque presenta dos departamentos por piso, el edificio está ubicado en la zona residencia “Campo verde”.



Figura 1.2: Vista en aérea de la ubicación de la edificación en estudio
(Fuente: Google Earth)

A la entrada de la edificación se tiene un acceso principal donde se encuentra el ascensor, ambos bloques se encuentran en desnivel, en la parte superior del edificio se tiene el tanque elevado apoyado sobre dos muros continuos, se aprecia también el cuarto de máquinas donde se instala la instrumentación para la operación del ascensor.

A la entrada del edificio se tiene los dos primeros departamentos del primer bloque, ambos se ubican frente a frente, bajando las gradas de acceso se tiene los dos siguientes dos departamentos correspondientes al segundo bloque que también presenta su propia área verde, la edificación está cercada por un cerco metálico el cual se encuentra en la parte de los estacionamientos y en la parte frontal de la edificación, las obras complementarias como los cercos y carpintería metálica no serán parte de los diseños realizados en la presente tesis.

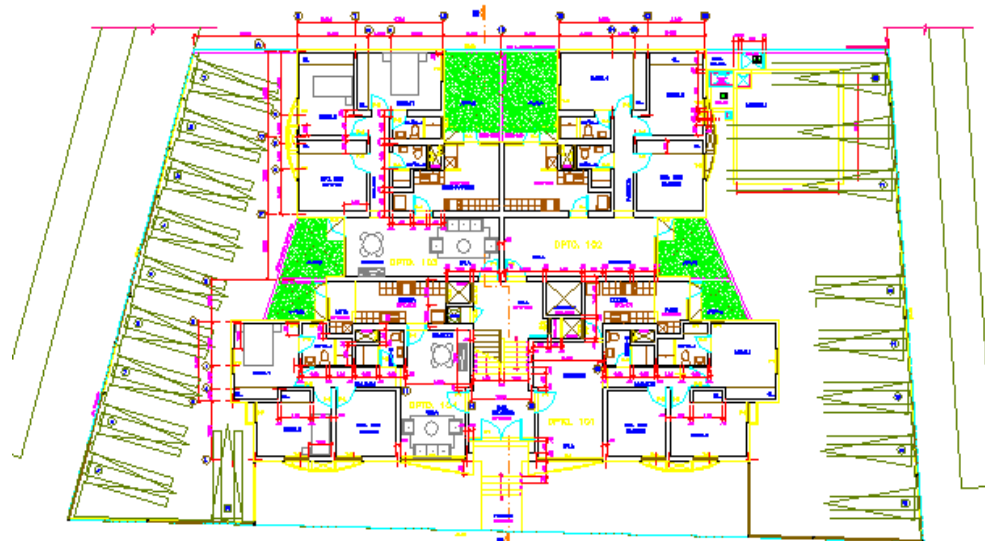


Figura 1.3: Vista en planta del primer nivel, 1er y 2do bloque.
(Fuente: Plano de Arquitectura)

Los pisos son típicos para ambos bloques, en el segundo bloque se presentan esquinas entrantes con grandes ventanales, la distribución de muros para ambos bloques son diferentes, los dos bloques se encuentran unidos por una muro en común, se puede apreciar que los departamentos son repetitivos en toda al edificación.

	PISO	DTO	DORMIT ORIO	BAÑOS	LAVAND ERIA	COCINA/ PATIO	COMED OR	SALA	USO MULTIPL
PRIMER BLOQUE	TIPICO	1er	2	2	1	1	1	1	1
	TIPICO	2do	2	2	1	1	1	1	1
SEGUNDO BLOQUE	TIPICO	3er	2	2	1	1	1	1	1
	TIPICO	4 to	2	2	1	1	1	1	1

Tabla 1.1: Cuadro de número de ambientes
(Fuente: Elaboración Propia)

Para la designación de los departamentos se divide la edificación en dos bloques, siendo el primer bloque el que se encuentra al ingreso del edificio y segundo bloque el que se encuentra posterior al primer bloque, se designa como primer departamento al que se ubica

a la margen izquierda de la edificación y segundo departamento al ubicado a la margen derecha.

Se nombra piso típico a todos los pisos similares que presenten las mismas dimensiones y características arquitectónicas, en este caso se tiene dos pisos típicos, el primero corresponde al primer bloque y y el segundo es el que se presenta en el segundo bloque.

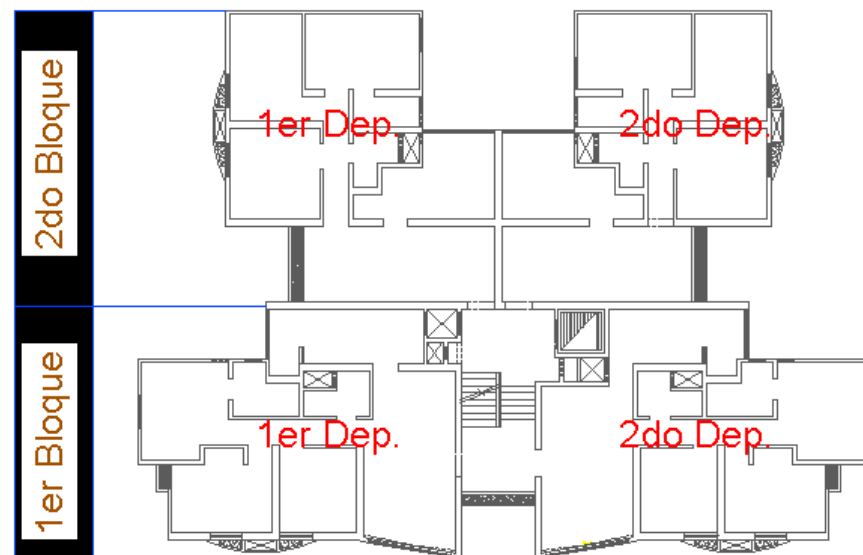


Figura 1.4: Designación de bloques y departamentos .
(Fuente: Elaboración propia)

La mayor presencia de áreas verdes está en el primer piso siendo este valor de 467.00 m² aproximadamente. Así mismo se tiene ductos de ventilación en los baños y un ducto para botar la basura. En el primer piso consta con lugares para el estacionamiento.

Todos los ambientes están diseñados según el reglamento nacional de edificaciones cumpliendo los parámetros normalizados, el proyecto cumple con las dimensiones permisibles así como la existencia de ductos de iluminación y jardineras.

Como estructuras adicionales se tiene una escalera que parte del primer piso del segundo bloque hacia el octavo piso del mismo bloque, así mismo se tiene un ascensor, un cuarto de máquinas, un tanque elevado, también hay un cerco perimétrico que delimita la edificación en la parte posterior.

Los vehículos tienen libre acceso ya sea por la parte frontal o lateral de la edificación.

Se puede apreciar la irregularidad de la edificación ya sea por la forma geométrica y por la diferencia de niveles en ambos bloques, situación que complicará el presente estudio. Esto ayuda a plantear conclusiones adecuadas que posteriormente se sugerirán a partir de los análisis que se estudian en los siguientes capítulos, cabe notar que la importancia del análisis es determinar para qué tipo de edificación de considerable altura (mayor a 5 pisos) es recomendable el tipo de sistema estudiado.

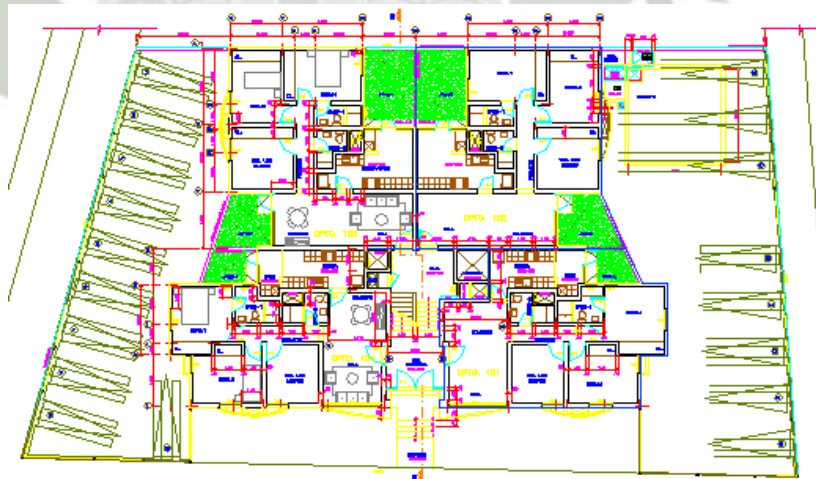


Figura 1.5: Vista en planta de primer nivel .
(Fuente: Plano de Arquitectura)

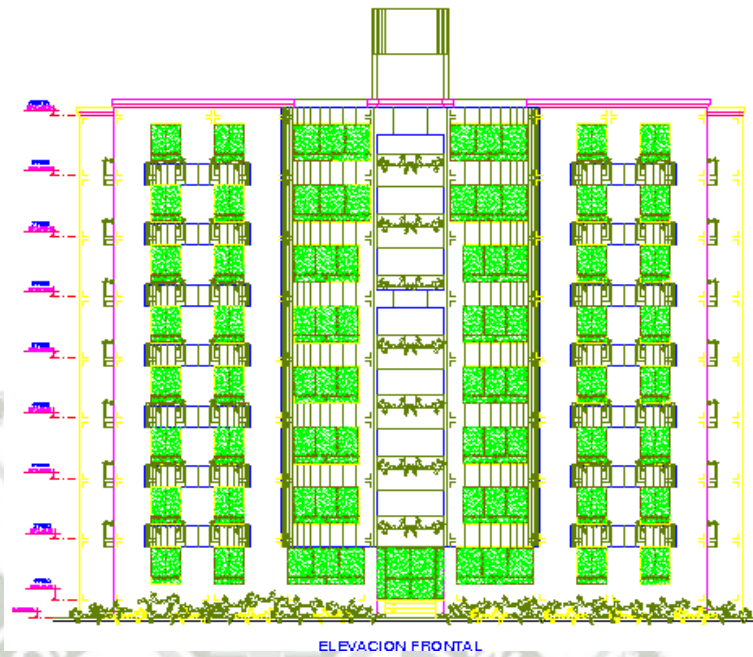


Figura 1.6: Vista Frontal.
(Fuente: Plano de Arquitectura)

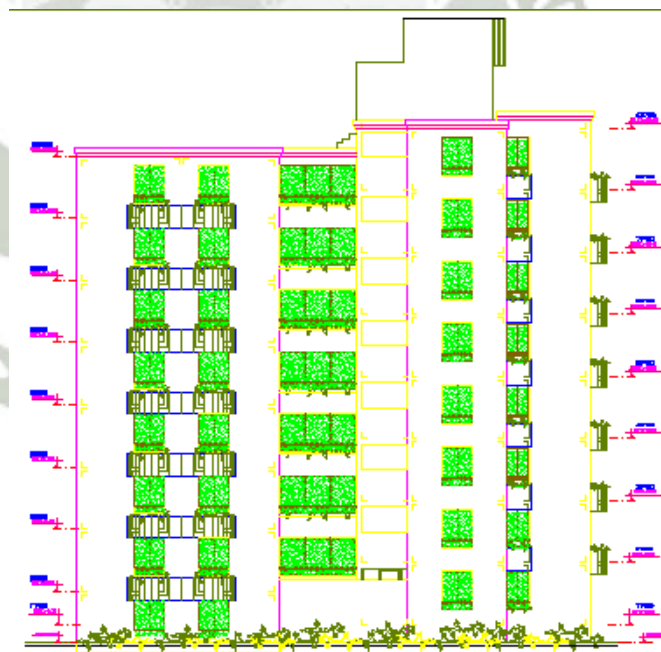


Figura 1.7: Vista Lateral Izq.
(Fuente: Plano de Arquitectura)



CAPITULO 2

MARCO TEORICO



CAPÍTULO II: MARCO TEORICO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y DISEÑO

Los criterios de estructuración varían de acuerdo al sistema empleado, existe ciertos criterios que se debe tener en cuenta. Estos criterios son:

1. En las edificaciones de muros de ductilidad limitada (MDL). La estructura deberá ser de 7 o 8 pisos como máximo, que es lo recomendable, edificios más altos sufrirán ciertos daños irreparables ante un evento sísmico, por el contrario el sistema dual puede emplearse para edificaciones cualquier altura.
2. No es muy recomendable usar un sistema de muros de ductilidad limitada cuando los muros presenten cierta discontinuidad, que en nuestro caso de estudio no se presenta.
3. No es muy recomendable en el sistema de muros de ductilidad limitada poseer muros de longitudes variables, ya que genera una desuniformidad en la distribución de la fuerzas, si se tiene muros de más de 4 mts. se tendrá que seccionar con juntas sísmicas a fin de que no se produzcan fisuras
4. Con respecto al sistema dual se plantea placas de concreto en los sentidos “x” y “y”, que permitan resistir las fuerzas laterales garantizando la estabilidad del edificio.
5. Con respecto a los materiales usados, serán los convencionales en el mercado, así mismo sus pesos específicos

serán los reflejados en la norma, si es que se requiere un elemento estructural el cual no se tendría dato alguno, se buscará información necesaria y será avalada por alguna entidad.

6. En ambos casos de estudio las losas son macizas salvo que en algunos lugares puntuales se requiera de losas aligeradas, con respecto al sistema dual se plantean placas y pórticos, la tabiquería será de ladrillo, en cambio para el sistema de muros de ductilidad limitada todos los muros son de concreto de espesor reducido incluyendo la tabiquería que se presenta en el anterior sistema.

7. Las losas armadas en el sistema de muros de ductilidad limitada y en el sistema dual son de 12.5 y 15 cm según sea necesario, en algunos elementos como la cisterna y el tanque elevado se evaluará la posibilidad de incrementarse el espesor de la losa según se requiera.

8. El tanque, cisterna y escaleras será diseñadas según el reglamento nacional de edificación y será el mismo diseño para ambos sistemas.

9. De acuerdo al análisis estructural se ubicarán las placas y pórticos de la forma más conveniente, con la finalidad de que guarde cierta armonía con la arquitectura y garantice la estabilidad de la edificación.

2.1.1 SIMETRIA Y SIMPLICIDAD

Existen dos razones por las que es muy importante contar con una estructura simple:

1. Mayor capacidad o probabilidad del ingeniero, de predecir el comportamiento sísmico de la estructura.
2. Mayor confiabilidad en el modelo idealizado de la estructura.

La arquitectura de la edificación permite definir fácilmente los elementos estructurales, debido a la continuidad de los elementos que involucran dicha edificación y a la regularidad en planta que se presenta.

Según la arquitectura de la edificación, se presenta cierta simetría en la dirección “Y”, con lo cual se espera que no se produzcan efectos torsionales importantes, pero si presenta cierta asimétrica en el eje “x” en ambos bloques.

Como proyectistas se debe de simplificar a las estructuras de manera de obtener elementos geométricos regulares en planta y en altura, más adelante se plantea una solución para evitar dichas irregularidades.

2.1.2 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

La buena densidad de muros estructurales en el sistema de muros de ductilidad limitada hace que este sistema sea sumamente resistente ante eventos sísmico, debido a que estos elementos absorben grandes cortantes, que a su vez producen grandes momentos.

Una de las características de las que carece este tipo de estructuras es su ductilidad.

A pesar de la limitada ductilidad que este sistema presenta, se ha elaborado un apéndice a las Normas del reglamento nacional de edificaciones vigente en el presente año NTE-0.30 y NTE-0.60

(Concreto Armado). Especificaciones Normativas para Diseño en concreto Armado en el caso de Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL), la cual se utiliza para esta investigación.

Esta norma básicamente permite el uso de este sistema de muros, tomando como base una vasta experiencia de buenos comportamientos sísmicos en estructuras con una buena densidad de muros en sus dos direcciones.

La buena predisposición de los pórticos y placas estructurales darán la resistencia necesaria que la edificación necesite a fin de garantizar un buen desempeño estructural ante las cargas anteriormente mencionadas.

2.1.3 HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

En el sistema dual, la edificación tiene un buen grado de hiperestaticidad debido a las uniones pórticos-muros, de la misma forma sucede en el sistema de muros de ductilidad limitada, ya que al estar conectados todos los elementos verticales y horizontales presentará un comportamiento monolítico, haciendo que todos los elementos estructurales interactúen entre ellos.

2.1.4 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura no es 100% uniforme en planta, ya que la estructura tiene muros que están distribuidos de manera asimétrica. Sin embargo, sí se cuenta con una buena uniformidad y continuidad de los elementos estructurales en elevación.

2.1.5 RIGIDEZ LATERAL

Para poder cumplir con uno de los objetivos principales del análisis y diseño de una estructura, se debe evaluar los desplazamientos según los valores estipulados en la Norma NTE-0.30 (Diseño

Sismoresistente), es necesario que la estructura esté provista de Rigidez Lateral, para así evitar deformaciones importantes producidas por los sismos.

La edificación en estudio como antes se ha mencionado, cuenta con una buena cantidad de muros portantes en sus dos direcciones principales, los cuales le proveen gran rigidez lateral.

2.1.6 EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS RIGIDOS

Se ha tomado como hipótesis, considerar a las losas de la edificación como elementos rígidos en su plano, por no presentar grandes aberturas en planta, ni reducciones de ella.

Ante esto se está considerando que las fuerzas horizontales, se distribuyan de acuerdo a la rigidez de los elementos en planta y que los elementos estructurales de un mismo nivel, tengan la misma deformación lateral.

2.1.7 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

La interacción tabique – estructura es netamente transmitida por cargas estáticas dichas cargas se representan como cargas lineales dependiendo de la altura del tabique, el único criterio a tener en cuenta es controlar los momentos de volteos que podrían producirse ante un evento sísmico, adicionalmente se procura no tener tabiquería muy larga o alta ya que esto incrementaría los momentos volteo, la tabiquería será confinada por tensores, en el sistema de ductilidad limitada la tabiquería se transforma en elementos estructurales rígidos que aportan a la resistencia de la edificación ante cargas sísmicas.

2.1.8 SUBESTRUCTURAS O CIMENTACION

Al tener cimientos conectados, se espera que la cimentación reaccione de manera integral frente a sollicitaciones de sismo. Considerándose luego de manera local en el momento de diseñar las zapatas, vigas de cimentación ect.

2.1.9 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Los principales criterios a tomar en cuenta en el diseño del concreto armado serán los siguientes:

1. Las cargas de diseño son las estipuladas según la norma E.020 y la norma Sismo resistente E.030.
2. Los pórticos en los sistemas duales son diseñadas en base a fuerzas y momentos suponiendo el comportamiento elástico.
3. Siempre y cuando se tenga vigas continuas con longitudes en cada tramo de parecida longitud puede ser analizado por medio de los coeficientes.
4. Todas las columnas y placas son diseñadas para soportar las cargas axiales de toda la estructura.
5. En el diseño se tiene en cuenta la combinación de cargas proporcionadas por la norma.
6. En el diseño por flexión se debe buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión.
7. En elementos sometidos a flexión y cortante dan más capacidad por cortante buscando evitar la falla por cortante.
8. En elementos sometidos a compresiones importantes, confinar al concreto con refuerzo de acero transversal.

9. Diseñar los elementos continuos con cuantías de acero en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad.
10. Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos que las vigas, de tal manera que las rotulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en las columnas.
11. En elementos sometidos a flexo compresión y cortante (columnas y muros) dan más capacidad por cortante que por flexión.

2.2 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

1. La cimentación se evalúa según la capacidad portante del suelo y características, que se obtiene en base a los ensayos realizados. Para los dos sistemas se evalúa que tipo de cimentación a usar.
2. En caso que haya tabiquería se aislará y será considerado sólo como peso muerto, mas no influirá en el análisis dinámico.
3. Las losas son armadas de espesor 12.5 cm y 15 cm, en algunos casos se usa losas aligeradas de ladrillo King Kong 30 x 30 y 15 cm de altura.
4. Las escaleras son diseñadas a flexión y no son modificadas para cada caso de estudio.

2.3 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

2.3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DUAL

El sistema dual es la combinación de un sistema a porticado y placas o muros de concreto, con la finalidad de crear muros que absorban las fuerzas de corte en ambos sentidos de dirección del sismo y los pórticos que absorban las fuerzas de desplazamiento y flexión. En las edificaciones de más de 5 pisos, dicho sistema es muy usado y muy eficaz por lo que se utiliza mucho en estos días, los pórticos unen las columnas y vigas de tal manera que forman una estructura rígida. Como ventaja principal es que forma una estructura sólida por lo que

es segura frente a solicitaciones sísmicas, en ocasiones estas columnas suelen ser de gran dimensión así mismo se puede formar pórticos uniendo dicho elementos estructurales mediante vigas.

En la presente tesis se plantea pórticos que presente cierta continuidad durante toda la edificación, de tal manera que puedan transferir las cargas estáticas hacia la cimentación.

Los pórticos se forman entre columnas y muros estructurales a una distancia promedio de tres metros aproximadamente, se plantea vigas peraltadas que unan los elementos verticales y que provea cierta rigidez. En el segundo bloque se coloca muros estructurales en la fachada aprovechando la continuidad de dichos muros y formando pórticos hacia el centro de la estructura utilizando columnas como elementos resistentes.

Cabe mencionar que es recomendable colocar placas y muros en la periferia de la estructura ya que permite obtener mayor brazo de palanca y por ende mayor rigidez lateral.

2.3.2 DESCRIPCION DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

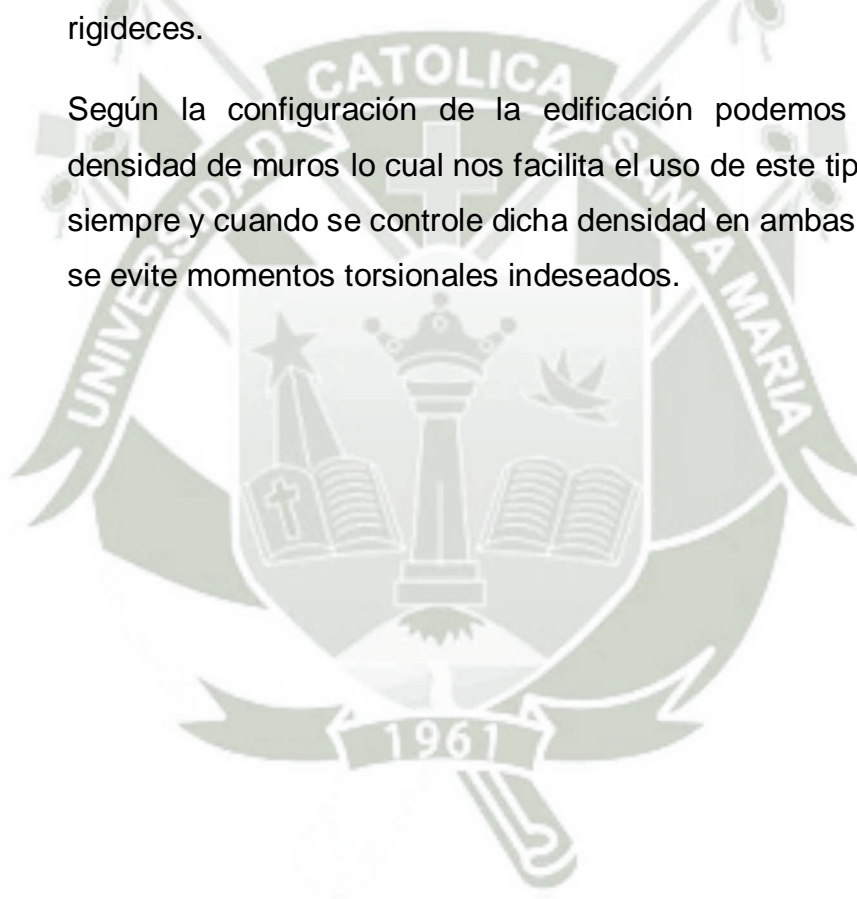
Es un sistema estructural donde la resistencia ante cargas sísmicas en las dos direcciones y cargas de gravedad, están comprendidas por muros de concreto armado, que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. Estos muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. Los sistemas de piso son losas macizas o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido.

Es importante señalar con claridad que este sistema de muros de concreto, permite obtener edificios con gran rigidez lateral y gran

resistencia frente a acciones sísmicas. Resulta muy conveniente en relación a los edificios aporticados, por su mayor rigidez y resistencia y resulta más atractivo que los edificios de albañilería portante, por el hecho de lograr con menos espesor más resistencia y evidentemente espacios más útiles mayores.

La importancia estructural de este sistema radica en el uso de muros de concreto, lo cual nos asegura que no se produzcan cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces.

Según la configuración de la edificación podemos denotar alta densidad de muros lo cual nos facilita el uso de este tipo de sistema, siempre y cuando se controle dicha densidad en ambas direcciones y se evite momentos torsionales indeseados.





CAPITULO 3

ESTUDIO DE SUELOS



CAPÍTULO III: ESTUDIO DE SUELOS

3.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

EL principal objetivo de realizar el estudio de mecánica de suelo, es determinar el conjunto de características que nos permitirán obtener una concepción razonable del comportamiento mecánico del suelo en estudio.

Los terrenos pueden ser comprendidos como compresibles y los incompresibles. Es decir, que la compresión, es la principal característica y su resistencia vendrá determinada por el esfuerzo con que se oponga a tal solicitud.

Las propiedades geotécnicas de un suelo tanto como su distribución granulométrica, plasticidad, compresibilidad y resistencia al corte, se pueden evaluar a través de pruebas de laboratorio adecuadas.

Es esencial y resaltante determinar estas características geotécnicas para poder proyectar la cimentación de un edificio y de esta manera hacerla más funcional, económica, así mismo que cumpla con todos los requisitos de seguridad ante solicitudes o cargas, teniendo en cuenta la naturaleza del terreno. Es necesario conocer la naturaleza del suelo para poder determinar la geometría y diseño de la cimentación.

3.2 MEMORIA DESCRIPTIVA

3.2.1 UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

La mayoría de suelos en Arequipa poseen diferentes propiedades ya que en algunos casos han sido alterados por tener un origen

volcánico; en muchos puntos de estudio se puede apreciar rocas intrusivas y extrusivas, material piro clástico y aluviales de diferentes características geotécnicas.

Debido a lo errático de la geología, en la ciudad de Arequipa existen diversos tipos de suelos de cimentación, tales como, rocas ígneas, con capacidad portantes mayores que 10 kg/cm^2 , sillares, con capacidades portantes mayores a 5 kg/cm^2 , depósitos aluviales, con capacidades portantes de 0.5 kg/cm^2 . Estos suelos, por su origen volcánico, generalmente contienen fragmentos de piedra pómez, cenizas volcánicas etc., por lo que presentan pesos unitarios bastantes bajos, debido a la forma en que han sido depositados, en algunos lugares se encuentran en estado suelto.

La edificación de la presente tesis se encuentra ubicada en la provincia de Arequipa, distrito de cerro Colorado en la urbanización llamada "Campo Verde" que se encuentra en el kilómetro 7 de la av. Aviación, por los alrededores se puede apreciar diversas edificaciones de mediana altura, la mayoría de albañilería confinada por lo que se puede deducir que es un buen suelo, puesto que no hay evidencia de fallas tectónicas, además no hay presencia de nivel freático, ni acequias por alrededor, de este modo no habrá problemas de filtración de agua.

3.2.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

La edificación consiste en un edificio multifamiliar de 8 niveles, dicha edificación es del tipo dual formado por pórticos y muros estructurales y adicionalmente se tiene una segunda opción que está basada en muros de 10 cm de espesor (muros de ductilidad limitada) como elemento resistente.

3.3 INFORME TÉCNICO-ENSAYOS DE LABORATORIO

En la zona de estudio se realizó la excavación de 3 calicatas de exploración a cielo abierto, las mismas que fueron ubicados convenientemente en el terreno donde se tiene proyectado realizar la construcción de la presente edificación, previa excavación se tomó tres muestras representativas de cada estrato identificado para su evaluación en el laboratorio.

La excavación se realizó usando maquinaria y posteriormente se excavo manualmente hasta llegar a la altura deseada.

Después de realizar los ensayos respectivos, se reportará en los anexos los resultados obtenidos en el laboratorio.

3.4 INVESTIGACIONES EFECTUADAS

3.4.1 TRABAJOS EN CAMPO:

En lo que concierne a la investigación de campo, se realizó la excavación de 3 calicatas de exploración a cielo abierto, hasta una profundidad promedio de 6.0 m, donde se extrajeron 3 muestras por cada calicata, así mismo las calicatas fueron ubicadas convenientemente a fin de obtener muestras representativas del lugar.

Las calicatas se ubican convenientemente según la planimetría de la edificación y por donde se tiene interés conocer la tipología del suelo, las investigaciones realizadas en el estudio de mecánica de suelos están supeditado a las normas técnicas establecidas en el reglamento para este tipo de obras. Las calicatas se distribuyeron en el terreno de la siguiente forma.

- Una calicata en el extremo izquierdo, denominada C-1
- Una calicata en centro, denominada C-2
- Una calicata en el extremo derecho, denominada C-3

El trabajo en campo que se realizó siguió el siguiente programa:

- Reconocimiento del Terreno
- Recopilación de Información
- Ubicación y Excavación de las calicatas
- Toma de muestras.
- Ejecución de ensayos de Laboratorio
- Interpretación de los Ensayos de campo y laboratorio
- Elaboración del perfil estratigráfico

3.4.2 CLASIFICACION DE LOS SUELO

La clasificación de suelos es una categorización de tierras basado en características distintivas y en criterios de uso, para la presente clasificación se realizó los ensayos de granulometría y se identificó a las muestras de suelo de acuerdo al estrato y al número de calicata, posteriormente se realizó la clasificación de acuerdo a las normas internacionales (AASHTTO y SUCS)

3.4.3 CALICATAS Y SONDAJE:

Con el objetivo de definir el perfil estratigráfico del área en estudio se efectuaron 03 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente en el terreno. A continuación se muestra un cuadro resumen de de las observaciones obtenidas en campo.

EXPLORACIÓN No	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREATICO	OBSERVACIONES
A CIELO ABIERTO			
1	1.5,3,6	No presenta	No se presenta ningún asentamiento alrededor de la zona de estudio
2	1.0,3,6	No presenta	
3	1.5,3,6	No presenta	

Tabla 3.2: Profundidad de calicatas.
(Fuente: Elaboración Propia)



Figura 3.8: Excavacion de calicata N 1 (C-1)
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.9: Excavacion de calicata N 2 (C-2)
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.10: Excavacion de calicata N 3 (C-3)
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.11: Vista de las calicatas
(Fuente: Fotografía)

3.5 RESUMEN DE LOS ANÁLISIS Y ENSAYOS DE LABORATORIO.

Con las muestras obtenidas se realizaron los siguientes ensayos:

-Ensayo Granulométrico	ASTM D-422
-Limite Líquido	ASTM D-4318
-Limite Plástico	ASTM D-4318
-Ensayo de Humedad	ASTM D-2216
-Clasificación Aashto y Sucs	ASTM D-2487

3.5.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y ELABORACIÓN DE LOS PERFILES ESTATIGRÁFICOS

En base a las características del perfil estratigráfico del subsuelo de las calicatas excavadas a cielo abierto y por la naturaleza del terreno se tiene la siguiente descripción:

CALICATA N1 (LADO IZQUIERDO-ESTE)

Presenta una granulometría uniforme dentro del rango de las arenas considerada como bien graduada poca grava mayor al tamaño de 2", dentro de las arenas califica como una arena bien graduada.

CALICATA N2 (LADO CENTRO)

Muy similar a la calicata 1, presenta una granulometría uniforme dentro del rango de las arenas, considerada como bien graduada, poca grava mayor al tamaño de 2", dentro de las arenas califica como una arena bien graduada.

CALICATA N3 (LADO DERECHO-OESTE)

A diferencia de las demás muestras tomadas, en la calicata 3 se muestra una cierta cantidad de limos en la primera capa pero conservando su gradación, se observa poca presencia de gravas, se observa un suelo con mucha presencia de humedad (**Anexo 1**).

3.5.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Para el análisis granulométrico se considera como muestras representativas tres muestras de las tres calicatas que se hicieron tomando una muestra de cada nivel estratigráfico.



Figura 3.12: Muestras de cada calicata para los respectivos ensayos
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.13: Tamices utilizados para el ensayo de Granulometría
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.14: Muestras tamizadas después del ensayo.
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.15: Máquina tamizadora.
(Fuente: Fotografía)

Esta grafica suele dibujarse los porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como las abscisas (**Anexo 2**).

3.5.3 CONSISTENCIA Y LÍMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido.

La variación de volumen de un suelo cohesivo saturado es aproximadamente proporcional al cambio de contenido de humedad, cuando observamos suelos poco arcilloso que no presentan esa cohesión se puede deducir que no presentan consistencia plástica por ende no tiene límite líquido ni plástico, estos suelos granulares tiene como factor importante ante la resistencia de esfuerzos a la fricción entre partículas, según nuestras muestras obtenidas se procedió de separar los granos finos de los gruesos haciendo un tamizado por la malla No 40.



Figura 3.16: Muestras tamizadas para realizar los ensayos de plasticidad.
(Fuente: Fotografía)

Se notó que al mezclarlos con agua y dándole formas con la mano, esta muestra, pasado un tiempo se desmoronaba y perdía su forma, esto quiere decir que no tiene las propiedades de las arcillas por ende no es un material plástico, frente a esto y no pudiendo lograr obtener su límite líquido ya que no presentaba consistencia se concluyó que el suelo no presenta propiedades plásticas.

3.5.4 CLASIFICACIÓN SUCS

Para definir los diferentes materiales que aparecen en las exploraciones es necesario contar con una clasificación convencional del tipo de suelo. El sistema a adoptar debe ser lo suficientemente detallado para que incluya todos los depósitos naturales excepto los más raros y, aun así, debe ser razonable, sistemático y conciso.

La mayor parte de las clasificaciones divide a los suelos en tres grupos principales: gruesos, finos y orgánicos.

El sistema divide a los suelos en dos grandes fracciones: La gruesa formada por partículas mayores que la malla No 200 (0.074 mm) y menores que la malla 3" (7.62 cm) y la fina, formada por las partículas que pasan la malla No 200.

Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso son finas, dicho sistema nombra a los suelos gruesos en dos grupos gravas (G) y arenas (incluye suelos arenosos) (S), las gravas y arenas se separan con la malla no4 de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla no 200) no pasa la malla No 4, y es del grupo S, en caso contrario

Las gravas y arenas se subdividen en cuatro tipos:

1.- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo w (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

2.- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo p (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP

3.-Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M. En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM

4.-Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo G. En combinación con los símbolos genéricos a los gruesos GG y SG.

A continuación se presenta un diagrama de flujo para la clasificación de los suelos (SUCS).

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio			Clasificación de suelos		
			Símbolo de grupo	Nombre del grupo	
Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada	
		$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada	
	Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
	Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo
			Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla
			Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo
			Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada
			$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada
Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200		IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa	
Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo	
		Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla	
Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	CL	Arcilla de baja plasticidad	
		Orgánicos	OL	Arcilla orgánica	
	Limos y arcillas Limite Liquido mayor que 50	Inorgánicos	IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad
			IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
		Orgánicos	IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
			Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado < 0.75	OH	Arcilla orgánica
	Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba

Figura 3.17: Parámetros para la clasificación S.U.C.S (Fuente: Mecánica de suelos. "Juárez Badillo y Rico Rodriguez")

Frente a los resultados obtenidos se procede a realizar la clasificación SUCS (**Anexo 2**).

3.5.5 CLASIFICACIÓN AASHTO

Inspirada en el modelo de Casagrande, considera siete grupos de suelos, numerados desde A-1 hasta A-7. A su vez algunos de estos grupos presentan subdivisiones; así, el A-1 y el A-7 tienen dos subgrupos y el A-2, cuatro.

Los únicos ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo u otro son el análisis granulométrico y los límites Atterberg (**Anexo 2**).

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz #200)							Materiales limoarcillosos (más de 35% pasa el tamiz #200)			
	A-1		A-3 ^A	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00mm)	50 máx.
No. 40 (425µm)	30 máx.	50 máx.	51 mín.
No. 200 (75µm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Consistencia											
Límite líquido	B				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.	N.P.	...	B				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. ^B
Tipos de materiales característicos	Cantos, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limoarcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

^A La colocación de A3 antes de A2 en el proceso de eliminación de izquierda a derecha no necesariamente indica superioridad de A3 sobre A2.

^B El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30.

Figura 3.18: Parámetros para la clasificación A.A.S.H.T.O
(Fuente: Mecánica de suelos. "Juárez Badillo y Rico Rodríguez")

3.5.6 CONTENIDO DE HUMEDAD.

El ensayo se realizó en los laboratorios de la universidad Católica de Santa María y se tomó tres muestras de cada calicata, según el estrato del que se sacó la muestra. Se procedió a tomar registro de

los pesos de los recipientes que contenían las muestras, luego se pesó las muestras húmedas y se llevó al horno durante un día.

Al día siguiente se registró su peso seco y se procedió a calcular el contenido de humedad



Figura 3.19: Horno usado para el ensayo de contenido de humedad
(Fuente: Fotografía)



Figura 3.20: Pesado de las muestras
(Fuente: Fotografía)

3.5.7 DENSIDAD MÍNIMA

La densidad mínima se establece siguiendo la normatividad del ensayo. Es usado para suelos no cohesivos, se llenó el molde con las muestras obtenidos de cada estrato de cada calicata según el tamaño máximo nominal de la muestra, el llenado será de acuerdo a la siguiente tabla.

TAMANO MAXIMO NOMINAL (D _n) mm	TAMANO MINIMO DE LA MUESTRA	APARATO DE LLENADO PARA DETERMINAR DENSIDAD MINIMA	CAPACIDAD DEL MOLDE (Lts)
80	45	Pala o poruña	14.2
40	10	Poruña	2.8
20	10	Poruña	2.8
10	10	Poruña	2.8
5	10	Poruña	2.8

Tabla 3.3: Tipo de llenado según el tamaño nominal de la partícula.
(Fuente: [www. http://icc.ucv.cl/.com](http://icc.ucv.cl/.com))

Las muestras deberán estar secas, se obtiene el peso del molde y el volumen del molde, posteriormente se procede a llenar el molde sin altura de caída evitando golpear o vibrar el molde.

Simultáneamente se deberá de mover el embudo en forma espiral, desde la pared del molde hacia el centro, llenar aproximadamente 25 mm por sobre el borde del molde.



Figura 3.21: Molde para el ensayo de densidad mínima
(Fuente: Fotografía)

Finalmente, se enrasa el material excedente y se pesa el molde más el suelo que contiene ($W1$).

$$\gamma_{min} = \frac{(w1 - Mn)}{Vm}$$

Mn : Peso del molde

$W1$: Peso del molde + suelo seco

Vm : Volumen del molde

(Anexo 3)

3.5.8 DENSIDAD MÁXIMA

Se usa la mesa vibratoria para la determinación de la densidad máxima, se llena el recipiente con material utilizado en el anterior ensayo, se pesa el molde, se mide y se calcula su volumen, después se instala en la mesa vibratoria.



Figura 3.22: Mesa vibratoria para la determinación de la densidad máxima
(Fuente: Fotografía)

Se hace vibrar la mesa a su amplitud máxima durante 8 minutos. Luego se retira la sobrecarga y el collarín, se mide la altura del borde del molde hacia la capa superior de la muestra ya compactada (**Anexo 3**).

3.5.9 DENSIDAD NATURAL IN SITU MEDIANTE MÉTODO DE ARENA

La densidad natural de un suelo corresponde al cociente entre su masa y el volumen total que la contiene. Para calcular el volumen que ocupa el material en el terreno se utiliza el Método del Cono de Arena.

Este método establece un procedimiento para determinar en el terreno la densidad del suelo cuyo tamaño máximo absoluto de partículas sea menor o igual a 50 mm (2") en un caso y menor o igual a 150 mm (6") en el otro.

Es el método más utilizado. Representa una forma indirecta de obtener el volumen del agujero utilizando para ello, una arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas, sanas, no cementadas, de granulometría redondeada y comprendida entre las mallas N° 10 ASTM (2,0 mm.) y N° 35 ASTM (0,5 mm.).

El ensayo permite obtener la densidad de terreno y a la vez verificar el grado de compactación.

Para el presente caso de estudio, este ensayo se realiza solo con fines informativos ya que no influye en nuestro diseño de cimentación.

La importancia de obtener un suelo compactado se da con la necesidad de evitar futuros asentamientos en la edificación, es importante registrar este control durante todo el proceso constructivo.



Figura 3.23: Instrumentos utilizados para la determinación in situ de la densidad
(Fuente: Fotografía)

Tanto el método del cono de arena como el del balón de caucho, utilizan los mismos principios, es decir, obtener la masa del suelo húmedo (M_h) de una pequeña excavación hecha sobre la superficie del terreno (generalmente del espesor de la capa compactada). Obtenido el volumen de dicho agujero (V_e), la densidad del suelo estará dada por la siguiente expresión:

$$\gamma_{max} = \frac{w \text{ humedo}}{Vol. \text{ extr.}}$$

Se determina luego el contenido de humedad (w) del material extraído, el peso unitario seco será:

$$\gamma_{seco} = \frac{\gamma_{humedo}}{(1 + w)}$$

(Anexo 4)

3.5.10 DENSIDAD RELATIVA

La densidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores a 0.074 mm (malla #200). La densidad relativa es una manera de indicar el grado de compactación (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente. El uso de la densidad relativa es importante en mecánica de suelos debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros como por ejemplo:

El ensayo proctor, el ensayo C.B.R. y otros. Relacionados con la capacidad de soporte del suelo.

Conceptualmente la densidad relativa indica el estado de compactación de cualquier tipo de suelo. La densidad relativa se obtiene de la determinación de otros parámetros como lo son:

Densidad Mínima (suelo suelto), Densidad Máxima (suelo compactado) y la densidad en sitio, de estos, los dos primeros se realizan en laboratorio y el último se debe realizar en terreno. El ensayo es aplicable a suelos que contengan hasta un 12% de partículas finas y un tamaño máximo nominal de 80 mm

Se determina la densidad relativa de la siguiente manera:

$$Dr = \frac{\gamma_{max} \times (\gamma_d - \gamma_{min}) \times 100}{(\gamma_{max} - \gamma_{min}) \times \gamma_d}$$

γ_{max} : Densidad máxima

γ_d : Densidad natural

γ_{min} : Densidad mínima

$$Dr = \frac{1.86 \times (1.72 - 1.51) \times 100}{(1.86 - 1.51) \times 1.72}$$

$$Dr = 64.88 \%$$

Terzaghi establece ciertos valores según el estado de compactación en el que se encuentra.

Estado del suelo	Densidad relativa (%)
Muy suelto	0 - 15
Suelto	15 - 35
Medio	35 - 65
Denso	65 - 85
Muy denso	85 - 100

Tabla 3.4: Clasificación del estado del suelo de acuerdo a su densidad relativa.
(Fuente: <http://icc.ucv.cl>)

Según datos obtenidos nuestro suelo se encuentra en estado medio.

3.5.11 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El equipo de ensayo consta de dos marcos uno fijo y otro móvil, tiene un aditamento el cual es posible aplicar una fuerza tangencial que provocara la falla de la muestra a los largo de un plano; que por las características del aparato queda bien definido.



Figura 3.24:Maquina utilizada para el ensayo de corte
(Fuente: Fotografía)

Sobre la tapa del aparato se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla. Simultáneamente la deformación de la muestra es medida tanto en la dirección horizontal como vertical.

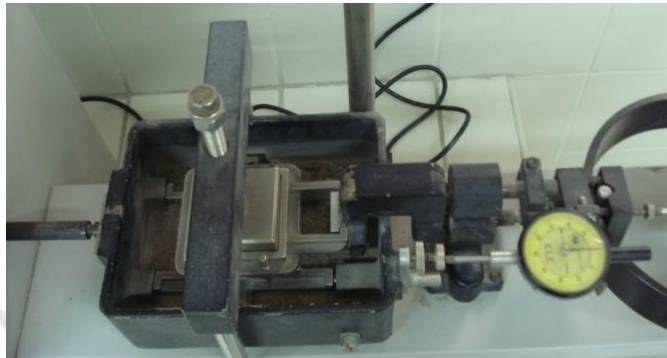


Figura 3.25: Lecturas obtenidas en el ensayo
(Fuente: Fotografía)

Los resultados de la prueba que se calculan como la relación correspondiente a deformaciones sobre el plano de falla.

Es posible realizar este ensayo bajo las formas de:

- 1) Método de esfuerzos controlados
- 2) Método de deformación controlado

(Anexo 5)

3.6 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

Después de analizar varias formulaciones con respecto al cálculo de la capacidad portante admisibles para los cimientos corridos y aislados respectivamente.

Bowles sugiere adoptar la fórmula de Terzaghi, que es mejor para suelos cohesivos y de debe ser evitada para zapatas que soporten momentos o fuerzas horizontales o para bases inclinadas; sin embargo las formulaciones propuestas por Hansen y Vesic es más apropiada para zapatas cimentadas en un plano inclinado o la superficie en talud; la fórmula de Mayerhoff es aplicada para cualquier

situación, se recomienda usar dos métodos para el cálculo de capacidad portante y si los valores difieren se aconseja usar un tercer método, otra solución es utilizar un valor promedio de los valores obtenidos.

Se analiza zapata ubicada entre ejes C y 6.

DATOS:

γ :	1.78 gr/cm ³	Df :	1.15 m	B :	3.0 m	C :	0
\emptyset :	31.94	q :	2670 kg/m ²	L :	3.0 m	Fs :	3

	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE CORRECCIÓN DE FORMA			FACTORES DE CORRECCIÓN DE PROFUNDIDAD			CAPACIDAD PORTANTE	
	Nc	Nq	Ny	Sc	Sq	Sy	dc	dq	dy	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
Meyerhoff	35.31	23.01	29.94	1.76	1.73	0.53	2.17	1.00	1.00	13.11	4.37
Hansen	35.31	23.01	20.71	1.76	1.73	0.53	2.17	1.00	1.00	11.58	3.86
										q prom.	4.11

Tabla 3.5: Capacidad portante para un cimiento aislado
(Fuente: Elaboración propia)



CAPITULO 4

ANALISIS ESTRUCTURAL USANDO EL SISTEMA DUAL



CAPÍTULO IV: ANALISIS ESTRUCTURAL

USANDO EL SISTEMA DUAL

4.1 INTRODUCCIÓN

Los mega edificios del futuro tendrán en su mayoría estructuras resistentes duales formadas por pórticos, pantallas y núcleos, para soportar el conjunto de solicitaciones formadas por cargas gravitacionales, de viento, sismo o accidentales.

En este sistema los muros tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores.

Se genera una estructura con una resistencia y rigidez lateral sustancialmente mayor al sistema de pórticos, lo cual la hace muy eficiente para resistir fuerzas sísmicas. Siempre y cuando haya una buena distribución de los elementos rígidos, también se puede obtener las ventajas del sistema a porticado, en cuando a su ductilidad y distribución de espacios internos

4.2 EVALUACIÓN DE IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN

4.2.1 IRREGULARIDADES EN ALTURA

- **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ (PISO BLANDO)**

No presenta este tipo de irregularidad ya que las losas de la edificación son similares en todos los niveles.

- **IRREGULARIDAD DE MASAS**

No presenta concentraciones de masa en puntos específicos, no presenta este tipo de irregularidades.

- **IRREGULARIDAD EN GEOMETRÍA VERTICAL**

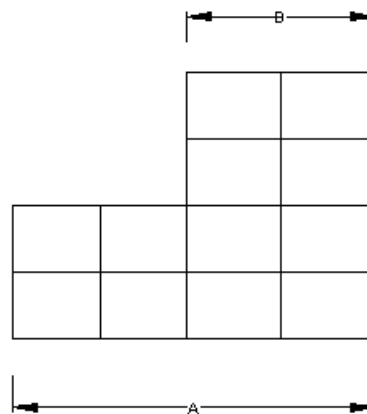


Figura 4.26: Irregularidades en geometría vertical.
(Fuente: Elaboración propia)

$A > 130 \% B$

No presenta este tipo de irregularidad ya que los pisos son típicos.

Pero si presenta una forma tipo mezanine la cual implica la unión de los boques por medio de un elemento estructural en común en este caso un muro y que a su vez presenta un desfase entre sus niveles.

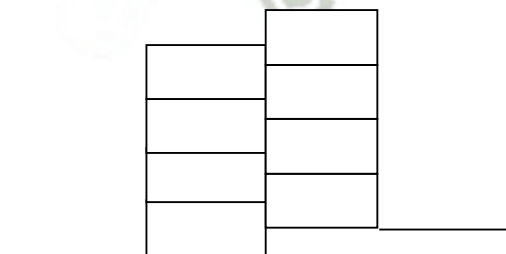


Figura 4.27: Irregularidad en la edificación.
(Fuente: Elaboración propia)

Más adelante se presentara un análisis generado por la irregularidad presentada en nuestra edificación

- **DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES**

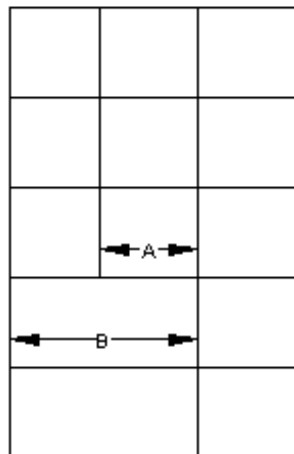


Figura 4.28: Discontinuidad en los sistemas resistentes.
(Fuente: Elaboración propia)

Si $B > A$

No presenta porque se tiene continuidad en los elementos estructurales

4.2.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

- **DISCONTINUIDAD EN EL DIAFRAGMA**

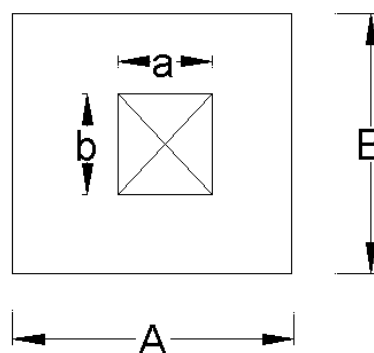


Figura 4.29: Discontinuidad en el diafragma.
(Fuente: Elaboración propia)

Si: $a.b > 50\%(A.B)$

No presenta discontinuidad en el diafragma en nuestra estructura ya que las aberturas son mínimas.

La solución más práctica para la configuración de nuestra edificación es la de dividir los dos bloques mediante una junta sísmica así se puede independizar los dos bloques y permitirá diseñar ambos bloques independientemente cumpliendo con los criterios mencionados anteriormente.

Ambos bloques presentan diferentes rigideces, al estar unidos hará que un bloque incida frente al otro, haciendo que se maximicen los esfuerzos.

Al estar unidos los dos bloques, se dificulta la predisposición de los elementos estructurales ya que no se tiene una orientación global de su comportamiento sísmico.

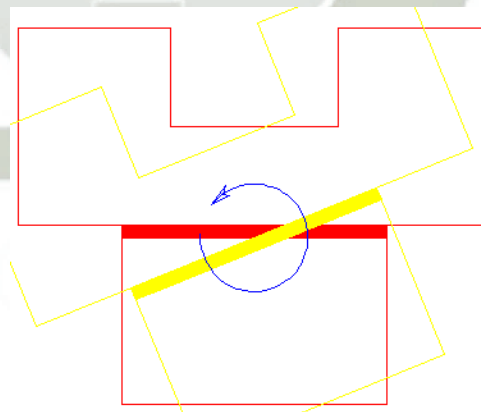


Figura 4.30: Momento torsor en placa en común.
(Fuente: Elaboración propia)

Al estar unidos los dos bloques por medio del algún elemento estructural estos interactuarán ante las cargas laterales y como

ambos presentan diferentes masas se generara momentos torsores importantes en el elemento común e incluso aportara a incrementar los momentos en los elementos estructurales del bloque opuesto

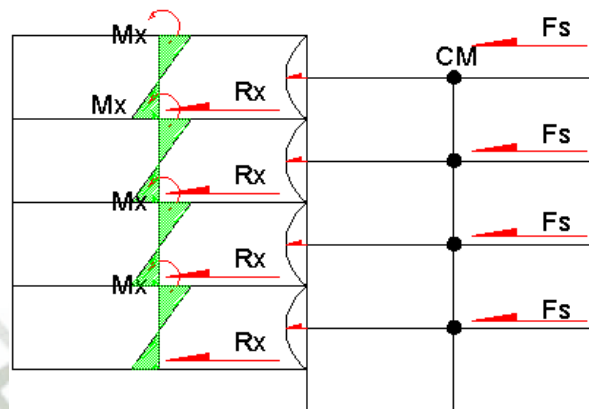


Figura 4.31: Influencia de fuerza sísmica entre ambos bloques.
(Fuente: Elaboración propia)

Otro factor importante es la presencia de momentos generados en la placa en común, es decir al tener los bloques masas diferentes uno de ellos presenta desplazamientos predominantes frente al otro, transmitiendo sus esfuerzos, y como estos bloques se conectan, producen una concentración de esfuerzos en la placa en común.

Como medida inicial se realiza el modelamiento de la estructura considerando la unión de ambos bloques.

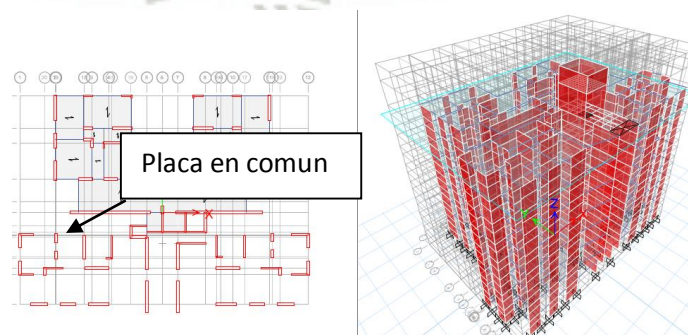


Figura 4.32: Idealización de la estructura considerando la unión de ambos bloques.
(Fuente: Elaboración propia)

Como se puede observar en la gráfica se pre dimensiona la estructura en base a placas y pórticos.

Se realiza una simulación sísmica mediante un modelo dinámico modal, es decir modos de vibración, esto ayuda a observar los momentos generados por el sismo en la placa en común para ambos bloques.

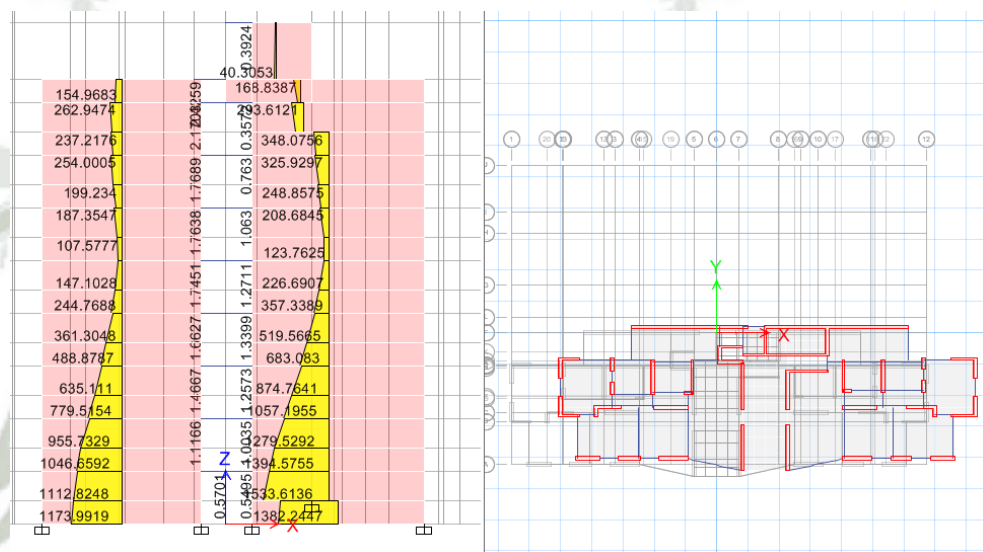


Figura 4.33: Momentos generados por el sismo en x en la placa en común.
(Fuente: Elaboración propia)

En la figura se puede observar los momentos generados por el sismo, estos momentos tienen un valor de 1382.24 ton.m y 1173.99 tn.m es decir son momentos de gran consideración, al instante de diseñar dicha placa se puede tener problemas con el refuerzo ya que se debe de respetar las cuantías máximas y para estos momentos posiblemente se utilice aceros de un diámetro considerable que permite satisfacer los esfuerzos de diseños.

Como se sabe, las deformaciones van de la mano con los esfuerzos, por ende, al presentarse esfuerzos de gran magnitud estos generaran deformaciones considerables.

Con respecto a las esquinas entrantes, se resuelve dicha irregularidad utilizando una viga de ligue como se describió anteriormente, esto une ambas esquinas, minimizando la irregularidad.

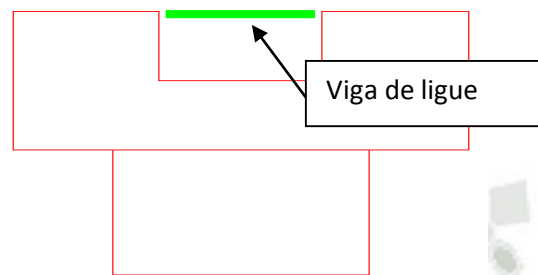


Figura 4.34: Viga de ligue para reducir la irregularidad en planta.
(Fuente: Elaboración propia)

Dentro de todos los conceptos anteriormente mencionados se puede decir en resumen que el objetivo de una buena estructuración es que se debe de reducir las irregularidades en las edificaciones, está comprobado que las estructuras regulares presentan mejor respuesta estructural ante eventos sísmicos con respecto a las estructuras irregulares, con el concepto de simplicidad y simetría y los conceptos anteriormente mencionados, se toma la decisión de separar ambos bloques mediante una junta sísmica y unir las esquinas entrantes mediante una viga del ligue. Estos criterios hacen que nuestra estructura este dentro de la categoría de las edificaciones regulares.

Una gran ventaja de presentar estructuras regulares es que al momento de diseñar, no se reduce el coeficiente de reducción sísmica. El tener un coeficiente de reducción sísmica sin reducirla ayuda a la estructura a tener esfuerzos menores ocasionados por el sismo.

4.3 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

4.3.1 SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

Se plantea una estructura mixta de pórticos y placas conectadas por vigas. Se ubican las placas de 25 cm de espesor según se requiera, se analiza la simetría en la predisposición de las placas y pórticos tratando equilibrar las rigideces en los dos sentidos "x" y "y" a fin de evitar efectos torsionales en la estructura.

4.3.2 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Se diseñan los elementos estructurales para resistir las cargas de gravedad y sísmicas a las que esté sometida la estructura. Para dar la ductilidad se toman en cuenta que las vigas sean de menor rigidez que las columnas.

4.3.3 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD

Los elementos estructurales irán desde el suelo hasta el último piso, para garantizar la uniformidad en la repartición de cargas y se tenga un comportamiento global.

4.3.4 RIGIDEZ LATERAL

Se ubican las placas de tal forma que resistan al sismo en las direcciones principales, para controlar las deformaciones laterales. Teniendo en cuenta que el edificio es una estructura rígida y se obtendrá menores deformaciones laterales, con lo cual es imperativo detallar de manera cuidadosa el aislamiento de los elementos no estructurales.

4.3.5 EXISTENCIA DE DIAFRAGMA RÍGIDO

Como se puede observar en planos de arquitectura, las áreas que corresponden a los ductos de ventilación y a los ductos destinados a

la basura son inferiores al área techada de cada nivel de la edificación, por lo consiguiente las losas son consideradas como diafragmas rígidos.

4.3.6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Los tabiques son aislado y otros elementos no estructurales para evitar que interactúen con la estructura.

Para la idealización de los dos bloques se tiene en cuenta la mejor predisposición de las placas y columnas.

Para ello se definen dos direcciones principales. A la dirección paralela a la fachada se la denominará XX y a la dirección perpendicular a la fachada se la denominará YY.

Con fines de investigar el desempeño estructural del sistema dual en un edificio multifamiliar se estructuran las dos direcciones principales de la planta (XX y YY) en base a un sistema de pórticos y muros de concreto.

En la dirección YY se aprovecha la fachada para formar placas, con la finalidad de que proporcionen una alta rigidez lateral a la estructura en esa dirección. En el acceso se tiene unas escaleras que se apoyan en dos placas en la dirección YY por lo que esta placa confinan la escalera y sirve de apoyo para la losa de dicha estructura.

Todas las placas y columnas nacen desde el primer nivel y terminan en el último nivel, no se tienen placas ni muros que nazcan desde la losa.

Se forman pórticos entre las columnas interiores de la edificación, las más relevante es la que se encuentra en el segundo bloque, esta

interacción pórtico -placa garantiza la absorción de las cargas de gravedad y paralelamente también resisten las fuerzas de corte.

Es recomendable que en nuestra estructura se idealice los pórticos en el interior de la edificación y que las placas se coloquen en la fachada de la edificación, esto ayuda a tener mayor resistencia lateral, los pórticos interiores absorben los esfuerzos estáticos y las placas ayudan a resistir las fuerzas sísmicas.

Con respecto al pre dimensionamiento se tiene parámetros que determine las dimensiones mínimas de los elementos.

Las losas en su mayoría son macizas de espesor 12.5 cm en caso de que sea necesario se plantea losas aligeradas, más adelante se tiene un mayor análisis.

Cada elemento es descrito en esta parte especialmente para su diseño.

4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el pre dimensionamiento de los elementos estructurales principales, se adoptan algunos criterios y recomendaciones que se especifican en los libros de estructuras y en Reglamento Nacional de Edificaciones.

4.4.1 LOSAS ALIGERADAS

Para el pre dimensionamiento de estos elementos estructurales se adoptó dos criterios fundamentales, el primero fue producto de la experiencia de varios autores, quienes tomaron en cuenta la curvatura que se forma por la flexión en dichas losas.

Espesor del Aligerado (cm)	Espesor del Ladrillo (cm)	Para luces (ln) de:
17	12	Menores a 4m
20	15	entre 4 y 5.5m
25	20	entre 5 y 6.5m
30	25	entre 6 y 7.5m

Tabla 4.6: Peralte de losas aligeradas según su distancia
(Fuente: Análisis de edificios. "Ing. Ángel San Bartolomé")

Un segundo criterio trata en seleccionar un peralte, considerando la verificación de deflexiones que indica la norma.

En el caso en que se tenga sobrecargas normales del orden máximo de 300 a 350 kilos por metro cuadrado; para sobrecargas mayores o en el caso de que se tenga tabiquería de albañilería de ladrillo importantes aplicados sobre ejes 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.

4.4.1.1 CONTROL DE DEFLEXIONES EN ELEMENTOS ARMADOS DE UNA DIRECCION SOMETIDOS A FLEXIÓN

Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión (incluyen losas) deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.

Según el reglamento indica que se puede considerar un espesor menor que el estipulado para no controlar las deflexiones si es que se demuestra que las deflexiones son menores que las estipuladas en la norma, por lo que existe cierta flexibilidad en la elección del espesor de estos elementos.

Para evitar el chequeo de deflexiones se utiliza la siguiente relación:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

En este caso se tiene una luz máxima de losa igual 2.95 m. Por lo cual se tiene una altura calculada igual a 0.20 m.

Las dimensiones usuales que se utilizan en la fabricación de ladrillos para techo son de alturas variables que comprenden entre 12, 15, 20 y 25 cm por lo que se tiene un parámetro que restringe a dimensionar la losa.

Consecuentemente losas aligeradas quedan de la siguiente manera:

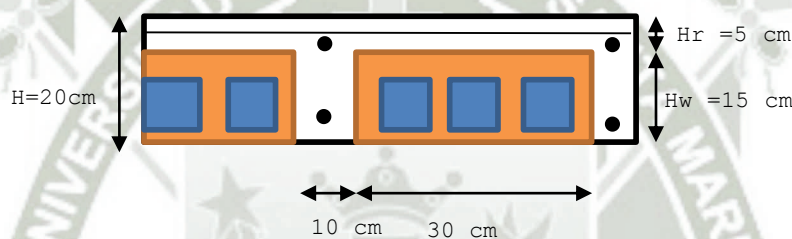


Figura 4.35: Losa aligerada típica a utilizar
(Fuente: Elaboración Propia)

4.4.2 LOSAS MACIZAS

Las losas macizas se utilizan cuando sus dimensiones principales son relativamente iguales o cuando las mismas son de geometría Irregular

Partiendo de la premisa, cuando la losa rectangular se apoya en sus cuatro lados (sobre vigas o sobre muros), y la relación largo / ancho es mayor o igual a 2, la losa trabaja esencialmente en la dirección más corta, y se la suele diseñar unidireccionalmente, aunque se debe proveer un mínimo de armado en la dirección ortogonal (dirección larga), particularmente en la zona cercana a los apoyos, donde siempre se desarrollan momentos flectores negativos importantes (tracción en las fibras superiores). Los momentos positivos en la

dirección larga son generalmente pequeños, pero también deben ser tomados en consideración.

Para poder realizar el pre dimensionamiento de una losa maciza es necesario conocer algunos parámetros para estimar el valor del peralte de la losa maciza.

Como primer criterio se tiene:

$$h = \frac{L_n \cdot (800 + 0.071 \cdot f_y)}{36000 + 5000 \cdot \beta \cdot \left(a_m - 0.51 \cdot (1 - \beta_s) \cdot \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right)}$$

L_n : Luz libre

β : Relación de luz mayor a luz libre menor.

β_s : Relación de longitud de los bordes continuos al perímetro total de un paño de losa.

a_m : Promedio de los valores de la relación de rigideces relativas a la flexión de la viga y losa en todo el perímetro del paño, suponiendo el mínimo valor de 2 para paños de losa con cuatro vigas en su borde (este valor para estas condiciones de borde nos da el mayor peralte)

Este peralte tiene que ser mayor a la siguiente fórmula: (1ra condición)

$$h \geq \frac{L_n \cdot (800 + 0.071 \cdot f_y)}{36000 + 5000 \cdot \beta \cdot (1 + \beta_s)}$$

Y menor a: (2da condición)

$$h \leq \frac{L_n \cdot (800 + 0.071 \cdot f_y)}{36000}$$

Sin embargo se puede utilizar una segunda fórmula práctica:

$$h = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

Según el Ing. Antonio Blanco utiliza en su libro “análisis de edificios” para el dimensionamiento en losas armadas en dos direcciones utiliza la siguiente relación:

$$h \geq ln/40$$

Siendo:

h: Peralte de la losa de concreto (m)

Para el caso de losas con relación largo y ancho menor que 2 y sin vigas de borde el peralte de la losa es:

$$h > Ln/33$$

En este caso se utiliza losas macizas bidireccionales con la finalidad de que se reparta uniformemente las cargas estáticas hacia las vigas peraltadas que la confinen, a diferencia de las losas aligeradas que repartan su carga en una sola dirección.

De acuerdo a dichas premisas se analiza la losa más desfavorable que en nuestro caso es un paño de 3.95m x 3.15 m de longitud.

$$h = \frac{395 \cdot (800 + 0.071 \cdot 4200)}{36000 + 5000 \cdot 1.25 \cdot \left(2 - 0.51 \cdot (1 - 0.1) \cdot \left(1 + \frac{1}{1.25}\right)\right)}$$

$$h = 9.98 \text{ cm}$$

Siguiendo los criterios mencionados anteriormente esta altura de losa debe ser mayor a:

$$h \geq \frac{395 \times (800 + 0.071 \times 4200)}{36000 + 5000 \cdot 1.25 \cdot (1 + 0.1)}$$

$h=10.11$ cm

Con este valor se asume una losa maciza de 12.5 cm.

De acuerdo a la premisa estipulada por el Ing Antonio Blanco se procede a analizar la losa mediante la relación $L_n/40$, siendo este valor igual a 9.875. Con estos criterios se asume valores de losas macizas de 12.5 cm cumpliendo con los requisitos mínimos de pre dimensionamiento.

4.4.3 VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

En vigas peraltadas se debe tomar en cuenta las posibles deflexiones que puede tener frente a efectos sísmicos y estáticos, para poder definir el peralte en pórticos se puede considerar un doceavo o un décimo cuarto de la luz libre, dicho peralte incluye la losa del piso o techo.

$$h \geq \frac{l}{14} \text{ o } h \geq \frac{l}{12}$$

Es importante tener en cuenta las distancias permisibles para formar los pórticos por lo que se sugiere que la máxima distancia entre dichos apoyos no debe exceder de 50 veces el menor ancho del ala o cara en compresión.

En cuanto al ancho de la viga este no debe de ser menor a 25 cm y puede variar entre el 30% y 50% de la altura del peralte para el caso de pórticos o elementos sismo-resistentes, se puede tener menores espesores en vigas que no formen pórticos.

Para estimar el ancho de base de viga puede asumirse a la división del ancho tributario de la viga entre 20.

Habrán vigas que soporten el peso de la losa pero por su reducida longitud no requieren mayor peralte, por lo que se estima el mismo espesor de la losa (vigas chatas).

Según el libro del Ing. Blanco Blasco sugiere la siguiente relación de luz libre con las dimensiones de vigas peraltadas.

LUZ	SECCIONES RECOMENDADAS			
L <= 5.5	25 x 50	30 x 50		
L <= 6.5	25 x 60	30 x 60	40 x 60	
L <= 7.5	25 x 70	30 x 70	40 x 70	50 x 70
L <= 8.5	30 x 75	40 x 75	30 x 80	40 x 80
L <= 9.5	30 x 85	30 x 90	40 x 85	40 x 90

Tabla 4.7: Secciones propuestas según su luz
(Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado." Antonio Blanco Blasco")

Existe un segundo criterio de pre dimensionamiento que permite calcular el peralte de la viga, abordando definiciones de diseño a flexión, especialmente el de cuantía balanceada, la cuantía que se toma se define como cuantía económica, que es equivalente al 50% de la cuantía balanceada ($p=0.5p_b$), para ello se hace el metrado y el análisis estructural de tal manera que el peralte efectivo se calcule con la expresión básica de diseño a flexión:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{Ku \cdot b}}$$

Al tener momentos muy pequeños debido la cercanía entre vigas principales hará que el peralte de dichas vigas se reduzca, se debe tener en cuenta ambos criterios

Por razones de arquitectura muchos proyectistas deciden realizar una sección transformada de las vigas peraltadas con la finalidad de obtener una viga chata o sin peralte, incrementando la base de la viga y reduciendo el peralte, pero con las mismas condiciones de

resistencia a fin de lograr un equilibrio entre la estética y los conceptos de resistencia. En esta tesis se opta por dar un equilibrio entre la arquitectura y la estructura asegurando que dicha edificación tenga el mejor comportamiento estructural.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente se analiza la viga más desfavorable, esta viga tiene una longitud de 3.85 m.

Asumiendo el primer criterio ($L_n/12$), se tiene un peralte de 0.32 m, para efectos práctico se considera un peralte de 50 cm, para el segundo criterio se divide el ancho tributario entre 20, dando como resultado 0.16 m, con el peralte que se ha propuesto se está por encima del valor calculado. Según el Ing Antonio Blanco recomienda que para luces menores a 5.5m se debe considerar un peralte de 0.50 m, también se cumple dicho requisito.

Las vigas chatas o secundarias, son las vigas que se encuentran en la losa sin sobresalir de ésta y su función principal es soportar y transmitir los esfuerzos de los tabiques ó muros dispuestos en la misma dirección de la losa aligerada a las vigas, muros y columnas. Sólo se deben usar cuando se tienen luces cortas.

Por lo tanto, estas vigas no soportan grandes momentos flectores más sí esfuerzos de corte por lo que su pre dimensionamiento se basa principalmente en un diseño por corte.

Para su pre dimensionamiento se debe hallar la fuerza cortante actuante sobre éstas vigas y hacer el diseño en función a éste esfuerzo cortante máximo, además se puede usar como peralte el espesor de la losa teniendo que variar sólo el ancho de la viga en caso de requerir mayores resistencias.

Existen muchas vigas que quedan empotradas en placa o muros estructurales a fin de formar diafragmas rígidos con la losa.

Debido a la arquitectura, en muchos dinteles se presentan vigas con cierto peralte que estructuralmente no se requiere pero por razones ornamentales se presentan, estas vigas serán analizadas como vigas chatas.

Para pre dimensionar el ancho de las vigas, se debe verificar que la sección de la viga chata sea suficiente para soportar al tabique que lleva encima; para ello se verifica que la fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica de la viga chata sea menor que la fuerza cortante nominal (ϕV_c), es decir:

$$\phi V_c \geq V_u$$

ϕ : factor de reducción de resistencia ($\phi_{\text{corte}} = 0.85$)

V_u : fuerza cortante última aplicado en la sección crítica de la viga chata

V_c : fuerza cortante nominal soportado por la sección de concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ kg/cm}^2$$

f'_c : resistencia específica del concreto a la compresión

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo de la sección.

De ser mayor la resistencia al cortante del concreto no es necesario modificar las dimensiones propuestas a las vigas secundarias.

De acuerdo a nuestra edificación tenemos una longitud de tabique de ladrillo de 3.75m, multiplicando la altura de este tabique (2.45m) por su peso específico (1.9 tn.m) da una carga lineal de 0.70 tn. Considerando que esta viga se apoya sobre la viga peraltada se puede idealizar a la viga como simplemente apoyada, teniendo en cuenta la carga lineal del tabique se calcula la cortante siendo este valor 1.31 tn y la cortante de resistencia propia del concreto es de 2.94

tn siendo este valor el cortante nominal inducido por el factor de reducción por corte. Con esto se puede decir que las vigas chatas pueden soportar la tabiquería de ladrillo sin ningún inconveniente.

4.4.4 COLUMNAS, PLACAS Y MUROS ESTRUCTURALES

Las columnas son elementos sometidos a flexo-compresión, por consiguiente, son dos variables a tomar en cuenta para el pre dimensionamiento.

Actualmente, la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a los sismos.

Si una columna soporta mucho momento, se busca que tenga un mayor peralte. Si tuviera mucha carga y poco momento, interesará buscar una sección suficiente y no interesará el peralte. Pero como se considera que el mayor porcentaje de fuerzas cortantes es asumido por las placas y muros estructurales es que se aplica la relación de carga de servicio con la sección requerida.

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'c}$$

Según el presente edificio, se tiene como columna más cargada a la columna central del 2do bloque la cual tiene una área tributaria de 11.05 m, considerando la tabiquería se puede asumir una carga unitaria por metro cuadrado de 1.1 tn.m², multiplicando dicha carga por el área tributaria se tiene un valor de carga de 12.15 tn. Tomando en cuenta que son 8 niveles se procede a calcular el peso final multiplicando por los ocho niveles siendo este valor igual a 97.2 tn, de acuerdo a la fórmula planteada se debe de tener una sección de 1029 cm² por lo que se requiere una columna de sección cuadrada de 32

cm de ancho, para efectos de tener una buena rigidez y proporcionar la resistencia debida, se considera una columna cuadrada uniforme de 45 cm de ancho siendo esta dimensión mucho mayor a la requerida.

Para el pre dimensionamiento de placas se toma en cuenta la longitud de muro necesaria que permita resistir las solicitaciones sísmicas, dichas longitudes preferentemente tendrán valores similares en ambos sentidos a fin de evitar momentos torsores. Otra restricción es la arquitectura ya que ubicaremos las placas en los muros portantes que se presentan en la edificación.

$$V = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \times T \times L$$

ϕ : Factor de Reducción por resistencia (0.85)

V : Fuerza Basal

L : Longitud acumulada de la placas

T : Espesor promedio de las placas (0.25)

Como resultado final la longitud y espesor, será ajustado luego de realizar un análisis sísmico. Se sabe que el espesor de las placas y muros estructurales no debe ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100mm.

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Z : Factor de zona (0.4)

U : Coeficiente de uso e importancia (1)

S : Factor de Suelo (1.2)

C : Factor de amplificación sísmica (2.5)

P : Peso de la estructura

R : Coeficiente de reducción (7)

4.4.5 CISTERNA

La cisterna se encuentra por debajo del nivel del terreno y está sujeta a cargas hidrostáticas y por la presión del suelo, su pre dimensionamiento estará sujeto a la capacidad necesaria para determinar la dotación necesaria, estructuralmente se comportará como muros de contención, donde las fuerzas predominantes serán las producidas por el empuje del suelo en estado crítico

4.4.6 ESCALERA

Cuando la losa rectangular se apoya en sus cuatro lados (sobre vigas o sobre muros) y la relación largo / ancho es mayor o igual a 2, la losa trabaja fundamentalmente en la dirección más corta, y se suele diseñar unidireccionalmente, aunque se debe proveer un mínimo de armado en la dirección ortogonal (dirección larga), particularmente en la zona cercana a los apoyos, donde siempre se desarrollan momento flectores negativos importantes (tracción en la fibras superiores).

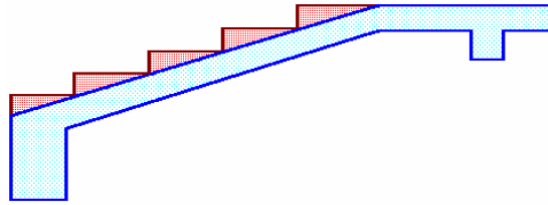


Figura 4.36: Escaleras, pasos y contrapesos
(Fuente: Elaboración propia)

En este elemento se pre dimensiona el ancho de la garganta, que por lo general está comprendida entre 15 cm a 20 cm, para prescindir del control por deflexión.

Otro criterio a tomar en cuenta para el dimensionamiento de la garganta o espesor es la relación $t=Ln/30$, donde t es el espesor o garganta.

Las cargas correspondientes a los acabados y sobrecarga actuantes en la escalera se expresan en kilogramos por metro cuadrado de área en planta (horizontal); sin embargo, el peso propio del tramo inclinado está distribuido a lo largo de su longitud, por lo que es necesario transformarlo en una carga equivalente por unidad de área en planta, para esto, se asumirá que el peso volumétrico (γ) del peldaño (concreto no reforzado: $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$) es similar al peso volumétrico de la garganta (concreto armado: $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$).

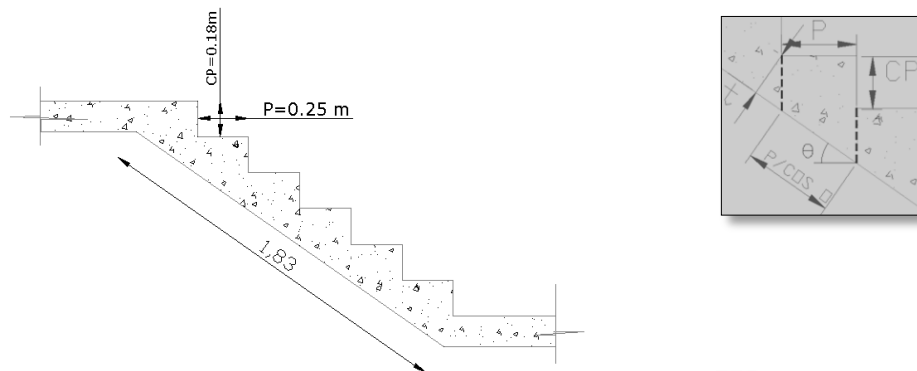


Figura 4.37: Dimensiones de tramo típico de escalera principal.
(Fuente: Elaboración Propia)

Calculando el peso (P) para un peldaño y la garganta correspondiente del tramo inclinado se tendrá:

$$P = 1/2 \cdot \gamma B p cp + \gamma B t p / \text{Cos } \theta \rightarrow \gamma B p (1/2 cp + t / \text{Cos } \theta)$$

Por lo que se simplifica a la expresión:

$$W(pp) = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

En nuestro edificio tenemos 6 contrapasos para vencer una altura de 1.05 mya que los dos bloques se encuentran en desnivel.

Se recomienda que $2c + p = 60$ o 64 cm.

✓ **CALCULO DE ESPESOR DE GARGANTA**

$$Ln = 1.83$$

$$t = Ln/30 = 1.83/30 = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

Se asume un ancho de garganta de 15 cm

✓ **CALCULO DE ESPESOR DE LA ESCALERA****Tramo Inclinado**

Se tiene una altura de entrepiso de 1.05

Paso= 25cm

Contra paso= 17.5 cm (h/6)

Espesor de garganta (t) = 15 cm

Peso propio del contrapaso=

$$W(pp) = 2400 \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right]$$

$$W(pp) = 649 \text{ kgf/m}^2$$

Piso terminado: 100 kgf/cm²

Sobre cargada: 200 kgf/m²

Cm: 649 kgf/m² + 100 kgf/m² = 749 kgf/m²

Cv: 200 kgf/m²

Estas cargas se multiplicarán por el ancho (B) de cada tramo para obtener las cargas en kg/M

Tramo Inclinado: CM=749 x 1.25 = 936.25 kgf/m

$$CV=200 \times 1.25 = 250 \text{ kgf/m}$$

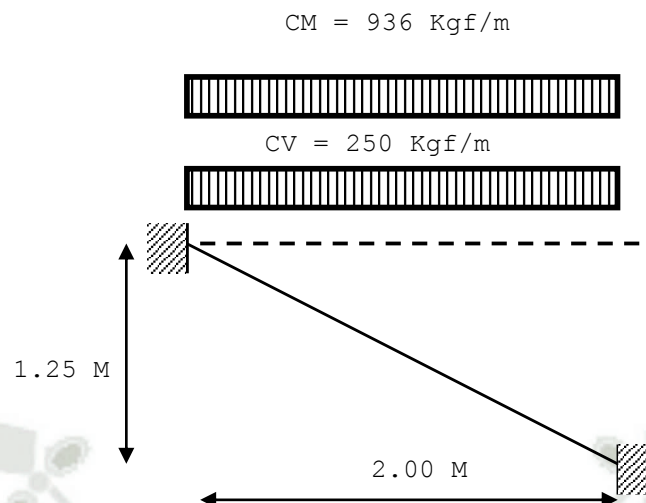


Figura 4.38: Idealización de cargas estáticas en escalera.
(Fuente: Elaboración Propia)

Al ser un elemento isostático las cuales sufren las cargas ultimas estipuladas anteriormente analizamos estáticamente y encontramos la cortante ultima $V_u = 889 \text{ kgf}$.

Se tiene que el aporte del concreto a la fuerza cortante $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 14\,400 \text{ kgf}$

Al ser el $v_u < \phi v_c$ se puede decir que con la sección de 15cm de espesor se tiene un aporte del concreto mucho mayor que el cortante del propio elemento, por lo que es válido considerar un ancho de garganta de 15 cm

4.4.7 TANQUE ELEVADO

Para el tanque elevado se usan muros de concreto armado confinados entre sí, de espesor 20 cm, continuando con los muros que nacen desde la cimentación de la estructura, se analiza la presión hidrostática del agua.

El pre dimensionamiento del tanque elevado está en función de la determinación de volúmenes de la dotación de agua de acuerdo a las

características propias de cada edificación como la cantidad de agua de uso diario doméstico (norma instalaciones sanitarias) que sirve para calcular el volumen de consumo diario, de tal manera que el volumen del tanque elevado (VTE) es la tercera parte del volumen de consumo diario (VCD), además debe ser mayor que 100 litros.

Como condición limitante se tiene los planos de arquitectura que predefinen el volumen del tanque por lo que se procede a revisarlo.

PREDIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE ELEVADO					
VOLUMEN DE CONSUMO DIARIO	=			38.4 M3/D	
VOL.TANQUE ELEVADO (1/3 X V.C.D)	=			12.8 M3/D	
DIMENSIONES INICIALES	=	+	L1	3.05	
			L2	2.7	
			H	2.21	
			V.T.E=	18.20 M3	OK
EL VOLUMEN PREDISPUUESTO ES MAYOR QUE EL NECESARIO					

4.4.8 TABIQUERÍA

En nuestro medio se acostumbra utilizar tabiques de albañilería como elementos divisorios de ambientes en los edificios aporticados, esto se debe a las buenas propiedades térmicas, acústicas, resistentes e incompresibles que tiene la albañilería

En la Norma E.070 Albañilería, menciona que para los muros portantes y los no portantes (cercos, tabiques y parapetos) deben verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de sismo, viento o de fuerzas de inercia de elementos puntuales o lineales que se apoyen en el muro en zonas intermedias entre sus extremos superior o inferior.

Los muros o tabiques desconectados de la estructura principal son diseñados para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en la norma sismo resistente.

Aunque no se considera en el análisis estructural ya que son elementos aislados y no soportan carga alguna más que su peso propio, se analiza según la norma técnica peruana, teniendo en cuenta que estos elementos deben resistir la fuerza sísmica asociada a su peso.

El paño de albañilería se supone que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres y sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas.

La magnitud de esta carga para un metro cuadrado de muros se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w = 0.8.Z.U.C1.\gamma.e$$

Z : Factor de zona (0.4)

U : Factor de uso (1.0)

C1 : Coeficiente sísmico

e : Espesor bruto del muro, en metros

γ : peso volumétrico de la albañilería

Los espesores de los tabiques, son el resultado de una evaluación de las fórmulas de la resistencia de los materiales y los límites que ofrece los coeficientes adoptados de Timoshenko.

Se obtiene el momento de servicio mediante la expresión $M=m.w.a^2$. Al remplazar la ecuación en la última expresión, se obtiene el momento de servicio $M_s=0.8.m.Z.U.C1.e.\gamma.a^2$; por otro lado, de la

$$e = \frac{0.8 \cdot 6 \cdot (Z \cdot U \cdot C1 \cdot \gamma \cdot m \cdot a^2)}{ft}$$

De estas fórmulas se analiza el tabique más crítico es decir el que presenta mayor longitud, esta tabiquería tiene una longitud de 3.95 m, la altura del tabique es 2.30 m, se procede a calcular la relación base/altura siendo este valor 1.61, y considerando que el tabique es arriostrado por sus cuatro bordes se procede a la interpolación con los valores de la siguiente tabla.

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» y DIMENSION CRÍTICA «a»								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Tabla 4.8: Valores del coeficiente de momentos “m”
(Fuente: (E.030 -CAP. VI)

Con estos valores se obtiene un valor de m igual a 0.129 y reemplazando en la fórmula anterior se tiene un espesor necesario de 10.05cm, con lo que se asegura que con un espesor de ladrillo de 15.0 cm resistirá el momento de volteo.

4.5 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

✓ CONCRETO:

Resistencia a la compresión: $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso Específico: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Módulo de Poisson:	$\mu=0.15$
Módulo de Elasticidad:	$E_c=681532.39\text{Mpa}$
	$E_c = 217371\text{kg/cm}^2$

✓ **ACERO:**

Acero de refuerzo Grado 60:	$FY= 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso Específico:	$\gamma=7850 \text{ kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad:	$E_s= 2000000 \text{ kg/cm}^2$

4.6 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

Al momento de realizar el metrado de cargas de gravedad se considera un área tributaria correspondiente a cada columna o placa. En dicha área actúan las cargas transmitidas por las vigas, losa, tabiques, el piso terminado y la sobrecarga de diseño.

Antes de calcular las cargas actuantes en los elementos verticales se procede a definir los pesos unitarios de la norma E.020, que son utilizados para el metrado de carga muerta (cm), así como los índices por metro cuadrado que figuran en la norma E.020 referente a la carga viva repartida.

✓ **PARA LA CARGA MUERTA**

Para establecer la carga muerta es necesario saber los pesos unitarios de los materiales a usar entre los cuales se puede mencionar:

(Según Norma E.020 Cargas)

<u>MATERIALES</u>	<u>PESO ESPECIFICO (KGF/M3)</u>
<u>ALANILERIA</u>	
Unidades de arcilla cocida solidas	1800
Unidades de arcilla cocida huecas	1350
<u>CONCRETO SIMPLE</u>	
Cascote de ladrillo	1800
Grava	2300
Pomez	1600
<u>CONCRETO ARMADO</u>	
Concreto Armado	2400
<u>ENLUCIDOS O REVOQUES DE</u>	
Mortero de cemento	2000
Mortero de cal y cemento	1850
Mortero de cal	1700
Yeso	1000
<u>LIQUIDOS</u>	
Agua dulce	1000
Agua de mar	1030
<u>PESO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES</u>	
<u>VIDRIO TEMPLADO</u>	
Vidrio templado kg/m ²	32
<u>TABIQUERIA</u>	
Peso de tabiquería de ladrillo (kgf/m) h=2.30 m 1.9 ton/m x 0.15 m x 2.45 m	698.25
Peso de Parapeto de ladrillo (kgf/m)h=0.60 m 1.9 ton/m x 0.15 m x 0.6 m	171

Tabla 4.9: Peso específico de algunos materiales
(Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones 2011)

✓ PARA CARGAS VIVAS

Se usa como mínimo los valores indicados en la tabla 10 de la norma E.020 Cargas en la que se menciona según el tipo de ocupación o uso. A continuación se menciona algunos:

<u>OCUPACIÓN O USO</u>	<u>PESO ESPECIFICO (KGF/M3)</u>
<u>OFICINAS</u>	
Corredores y escaleras	400
Sala de archivos	500
salas de computación	250

Exceptuando sala de archivo y computación	250
VIVIENDAS	
Corredores y escaleras (kgf/m ²)	200
Azotea (kgf/m ²)	100

Tabla 4.10: Cargas vivas mínimas según funcionalidad de las estructuras
(Fuente: Elaboración propia)

4.6.1 METRADOS DE CARGAS

Al momento de realizar el metrado de cargas de gravedad se considera un área tributaria correspondiente a cada columna o placa. En dicha área actúan las cargas transmitidas por las vigas, losas, tabiques, el piso terminado y la sobrecarga de diseño.

4.6.1.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE LOSAS ALIGERADAS

Las viguetas de los aligerados se repiten modularmente cada 40cm., por lo que el metrado de cargas de una vigueta se hizo tomando franjas tributarias de ese mismo ancho. Se consideraron como cargas uniformemente repartidas el peso propio del aligerado, piso terminado y la sobrecarga.

En el libro de “Análisis de Edificios” del Ing. Ángel San Bartolomé asume los siguientes pesos por metro cuadrado para aligeradas diferentes alturas en las cuales se emplea ladrillos de 30 cm x 30 cm.

Según cálculos anteriores se determina que el aligerado será de 20 cm las cuales comprometen ladrillos de 30 cm x 30 cm x 15cm y un espesor de losa de 5cm.

Para establecer el peso de los acabados del piso se asume 100 kg/m².

Para la azotea puede considerarse una carga viva de 100 kg/m²

Para efectos de cálculo se considera que las vigas actúan como apoyos simples del aligerado, mientras que en placas se toma como un empotramiento por ser mucho más rígida que las viguetas (Análisis de Edificio-Ángel San Bartolomé).

Para el análisis se considera a una vigueta de 0.40m de ancho efectivo, por lo que se tiene las siguientes cargas por metro lineal:

CARGAS	CÁLCULOS (KGF/M2)xVig	TOTAL
CARGA MUERTA		
PESO PROPIO ALIGERADO 0.20 m	300 x 0.40	120kgf/m
PESO DEL PISO TERMINADO	100 x 0.40	40Kgf/m
		160 kgf/m
CARGA VIVA		
ALIGERADO	200 x 0.40	80 Kgf/m
		80 Kgf/m

Tabla 4.11: Metrado de cargas para una vigueta de 0.4 m de ancho efectivo
(Fuente: Elaboración propia)

4.6.1.2 ANÁLISIS DE CARGAS DE LOSAS MACIZAS

Las cargas que se presentan en las losas son: la carga muerta y la carga viva. En la edificación el tipo de losa más común es la maciza, ya que ayuda a repartir las cargas uniformemente en todos sus extremos. También es útil este tipo de losas en los pasadizos y en los descansos de las escaleras.

CARGAS	CÁLCULOS	TOTAL
CARGA MUERTA		
PESO PROPIO LOSA MACISA 0.125 m	2400 kg/m3 x 0.125 m	300 kgf/m2
PESO DEL PISO TERMINADO	100 kg/m2	100kgf/m2
CARGA VIVA		
Sobre carga (Norma E-020)	-----	200 Kgf/m2

Tabla 4.12: Metrado de cargas por metro cuadrado de las losas macizas
(Fuente: Elaboración propia)

4.6.1.3 ANÁLISIS DE CARGAS EN VIGAS, COLUMNAS Y MUROS ESTRUCTURALES

- **PARA VIGAS CHATAS y PERALTADAS**

Las mayores cargas sobre las vigas chatas son generalmente inducidas por el peso del tabique que sostienen y también, si fuese el caso, por un porcentaje de la losa aligerada o maciza que se pueden apoyar sobre dicha viga chata.

Las vigas peraltadas reciben una mayor cantidad de carga, debido a su peralte este le otorga una mayor resistencia y por lo tanto una mayor capacidad para recibir cargas.

CARGA	CALCULOS	TOTAL
Peso propio de vigas	2400 kg/m ³ x 0.25 m x 0.50 m	168 kg/m
Peso propio de vigas	2400 kg/m ³ x 0.25 m x 0.20 m	120 kg/m

Tabla 4.13: Metrado de cargas para una viga peraltada y una viga chata
(Fuente: Elaboración propia)

- **COLUMNAS Y MUROS ESTRUCTURALES**

Las columnas así como las placas son aquellas que soportan mayores cargas, por el hecho de formar el esqueleto principal de la estructura, las columnas del primer piso soportan la mayor cantidad de carga la cual es transmitida hacia la cimentación.

4.6.1.4 ANALISIS DE CARGAS DE LA ESCALERA

De acuerdo al pre dimensionado que se ha realizado se puede realizar el metrado de las cargas que comprometen a la escalera. En esta parte se vuelve a metrar las cargas muertas y vivas que se consideran para dicha estructura.

4.6.1.5 ANÁLISIS DE CARGAS DE TANQUE ELEVADO

Para el tanque levado se calcula el peso del agua y de las estructuras que comprometan el tanque elevado.

4.6.1.6 ANÁLISIS DE CARGAS DEL CUARTO DE MAQUINAS

Se calcula el peso de todos los elementos que conformen el cuarto de máquinas ubicado en a la azotea.

4.6.1.7 ANÁLISIS DE CARGAS DE TABIQUERÍA DE LADRILLO

Se calcula el peso de la tabiquería de ladrillo, la cual no forma parte del sistema resistente de la estructura.

Como resultado final de las cargas estáticas se tiene un cuadro resumen en el cual se puede observar el peso total de la estructura.

	CARGA MUERTA		CARGA VIVA	
	1 BLOQUE	2 BLOQUE	1 BLOQUE	2 BLOQUE
ALIGERADOS	88.512	44.16	27.848	22.08
MACISA	382.944	441.76	191.472	220.88
VIGAS	142.428	196.8		
COLUMNAS Y PLACAS	782.3928	561.8928		
PRAPETOS	345.262452	373.6008		
ESCALERAS	61.8093		9.2035	
SUMA (Tn)	1803.34855	1618.2136	228.5235	242.96
CUARTO DE MAQ.	12.36639		1.835	
TANQUE ELEVADO	35.7099		18.8325	
SUMA (Tn)	48.07629		20.6675	

Tabla 4.14: Cuadro de resumen de cargas estáticas
(Fuente: Elaboración propia)

4.7 MODELO ESTRUCTURAL

Para el modelo estructural utilizado en el análisis estático, se usará el programa etabs en el cual se puede idealizar a la estructura mediante elementos frames para vigas y columnas, dándole la sección pre dimensionada, así mismo se analiza frente a las cargas de gravedad amplificadas según indica el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Se establece que los elementos estructurales fallaran por flexión, carga axial, y fuerzas cortantes.

Los elementos que se usa en el etabs pueden comprender elementos frames y shells.

4.8 ANÁLISIS SÍSMICO

Las fuerzas de sismo que actúan sobre una estructura consisten en fuerzas inerciales de masas que se originan por la excitación de sus fundaciones durante un movimiento telúrico.

Los muros estructurales son en general notablemente más rígidos que los pórticos, por lo cual tienen un periodo natural más corto, y sus desplazamientos laterales resultan más limitados que los de los pórticos, para una misma excitación sísmica.

Si el muro y el pórtico se conectan entre sí, bajo cargas laterales actuantes, la deflexión de la estructura compuesta muestra un perfil controlado por la flexión en la parte inferior, y por el corte en la parte superior.

El comportamiento de los sistemas duales depende de la magnitud de esta interacción, la que resulta de la rigidez relativa de los muros y de los pórticos, y de la altura del edificio.

Las estructuras regulares y proporcionadas, cuanto más alta es la construcción y más rígidas serán los pórticos, se evidencia una mayor integración.

Es práctica usual en el diseño de estructuras duales, suponer que los muros o los núcleos resistan todas las cargas horizontales y los pórticos sólo las cargas gravitacionales por áreas tributarias. Esta hipótesis incurre en error despreciable sólo en edificios de alturas moderadas, menores a los 20 pisos, con pórticos flexibles, pero en edificios altos con pórticos rígidos, se está despreciando así buena parte de su resistencia.

Los muros rigidizan notablemente las estructuras a porticadas, lo cual resulta en una disminución apreciable de las deflexiones laterales del conjunto. Por ello la rigidez global de los sistemas duales es mayor que de los elementos aislados, cada uno resistiendo la parte proporcional de las cargas exteriores correspondiente.

En edificios duales simétricos y regulares, cuando el centro de corte coincide con el centro de torsión de la estructura, sólo se producen efectos traslacionales en ausencia de torsión.

A continuación se realiza el análisis sísmico estático y dinámico en la edificación donde se aprecia ciertas diferencias con la estructura pero usando un sistema de muros de ductilidad limitada.

4.8.1 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento nacional de edificaciones. El primer paso del análisis sísmico que permite determinar que fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y que elementos producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal y

que podrá emplearse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar. Para el análisis sísmico estático se calcula las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masas y para el análisis dinámico se reemplaza las fuerzas laterales sísmicas por una respuesta dinámica en base a un análisis modal espectral.

4.8.2 REQUERIMIENTO EN EL ANÁLISIS SÍSMICO-ESTÁTICO

Para edificaciones regulares de hasta 45 m de altura y para edificaciones irregulares de hasta 15 m de altura es válido realizar un análisis sísmico estático, pero para denotar de modo comparativo con el análisis lineal dinámico se realiza la distribución de fuerzas aplicadas a la estructura.

- a. Se presenta la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- b. Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio
- c. Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

El análisis sísmico estático es más rápido y práctico a diferencia del análisis dinámico, sin embargo el análisis sísmico estático es más apreciable en estructuras de menor altura y de forma regular a diferencia del análisis dinámico que es más resaltante en edificios de gran altura, por poseer mayores periodos de vibración, este análisis sísmico estático sirve para poder distinguir el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas equivalentes, dando una cierta idea de las irregularidades que puede presentar la edificación

(irregularidad torsional), también es útil este análisis para realizar la corrección mediante un factor multiplicativo que permita obtener una cortante en la base de por lo menos de 90% de la obtenida en el análisis sísmico estático, esto se verá más adelante en el análisis dinámico.

4.8.3 PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Dichos parámetros ayudan a realizar el análisis dinámico de la estructura.

4.8.3.1 PARÁMETROS DEL SITIO

✓ ZONIFICACIÓN

De acuerdo a cada región se establece una aceleración máxima del suelo y se basan en registros históricos y datos geológicos.

De acuerdo a la zonificación nuestro edificio se encuentra en la zona 3 y le corresponde un factor de zona igual a 0.4.

✓ CONDICIONES GEOTÉCNICAS

La mayoría de suelos en Arequipa presentan características similares a suelos flexibles y rocosos, en Cerro Colorado es común encontrar este tipo de suelos, para fines prácticos se considera que el suelo es del tipo S2, es decir que se encuentra entre suelos intermedios, la cual le corresponde un periodo de suelo de 0.6 y un factor de suelo de 1.2

✓ FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

El factor de amplificación sísmica es la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de las características, tanto del suelo como de la estructura y se define mediante la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

4.9 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

En general para edificios regulares de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura aun cuando sean irregulares, se pueden analizar mediante los procedimientos de fuerzas estáticas equivalentes. Para el cálculo del peso de la edificación se realiza el metrado de cargas y se considera un 25% de carga viva según recomienda el Reglamento Nacional de Edificaciones.

✓ CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES

PARAMETROS DE SITIO

- FACTOR DE ZONA : $Z= 0.4$
- FACTOR DE SUELO: $S= 1.2$ y $T_p= 0.6$
- FACTOR DE USO: $U=1.0$
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN $R_x=7$
 $R_y=7$

✓ PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA:

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{19.60}{60} = 0.33$$

✓ COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.33} \right) = 4.54$$

$$\frac{C}{R} = 0.65 \quad y \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$0.63 > 0.125 \text{ ok}$$

Hay que tener en cuenta que para el cálculo de desplazamiento laterales no hay que tomar en cuenta el cociente mínimo entre C/R.

✓ **CORTANTE EN LA BASE**

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Se tiene que para ambas direcciones actuaría la misma cortante basal ya que se presenta placas en las dos direcciones ortogonales, de acuerdo a la fórmula de la cortante $v_y = v_x = 0.17 * P$ esto quiere decir que la vibración del suelo es aproximadamente 17% del peso de la estructura.

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum P_i \times h_i} (V - F_a)$$

$$F_a = 0.7 \cdot T \cdot V \leq 0.15 V$$

En el caso de que nuestro periodo fundamental (T) sea mayor que 0.7s, una parte de la fuerza cortante (V), denominada F_a , debe aplicarse como una fuerza concentrada en la parte superior de la estructura.

En general para edificios regulares de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura aun cuando sean irregulares, se puede analizar mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo da una idea aproximada de los desplazamientos que posiblemente podrá tener ante estas dichas fuerzas sísmicas.

✓ **CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

Se clasifican los edificios como regulares o irregulares de acuerdo a la influencia que sus características arquitectónicas que presentan en su comportamiento sísmico.

En el caso del edificio del presente proyecto, clasifica dentro de la categoría de estructura regular para los dos bloques, de acuerdo al análisis mostrado anteriormente.

✓ **SISTEMA ESTRUCTURAL**

El sistema que se emplea es dual. Con un factor de reducción sísmica $R=7$.

✓ **PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS**

Para el análisis dinámico se empleó el programa Etabs el cual permite realizar el análisis dinámico modal es decir por modos de vibración, por el mismo tipo de edificación esta no requiere ser analizada por el método del tipo tiempo-historia (time-history).

4.9.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS

4.9.1.1 PESO DE LA EDIFICACIÓN

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva
- c) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Del metrado de cargas se puede obtener el peso de la edificación

Se procede a calcular los pesos de los dos bloques para fines del análisis sísmico estático.

	CARGA MUERTA		CARGA VIVA		25 %CARGA VIVA	
	1 BLOQUE	2 BLOQUE	1 BLOQUE	2 BLOQUE	1 BLOQUE	2 BLOQUE
ALIGERADOS	88.512	44.16	27.848	22.08	6.962	5.52
MACISA	382.944	441.76	191.472	220.88	47.868	55.22
VIGAS	142.428	196.8				
COLUMNAS Y PLACAS	782.3928	561.8928				
PRAPETOS	345.262452	373.6008				
ESCALERAS	61.8093		9.2035		2.300875	
SUMA (Tn)	1803.34855	1618.2136	228.5235	242.96	57.130875	60.74
CUARTO DE MAQ.	12.36639		1.835		0.45875	
TANQUE ELEVADO	35.7099		18.8325		4.708125	
SUMA (Tn)	48.07629		20.6675		5.166875	

Tabla 4.15: Peso de la edificación para cálculos sísmicos
(Fuente: Elaboración propia)

4.9.1.2 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

A medida de poder repartir los pesos equitativamente se divide la sumatoria total de los pesos calculados entre los ocho niveles ya que son típicos y en el último nivel se agrega el peso del cuarto de máquinas y el del tanque elevado, se recuerda que con los conceptos de simetría y simplicidad se divide la estructura inicial en dos bloques lo que ayudará a simplificar la estructura en estudio, el hecho de unir los dos bloques se hará una estructura irregular de diferentes masas y si simplificamos la edificación propuesta inicialmente se obtiene un edificio de 16 niveles formados por ambos bloques, dicha anomalía se presenta en estos tipos de edificaciones del tipo “mezanine”, cada área de cada bloque presentará diferentes masas y esto influirá en el presente análisis, es recomendable que estos tipos de estructuras se realice el análisis sísmico usando el método dinámico pero aun siendo complicada la estructura se puede simplificar la estructura de la siguiente manera.

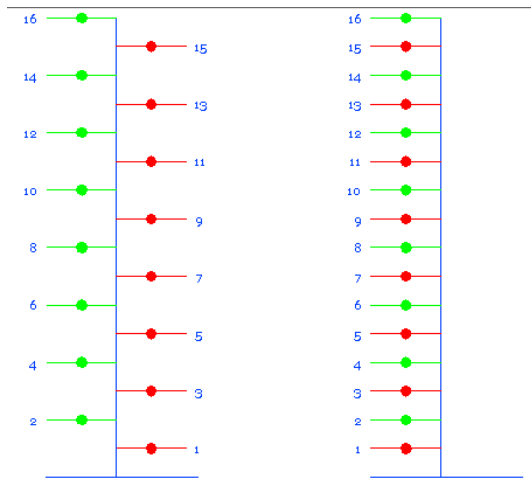


Figura 4.39: Idealización de la estructura inicial para el análisis sísmico estático
(Fuente: Elaboración Propia)

Al obtener diferentes masas y niveles desfasados se puede tener momentos torsores importantes en las columnas y placas debido a la desigualdad de rigidez en los diferentes bloques.

Separando los dos bloques se puede obtener una edificación más compacta tanto en rigidez como en geometría. Así mismo se tiene ambos bloques independientes diseñados con sus respectivas masas.

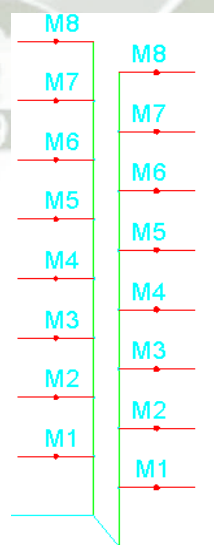


Figura 4.40: Idealización de la estructura aislada para el análisis sísmico estático
(Fuente: Elaboración Propia)

Aunque muchos textos e incluso la norma aconsejan de realizar este análisis para estructuras regulares e irregulares pero de poca altura.

El primer bloque presenta una área por cada piso de 207.51 m² y el segundo bloque tiene un área por cada piso de 181.88, sorprendentemente ambos bloques no presentan mucha diferencias en áreas lo cual también favorecerá en tener cargas aproximadas originando proporcionalidad en la distribución de las fuerzas sísmicas.

Se procede a calcular las fuerzas sísmicas estáticas para ambos bloques independientemente.

Para el primer bloque se tiene los siguientes cálculos.

NUMERO DE PISOS	8	C=	2.5					
		Suma P=	1906.6					
		Hx=	0.171	Fx=	326.842	TN		
AREA POR PISO	207.51	M2	Hy=	0.171	Fy=	326.842	TN	
ALTURA DE ENTREPISO	2.45	M	Suma P.H=	21415.352				
FUERZA SISMICA ESTATICA VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTO Y GIRO					Suma FX=		Suma FY=	
					326.842		326.842	
NIVEL	AREA (M2)	PESO (TNF)	MASA	ALTURA (m)	PXH	PixHi/PH	FX (Tn)	FY (Tn)
8	207.51	278.66	28.41	19.60	5461.736	0.26	83.357	83.36
7	207.51	232.56	23.71	17.15	3988.404	0.19	60.871	60.87
6	207.51	232.56	23.71	14.70	3418.632	0.16	52.175	52.18
5	207.51	232.56	23.71	12.25	2848.86	0.13	43.479	43.48
4	207.51	232.56	23.71	9.80	2279.088	0.11	34.784	34.78
3	207.51	232.56	23.71	7.35	1709.316	0.08	26.088	26.09
2	207.51	232.56	23.71	4.90	1139.544	0.05	17.392	17.39
1	207.51	232.56	23.71	2.45	569.772	0.03	8.696	8.70

Tabla 4.16: Distribución de la fuerza sísmica estática del primer bloque según niveles de la edificación
(Fuente: Elaboración propia)

NUMERO DE PISOS	8	C=	2.5			
		Suma P=	1679.0			
		Hx=	0.171	Fx=	287.822	TN
AREA POR PISO	181.88	M2	Hy=	0.171	Fy=	287.822 TN
ALTURA DE ENTREPISO	2.45	M	Suma P.H=	18510.534		

FUERZA SISMICA ESTATICA		Suma FX=	Suma FY=
		287.822	287.822

NIVEL	AREA (M2)	PESO (TNF)	MASA	ALTURA (m)	PXH	PixHi/PH	FX (Tn)	FY (Tn)
8	181.88	209.87	21.39	19.60	4113.452	0.22	63.960	63.96
7	181.88	209.87	21.39	17.15	3599.2705	0.19	55.965	55.97
6	181.88	209.87	21.39	14.70	3085.089	0.17	47.970	47.97
5	181.88	209.87	21.39	12.25	2570.9075	0.14	39.975	39.98
4	181.88	209.87	21.39	9.80	2056.726	0.11	31.980	31.98
3	181.88	209.87	21.39	7.35	1542.5445	0.08	23.985	23.99
2	181.88	209.87	21.39	4.90	1028.363	0.06	15.990	15.99
1	181.88	209.87	21.39	2.45	514.1815	0.03	7.995	8.00

Tabla 4.17: Distribución de la fuerza sísmica estática del segundo bloque según niveles de la edificación
(Fuente: Elaboración propia)

La intensidad de la vibración del suelo constituye el 0.17 de la aceleración de la gravedad.

4.9.1.3 CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEDEZ

El centro de masas y centro de rigideces son obtenidos mediante el programa ETABS, el cual permite calcular automáticamente las coordenadas en el plano x-y del centro de masas y de rigideces.

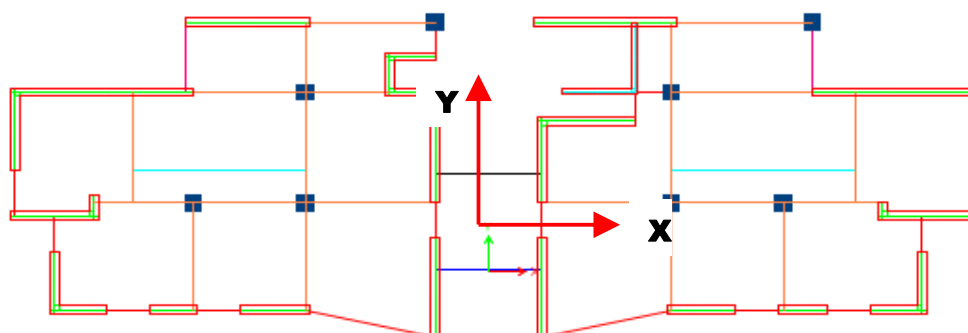


Figura 4.41: Sistema de coordenadas globales con respecto al primer bloque
(Fuente: Elaboración Propia)

PISO	DIAFRAGMA	XCCM	XCR	YCCM	YCR
8P-2BLOQUE	D8	1.6175	0.2089	5.6303	5.6993
7P-2BLOQUE	D7	1.6484	0.3249	5.6283	5.7544
6P-2BLOQUE	D6	1.6786	0.4113	5.6264	5.6858
5P-2BLOQUE	D5	1.3124	0.4767	5.6245	5.5896
4P-2BLOQUE	D4	1.6175	0.5275	5.6226	5.4947
3P-2BLOQUE	D3	1.6484	0.5684	5.6208	5.4115
2P-2BLOQUE	D2	1.6786	0.6035	5.619	5.3548
1P-2BLOQUE	D1	1.3124	0.2089	5.5303	5.6993

Tabla 4.18: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al primer bloque
(Fuente: Elaboración propia)

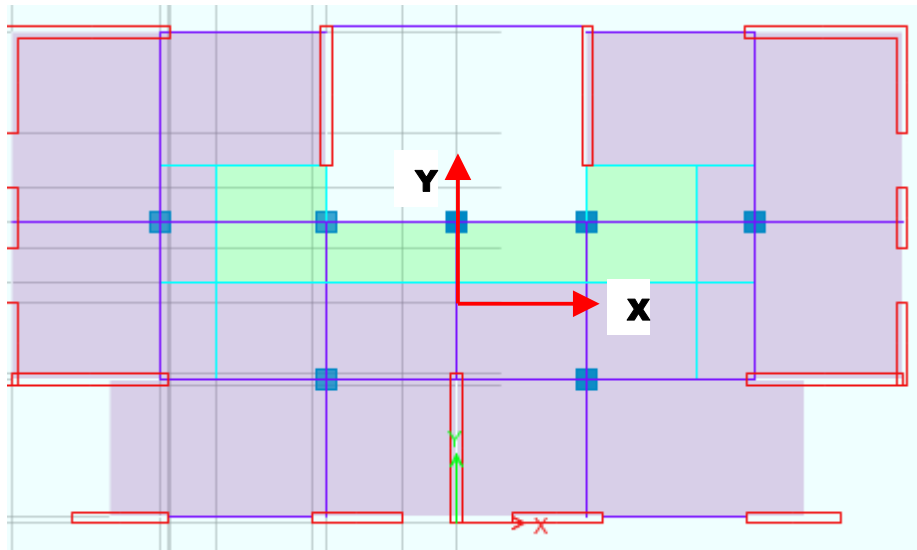


Figura 4.42: Sistema de coordenadas globales con respecto al segundo bloque
(Fuente: Elaboración Propia)

PISO	DIAFRAGMA	XCCM	XCR	YCCM	YCR
8P-1BLOQUE	D8	1.2226	0.1033	3.003	4.4696
7P-1BLOQUE	D7	1.3304	0.2703	3.0054	5.0833
6P-1BLOQUE	D6	1.4335	0.3834	3.0076	5.2421
5P-1BLOQUE	D5	1.5797	0.4703	3.0699	5.2217
4P-1BLOQUE	D4	1.5592	0.5359	3.0697	5.1339
3P-1BLOQUE	D3	1.5561	0.592	3.0693	5.0275
2P-1BLOQUE	D2	1.5592	0.6393	3.0697	4.9328
1P-1BLOQUE	D1	2.0098	0.678	2.9443	4.8758

Tabla 4.19: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al segundo bloque
(Fuente: Elaboración propia)

4.9.1.4 MOMENTO TORSIONAL ACCIDENTAL

Para considerar los momentos de torsión accidental, estos se obtienen de multiplicar la Fuerza F_i correspondiente a cada nivel por la excentricidad accidental del 5% de la dirección perpendicular a las

4.9.2 DERIVAS MAXIMAS DEL CENTRO DE MASAS Y DESPLAZAMIENTO LATERALES PERMISIBLES

Para el análisis estático las derivas máximas del centro de masa de la edificación se obtiene y se multiplica por $0.75 \cdot R$ y este valor debe ser menor que la permisible según indicado en la norma (0.007).

x-x	h= 2.45		3/4*R= 5.25		
PISO	DESPLAZ	0.75R*DESPLA	DESPLAZA ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<7%
8P-1BLOQUE	0.006938	0.03642	0.00516	0.0021	bien
7P-1BLOQUE	0.005956	0.03127	0.00521	0.0021	bien
6P-1BLOQUE	0.004963	0.02606	0.00542	0.0022	bien
5P-1BLOQUE	0.003931	0.02064	0.00548	0.0022	bien
4P-1BLOQUE	0.002888	0.01516	0.00523	0.0021	bien
3P-1BLOQUE	0.001892	0.00993	0.00467	0.0019	bien
2P-1BLOQUE	0.001002	0.00526	0.00356	0.0015	bien
1P-1BLOQUE	0.000324	0.00170	0.00170	0.0007	bien

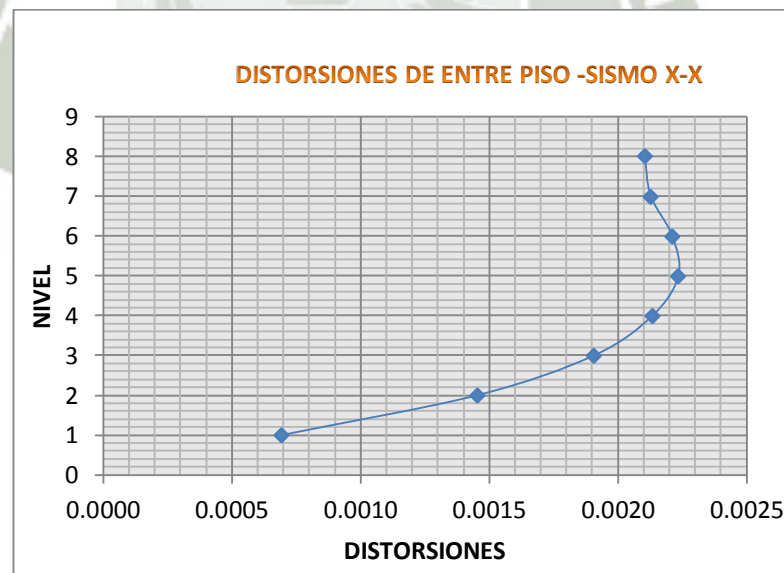


Tabla 4.20: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x
(Fuente: Elaboración propia)

y-y	h= 2.45	3/4*R= 5.25			
PISO	DESPLAZ (m)	0.75R*DESPLA	DESPLAZA ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<7%
8P-1BLOQUE	0.011800	0.06195	0.00975	0.0040	bien
7P-1BLOQUE	0.009942	0.05220	0.00862	0.0035	bien
6P-1BLOQUE	0.008301	0.04358	0.00901	0.0037	bien
5P-1BLOQUE	0.006585	0.03457	0.00910	0.0037	bien
4P-1BLOQUE	0.004851	0.02547	0.00895	0.0037	bien
3P-1BLOQUE	0.003146	0.01652	0.00781	0.0032	bien
2P-1BLOQUE	0.001659	0.00871	0.00591	0.0024	bien
1P-1BLOQUE	0.000533	0.00280	0.00280	0.0011	bien

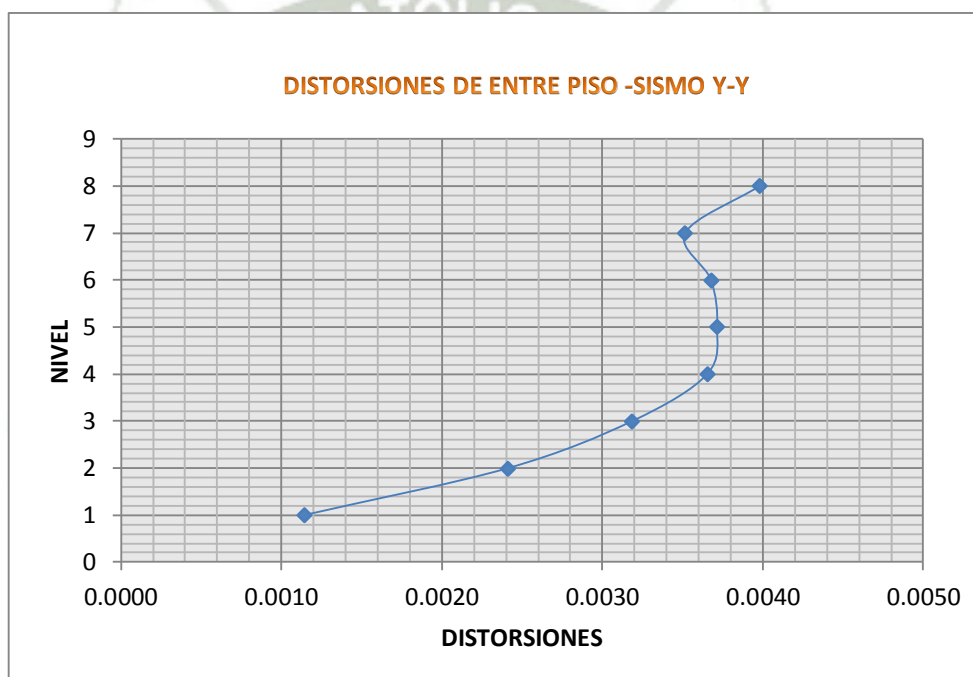


Tabla 4.21: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y
(Fuente: Elaboración propia)

x-x	h= 2.45	3/4*R= 5.25			
PISO	DESPLAZ (m)	0.75R*DESPLA	DESPLAZA ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<7%
8P-2BLOQUE	0.00563	0.02958	0.00341	0.0014	bien
7P-2BLOQUE	0.00498	0.02617	0.00386	0.0016	bien
6P-2BLOQUE	0.00425	0.02231	0.00422	0.0017	bien
5P-2BLOQUE	0.00345	0.01809	0.00446	0.0018	bien
4P-2BLOQUE	0.00260	0.01363	0.00446	0.0018	bien
3P-2BLOQUE	0.00175	0.00917	0.00413	0.0017	bien
2P-2BLOQUE	0.00096	0.00503	0.00301	0.0012	bien
1P-2BLOQUE	0.00039	0.00203	0.00203	0.0008	bien

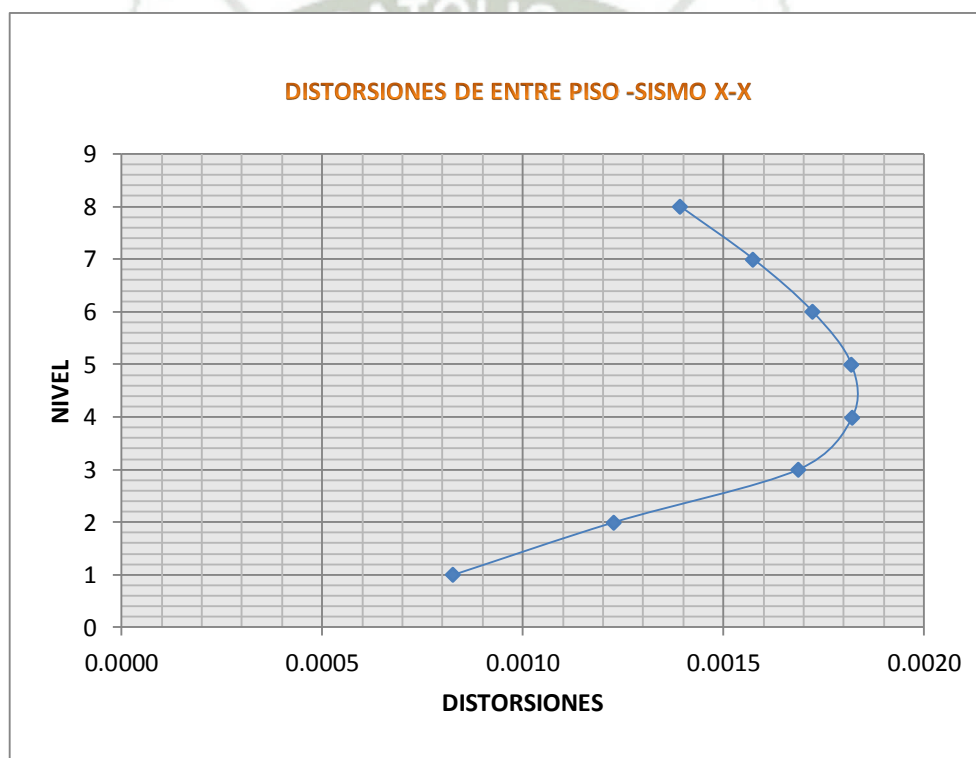


Tabla 4.22: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x
(Fuente: Elaboración propia)

y-y	h= 2.45	3/4*R= 5.25			
PISO	DESPLAZ	0.75R*DESPLA	DESPLAZA ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<7%
8P-2BLOQUE	0.009493	0.04984	0.00523	0.0021	bien
7P-2BLOQUE	0.008496	0.04460	0.00650	0.0027	bien
6P-2BLOQUE	0.007257	0.03810	0.00718	0.0029	bien
5P-2BLOQUE	0.005889	0.03092	0.00766	0.0031	bien
4P-2BLOQUE	0.004430	0.02326	0.00773	0.0032	bien
3P-2BLOQUE	0.002958	0.01553	0.00717	0.0029	bien
2P-2BLOQUE	0.001593	0.00836	0.00368	0.0015	bien
1P-2BLOQUE	0.000893	0.00469	0.00469	0.0019	bien

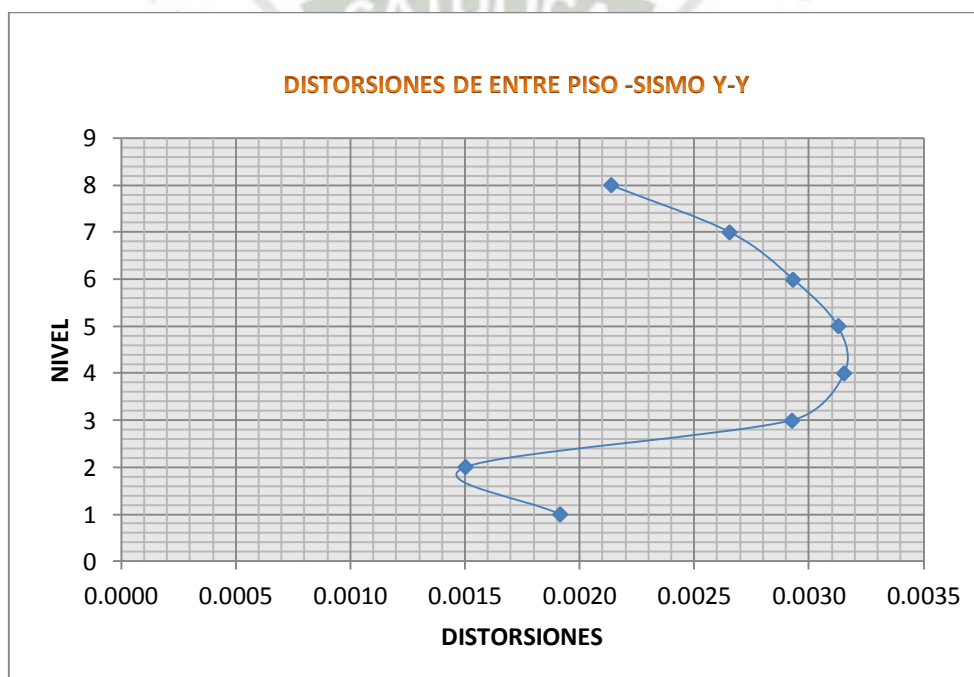


Tabla 4.23: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y (Fuente: Elaboración propia)

4.9.3 DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LOS EXTREMOS DE LA PLANTA

Se medirá los desplazamientos correspondientes a los extremos opuestos de los bloques así se puede saber la distorsión máxima de dichos extremos.

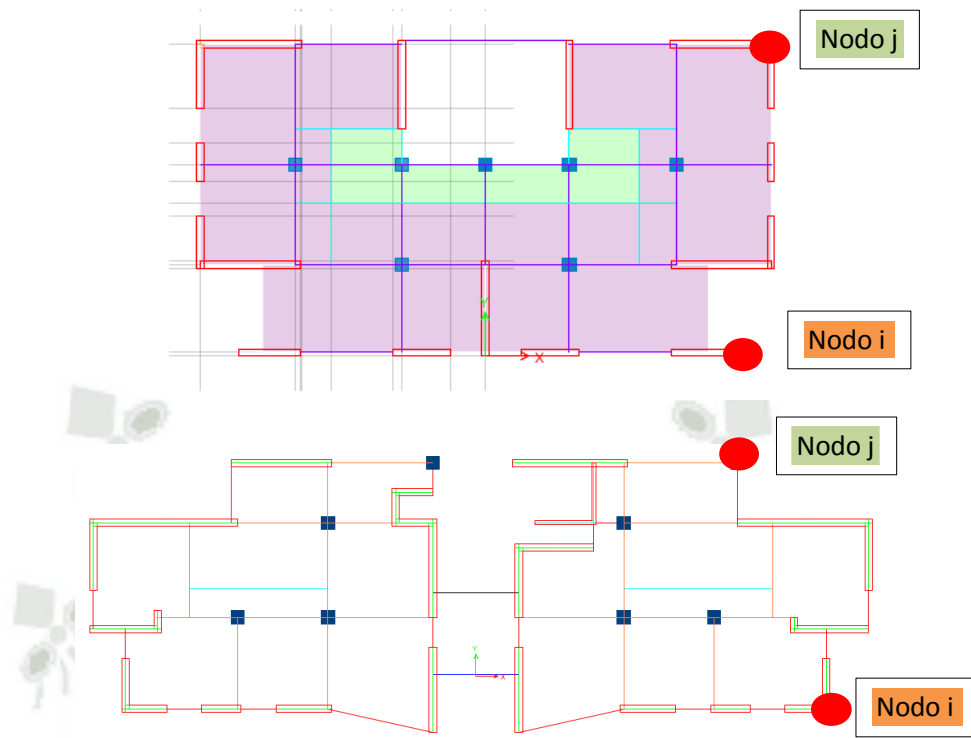


Figura 4.43: Extremos analizados para ambos bloques
(Fuente: Elaboración Propia)

Para el cálculo del giro en los extremos opuestos se analiza el desplazamiento originado por el sismo estático en las dos direcciones, tomando en cuenta que los mayores desplazamiento se generan por el sismo analizado en la misma dirección del desplazamiento, es decir el máximo desplazamiento en el eje "x" se produce por la acción sísmica en el sentido "x" de igual manera para el eje "Y", según el Reglamento Nacional de Edificaciones el giro en las direcciones "x" y "y" no deberá ser mayor a 1.3.

CONTROL DE GIRO	PUNTO i		PUNTO j		GIRO X $i/((i+j)*0.5)$	GIRO Y $i/((i+j)*0.5)$	GIRO EN X < 1.3	GIRO EN Y < 1.3
	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)				
8	8	19	5.8	16.8	1.16	1.06	OK	OK
7	6.9	16.5	5	14.6	1.16	1.06	OK	OK
6	5.8	13.8	4.1	12.2	1.17	1.06	OK	OK
5	4.6	11	3.2	9.7	1.18	1.06	OK	OK
4	3.4	8.1	2.4	7.1	1.17	1.07	OK	OK
3	2.2	5.3	1.6	4.7	1.16	1.06	OK	OK
2	1.2	2.8	0.8	2.5	1.20	1.06	OK	OK
1	0.4	0.9	0.3	0.8	1.14	1.06	OK	OK

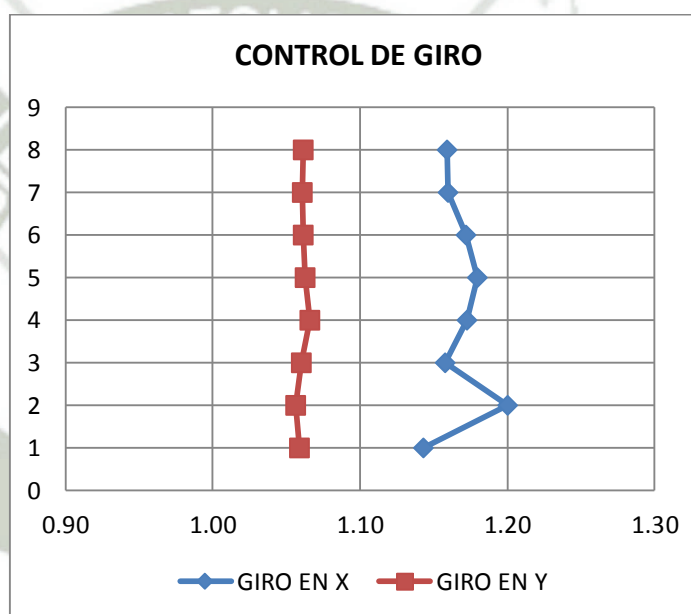


Tabla 4.24: Control de giros en extremos opuestos del primer bloque
(Fuente: Elaboración propia)

De igual manera se analiza el segundo bloque, el control de giros ayuda a observar la existencia de irregularidades torsionales. Con respecto al segundo bloque se ve cierta simetría en el eje “X” caso opuesto con el eje “Y” donde se presencia excentricidades considerables. Para el segundo bloque se tiene los siguientes resultados.

CONTROL DE GIRO	PUNTO i		PUNTO j		GIRO X	GIRO Y	GIRO	GIRO
	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	$i/((i+j)*0.5)$	$i/((i+j)*0.5)$	EN X < 1.3	EN Y < 1.3
8	5.00	11.55	6.21	11.94	1.11	1.02	OK	OK
7	4.50	10.20	5.45	10.54	1.10	1.02	OK	OK
6	3.86	8.69	4.61	8.98	1.09	1.02	OK	OK
5	3.16	7.04	3.72	7.27	1.08	1.02	OK	OK
4	2.40	5.29	2.79	5.46	1.08	1.02	OK	OK
3	1.63	3.53	1.86	3.64	1.07	1.02	OK	OK
2	0.90	1.90	1.02	1.96	1.06	1.02	OK	OK
1	0.31	0.60	0.34	0.61	1.05	1.01	OK	OK

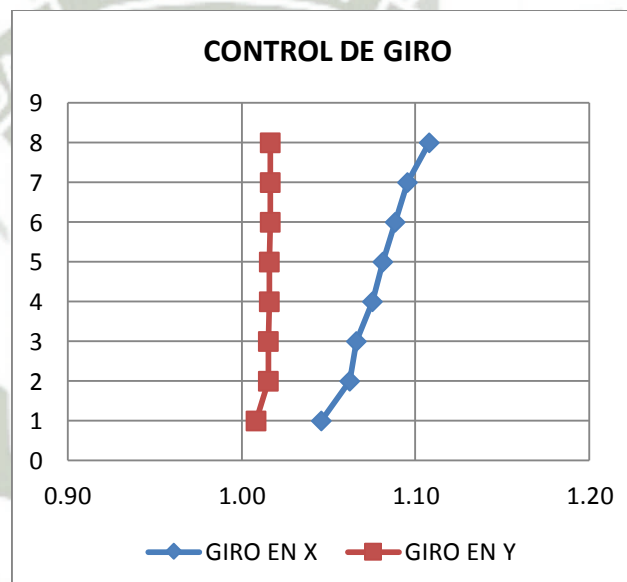


Tabla 4.25: Control de giros en extremos opuestos del segundo bloque
(Fuente: Elaboración propia)

4.10 PROCEDIMIENTO POR ANÁLISIS DE COMPUTADORA

ETABS permite de forma automática la generación de cargas estáticas laterales ya sea de terremotos (quake) u otras cargas. Cada carga lateral automatizada que se defina debe hacerse en un tipo de carga especificada.

El programa utiliza esos valores para formar cargas laterales en la dirección que se especifique, basando esta medida en el peso definido por las masas asignadas o calculadas en las propiedades de las definiciones. Luego que ETABS ha calculado la fuerza de cada nivel para una carga sísmica automática, esa fuerza es proporcionada a cada nodo de la elevación de cada nivel de piso en proporción a su masa.

✓ **Funciones de Respuesta de Espectros (Response spectrum functions)**

Constituye las funciones de aceleración pseudo-espectral contra las funciones de periodo para usarlas en el análisis de respuesta de espectros. En este programa, los valores de la aceleración en la función son asumidos como normalizados; esto es, las funciones por sí mismas no tienen unidades. En lugar de ello, las unidades se asocian con un factor escala que multiplica la función y es especificada cuando se define el combo de la respuesta del espectro.

✓ **Funciones de Time History (Time history functions)**

Son la magnitud de las cargas contra las funciones tiempo para usarse en el análisis de Time History. Los valores de carga en una función de Time History pueden ser valores de aceleración del suelo.

4.11 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se usa para determinar las distribuciones de las fuerzas laterales; el incremento de las cargas dinámicas debido al movimiento torsional y la influencia de los modos superiores que dan como resultado un incremento en las cortantes de piso y deformaciones han determinado como conclusión, que el análisis dinámico es el métodos preferido para el diseño de edificios con inusual geometría irregular

En el Análisis Dinámico, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la estructura varían con el tiempo.

Desde el punto de vista dinámico sólo interesan los grados de libertad (GDL) en los que se generan fuerzas de inercia significativa. Estos grados de libertad se denominan grados de libertad dinámicos.

Existen varios “modos” o “formas” en los que una estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica determinada. Cada modo tiene además una deformada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente.

En realidad, una estructura sometida a un sismo vibrará según una combinación de diferentes modos de vibración

4.11.1 PESO DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo al metrado de cargas se realiza los cálculos necesarios para la determinación de los pesos necesarios para el cálculo dinámico.

	CARGA MUERTA		CARGA VIVA		25 %CARGA VIVA	
	1 BLOQUE	2 BLOQUE	1 BLOQUE	2 BLOQUE	1 BLOQUE	2 BLOQUE
ALIGERADOS	88.512	44.16	27.848	22.08	6.962	5.52
MACISA	382.944	441.76	191.472	220.88	47.868	55.22
VIGAS	142.428	196.8				
COLUMNAS Y PLACAS	782.3928	561.8928				
PRAPETOS	345.262452	373.6008				
ESCALERAS	61.8093		9.2035		2.300875	
SUMA (Tn)	1803.34855	1618.2136	228.5235	242.96	57.130875	60.74
CUARTO DE MAQ.	12.36639		1.835		0.45875	
TANQUE ELEVADO	35.7099		18.8325		4.708125	
SUMA (Tn)	48.07629		20.6675		5.166875	

Tabla 4.26: Pesos de los respectivos bloques para análisis sísmico dinámico
(Fuente: Elaboración propia)

4.11.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Para el análisis en la dirección vertical se puede usar un espectro con valores iguales a los 2/3 el espectro empleado para las direcciones horizontales.

4.11.3 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN

A) DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

✓ PARAMETROS DE SITIO

- FACTOR DE ZONA : $Z= 0.4$
- FACTOR DE SUELO: $S= 1.2$ y $T_p= 0.6$
- FACTOR DE USO: $U= 1.0$
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN $R_x=7$ $R_y=7$

Donde la función espectral está definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Reemplazando datos

$$S_a = \frac{0.4 \times 1 \times C \times 1.2}{5.25} \times g$$

Donde:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$$

De lo cual se puede definir las pseudo aceleraciones vs los periodos analizados:

Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral	Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral
C	T	Sa	C	T	Sa
2.5	0.1	1.68	1.36	1.1	0.92
2.5	0.2	1.68	1.25	1.2	0.84
2.5	0.3	1.68	1.15	1.3	0.78
2.5	0.4	1.68	1.07	1.4	0.72
2.5	0.5	1.68	1	1.5	0.67
2.5	0.6	1.68	0.94	1.6	0.63
2.14	0.7	1.44	0.88	1.7	0.59
1.88	0.8	1.26	0.83	1.8	0.56
1.67	0.9	1.12	0.79	1.9	0.53
1.5	1	1.01	0.75	2	0.5

Tabla 4.27: Pseudoaceleraciones vs periodos
(Fuente: Elaboración propia)

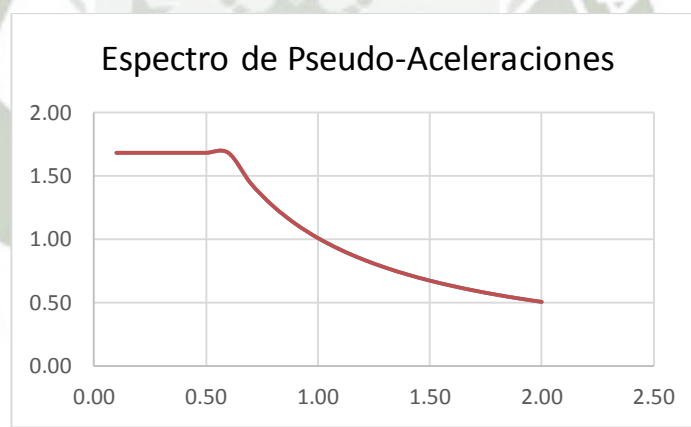
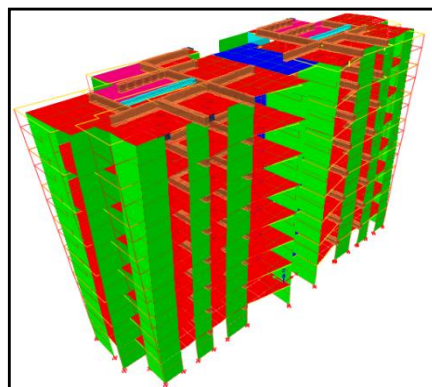


Figura 4.44: Espectros de diseño
(Fuente: Elaboración Propia)

4.11.3.1 RESULTADO DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

✓ PARÁMETROS DINÁMICOS EN LOS MODOS DE VIBRACIÓN PARA EL PRIMER Y SEGUNDO BLOQUE

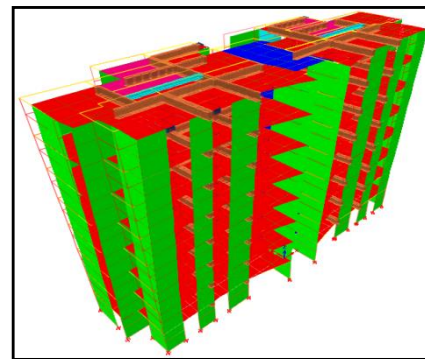
Para el primer bloque se realiza el análisis sísmico modal, utilizando el espectro de respuesta analizado anteriormente, este análisis ayuda a



Primer modo

$$t = 0.4111 \text{ s}$$

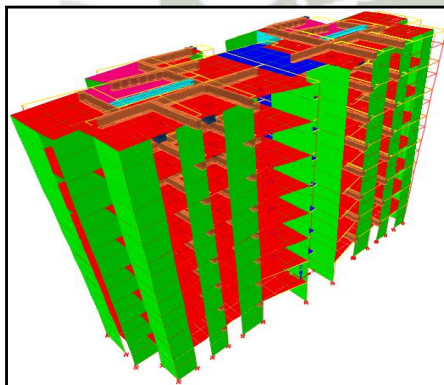
$$f = 2.4325 \text{ s}^{-1}$$



Segundo modo

$$t = 0.3570 \text{ s}$$

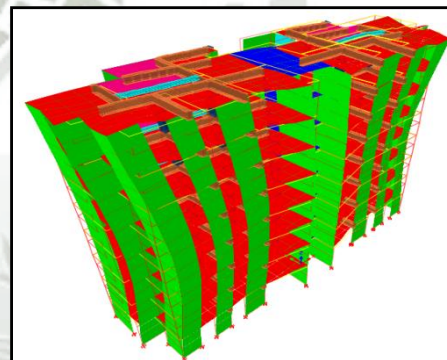
$$f = 2.8011 \text{ s}^{-1}$$



Tercer modo

$$t = 0.2680 \text{ s}$$

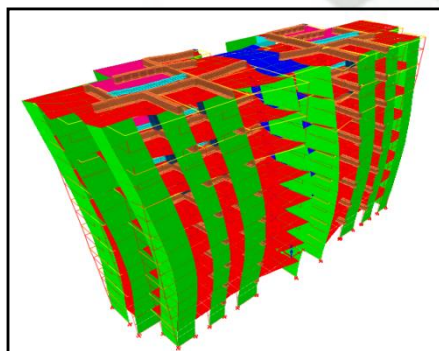
$$f = 3.7313 \text{ s}^{-1}$$



Cuarto modo

$$t = 0.1000 \text{ s}$$

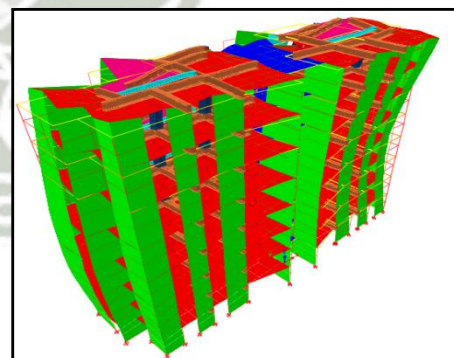
$$f = 10.0000 \text{ s}^{-1}$$



Quinto modo

$$t = 0.0890 \text{ s}$$

$$f = 11.2360 \text{ s}^{-1}$$

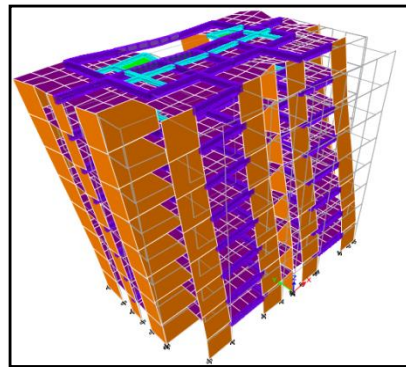


Sexto modo

$$t = 0.0650 \text{ s}$$

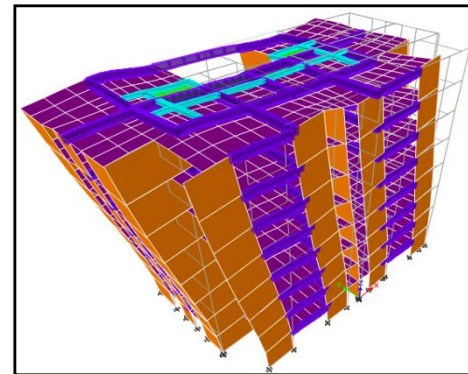
$$f = 15.3846 \text{ s}^{-1}$$

Figura 4.45: Modos de vibración del primer bloque



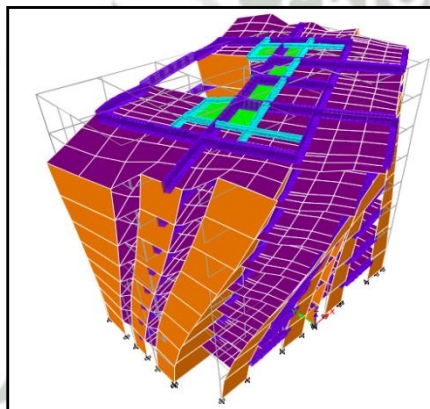
Primer modo

t= 0.4350 s
f= 2.2989 s⁻¹



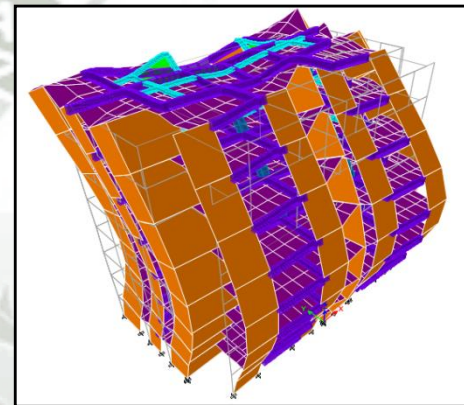
Segundo modo

t= 0.3330 s
f= 3.0030 s⁻¹



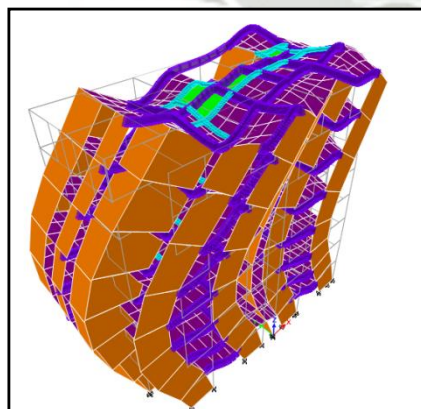
Tercer modo

t= 0.3220 s
f= 3.1056 s⁻¹



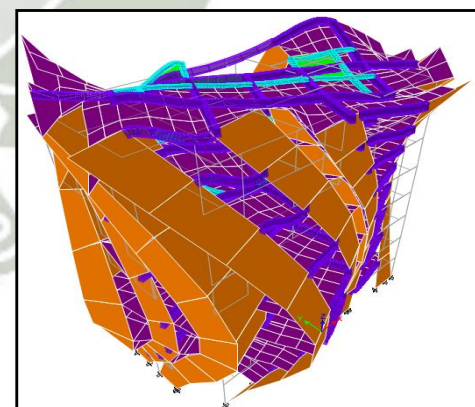
Cuarto modo

t= 0.1150 s
f= 8.6957 s⁻¹



Quinto modo

t= 0.0900 s
f= 11.1111 s⁻¹



Sexto modo

t= 0.0790 s
f= 12.6582 s⁻¹

Figura 4.46: Modos de vibración del Segundo bloque

4.11.3.2 PARTICIPACIÓN MODAL

Se denomina factor de participación modal a la cantidad de excitación que actúa sobre el modo “i”

MODO	PERIODO	PARTICIPACION MODAL EN X	PARTICIPACION MODAL EN Y	SUMA PARTICIPACION MODAL EN X	SUMA PARTICIPACION MODAL EN Y
1	0.4110	15.55	11.02	15.55	11.02
2	0.3570	1.01	59.82	16.56	70.84
3	0.2680	54.40	0.63	70.96	71.47
4	0.1000	3.68	3.74	74.65	75.21
5	0.0890	1.07	12.97	75.72	88.18
6	0.0650	12.28	0.01	88.00	88.19
7	0.0440	1.18	2.33	89.18	90.52
8	0.0400	0.97	3.39	90.15	93.92
9	0.0300	3.67	0.01	93.82	93.92
10	0.0270	0.38	1.84	94.20	95.77
11	0.0250	0.00	0.00	94.21	95.77
12	0.0250	0.81	0.91	95.02	96.68

Tabla 4.28: Periodos de los diferentes modos de vibración y participación de la masa modal en ambas direcciones para el primer bloque
(Fuente: Elaboración propia)

MODO	PERIODO	PARTICIPACION MODAL EN X	PARTICIPACION MODAL EN Y	SUMA PARTICIPACION MODAL EN X	SUMA PARTICIPACION MODAL EN Y
1	0.4350	0.290	70.110	0.29	70.11
2	0.3330	72.800	0.470	73.09	70.59
3	0.3220	0.370	2.840	73.46	73.43
4	0.1150	0.030	14.480	73.49	87.90
5	0.0900	15.260	0.000	88.75	87.90
6	0.0790	0.300	0.400	89.05	88.31
7	0.0730	0.004	0.001	89.05	88.31
8	0.0720	0.040	0.000	89.09	88.31
9	0.0570	0.100	0.130	89.19	88.44
10	0.0550	0.050	0.670	89.24	89.11
11	0.0540	0.095	5.190	89.34	94.31
12	0.0480	0.700	0.000	90.04	94.31

Tabla 4.29: Periodos de los diferentes modos de vibración y participación de la masa modal en ambas direcciones para el segundo bloque
(Fuente: Elaboración propia)

Se puede decir que según la norma E.030 aconseja que se debe usar los modos de vibración que sumados su participación modal sea como

mínimo 90%, asumiendo este criterio se puede decir que la cantidad de modos a tomar serán 8 modos para el primer bloque y 12 modos para el segundo bloque

Otro aspecto importante es revisar que el coeficiente de amplificación sísmica en el periodo donde concorra mayor participación modal deberá ser menor a 2.5 así mismo que su relación entre el coeficiente de reducción sísmica deberá ser mayor a 0.125

Se revisa para el eje Y, se tiene el periodo máximo en el primer bloque en el modo 2 donde su participación modal es de 59.82 % de la masa, ocurre cuando el periodo es 0.36 s por lo tanto el coeficiente de amplificación sísmica será igual a $2.5 \cdot (0.6/0.36)$ da un C de 4.17 la cual es mayor que 2.5, esto quiere decir que el periodo de vibración de la estructura es mucho menor que el del suelo, el coeficiente de amplificación será de 2.5, se toma el mínimo, luego se revisa el C/R, el cual es $2.5/7$ da un resultado de $0.36 > 0.125$ cumpliendo con el requisito de la norma E.030, ahora para la dirección X se tiene $2.5 \cdot (0.6/0.27)$ la cual da un resultado de 5.6 al igual que en la dirección Y se usa un C de 2.5, se revisa C/R el cual da $2.5/7$ igual $0.36 > 0.125$ cumpliendo con el requisito de la norma E.030.

Como medida cautelar se tiene en cuenta que el máximo periodo es de 0.41 correspondiente al primer modo de vibración dicho periodo es totalmente diferente al periodo del suelo que es de 0.6, esto da la certeza de que no habrá resonancia entre el suelo y la estructura.

4.11.3.3 FUERZA CORTANTE DINAMICO

Como se sabe el reglamento sismo resistente indica que el cortante no podrá ser menor al 80% del valor calculado de la fuerza cortante con el método estático. El cortante estático en el primer bloque en ambas direcciones es de:

$$Vesta = (ZUCS/R) * P = ((0.4 * 1 * 2.5 * 1.2) / (7)) * P = 0.1714 * P = 0.1714 * 1906.6 = 326.85 \text{ Tn}$$

Para el segundo bloque se tiene el cortante sísmico estático:

$$Vesta = (ZUCS/R) * P = ((0.4 * 1 * 2.5 * 1.2) / (7)) * P = 0.1714 * P = 0.1714 * 1679.0 = 287.78 \text{ Tn}$$

Considerando que se debe multiplicar por el factor de resistencia por cortante 0.80, para el primer bloque se tiene una cortante de; $0.80 * 326.85 = 261.48 \text{ Tn}$.

Para el segundo bloque se tiene un cortante de; $0.80 * 287.78 = 230.26 \text{ Tn}$

El cortante para el primer bloque en el análisis dinámico es $V_{xdina} = 169.04 \text{ Tn}$ y en la dirección Y se tiene $V_{ydina} = 202.70 \text{ Tn}$

Se calcula el factor de escala.

$$F_x = 0.8 Vesta / V_{xdina} = 261.47 / 169.04 = 1.55 = 1.32$$

$$F_y = 0.8 Vesta / V_{ydina} = 261.47 / 202.70 = 1.29 = 1.30$$

El cortante para el segundo bloque en el análisis dinámico es $V_{xdina} = 317.59 \text{ Tn}$ y en la dirección Y se tiene $V_{ydina} = 194.92 \text{ Tn}$

Se calcula el factor de escala.

$$F_x = 0.8 Vesta / V_{xdina} = 230.26 / 317.59 = 0.73$$

$$F_y = 0.8 Vesta / V_{ydina} = 230.26 / 194.82 = 1.18$$

En el caso del segundo bloque, no es necesario amplificar la cortante dinámico en el eje X pero si en el eje Y que se deberá multiplicar por

un factor de 1.18 para alcanzar por lo menos el 80% del cortante estático.

4.11.3.4 DESPLAZAMIENTO LATERALES Y DERIVAS

Se procede a calcular las fuerzas laterales producido por el análisis dinámico, así mismo se calculó las derivas tomando en cuenta que la deriva máxima permisible por el R.N.E es de 0.007

Material Predominante	Deriva	0.75xRx=	5.25	MAX DERIVA X	0.000126	OK		
Concreto Armado	0.007	0.75xRY=	5.25	MAX DERIVA Y	0.000263	OK		
PISO	DESPLAZA MIENTO X	DESPLAZA MIENTO Y	DELTA X * 0.75R	DELTA Y * 0.75R	DES. RELA. X	DES. RELA. Y	DERIVA X Di/hei	DERIVA Y Di/hei
8	0.0020	0.0043	0.0106	0.0221	0.0003	0.00056	0.00011	0.0002
7	0.0018	0.0037	0.0092	0.0192	0.0003	0.00060	0.00012	0.0002
6	0.0015	0.0032	0.0076	0.0160	0.0003	0.00064	0.00013	0.0003
5	0.0011	0.0025	0.0060	0.0127	0.0003	0.00065	0.00013	0.0003
4	0.0008	0.0019	0.0044	0.0093	0.0003	0.00062	0.00012	0.0003
3	0.0005	0.0012	0.0029	0.0060	0.0003	0.00055	0.00011	0.0002
2	0.0003	0.0007	0.0015	0.0032	0.0002	0.00041	0.00008	0.0002
1	0.0001	0.0002	0.0005	0.0010	0.0001	0.00019	0.00004	0.0001

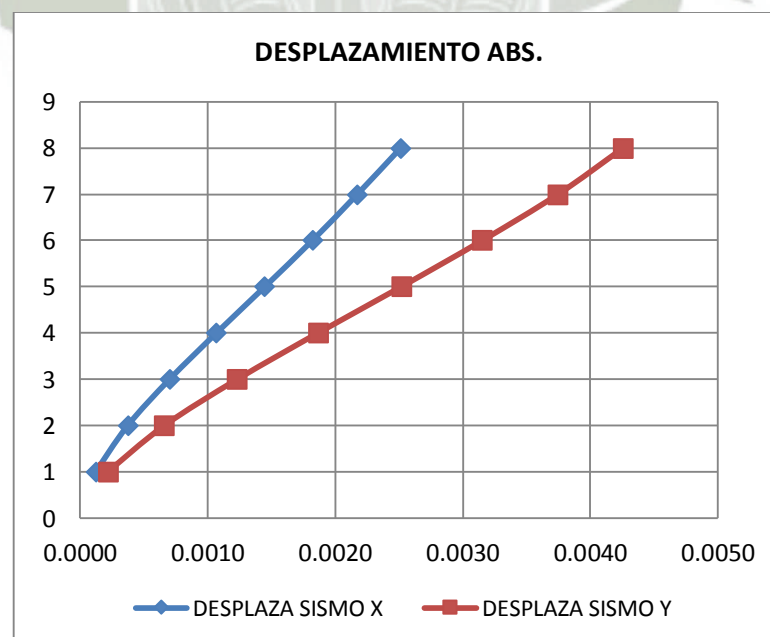




Tabla 4.30: Desplazamiento y derivas de los centros de masa correspondientes al primer bloque según análisis sísmico dinámico (Fuente: Elaboración propia)

Material Predominante		Deriva	$0.75xR_x=$	5.25	MAX DERIVA X	0.00068	OK	
		0.007	$0.75xR_Y=$	5.25	MAX DERIVA Y	0.00074	OK	
PISO	DESPLAZA MIENTO X	DESPLAZA MIENTO Y	DELTA X * 0.75R	DELTA Y * 0.75R	DES. RELA. X	DES. RELA. Y	DERIV A X Di/hei	DERIVA Y Di/hei
8	0.0109	0.0118	0.057	0.062	0.00152	0.00169	0.0006	0.00069
7	0.0094	0.0101	0.049	0.053	0.00159	0.00173	0.0006	0.00071
6	0.0078	0.0084	0.041	0.044	0.00166	0.00180	0.0007	0.00074
5	0.0061	0.0066	0.032	0.035	0.00166	0.00181	0.0007	0.00074
4	0.0045	0.0048	0.023	0.025	0.00158	0.00172	0.0006	0.00070
3	0.0029	0.0031	0.015	0.016	0.00138	0.00150	0.0006	0.00061
2	0.0015	0.0016	0.008	0.008	0.00102	0.00109	0.0004	0.00044
1	0.0005	0.0005	0.003	0.003	0.00049	0.00048	0.0002	0.00020

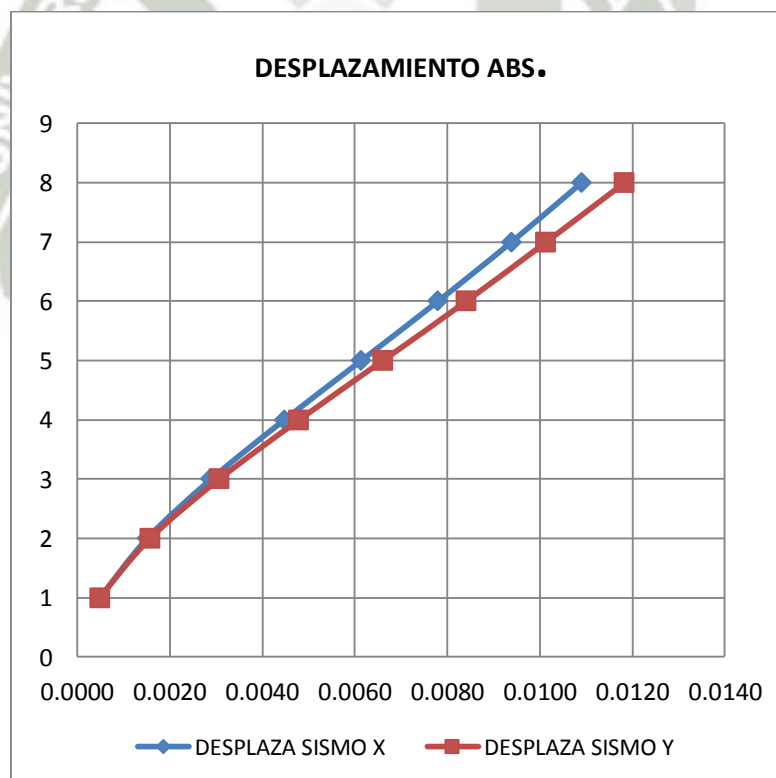
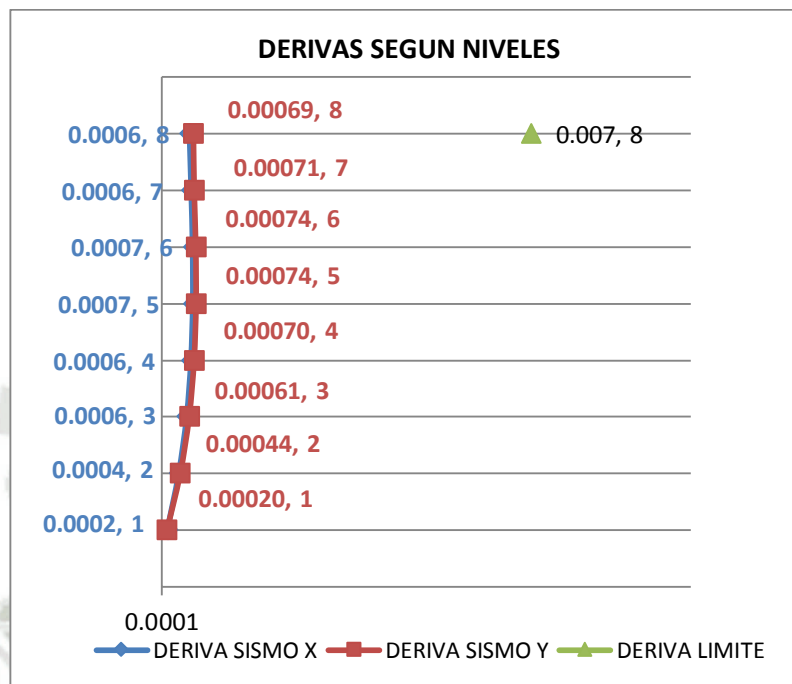


Tabla 4.31: Desplazamiento y derivas de los centros de masa correspondientes al segundo bloque según análisis sísmico dinámico
(Fuente: Elaboración propia)



CAPITULO 5

**DISEÑO EN CONCRETO ARMADO USANDO EL SISTEMA
DUAL**



CAPÍTULO V: DISEÑO EN CONCRETO

ARMADO USANDO EL SISTEMA DUAL

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de la restricción que deben tomarse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales. Que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema.

Idealmente el objetivo del diseño estructural es determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable.

El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que no existen soluciones únicas sino razonables.

5.1.1 FACTORES DE CARGA

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño, para que sea sumamente improbable la falla.

Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas. El código ACI 318-05 recomienda que la resistencia requerida para resistir las cargas sean:

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) sera como minimo:

$$U1=1.4 CM + 1.7 CV$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado anteriormente, la resistencia requerida será como mínimo

$$U2= 1.25 (CM + CV) +/- CS$$

$$U3= 0.9+/- CS$$

Para los cálculos computacionales se tiene que distribuir las combinaciones de diseño de la siguiente manera:

1. COMBO 1: $1.4CM+1.7CV$
2. COMBO 2: $0.9CM+SX$
3. COMBO 3: $0.9CM-SX$
4. COMBO 4: $1.25(CM+CV)+SX$
5. COMBO 5: $1.25(CM+CV)-SX$
6. COMBO 6: $0.9CM+SY$
7. COMBO 7: $0.9CM-SY$
8. COMBO 8: $1.25(CM+CV)+SY$
9. COMBO 9: $1.25(CM+CV)-SY$
10. COMBO 10: $(COMBO1 + COMBO2 + COMBO3 + COMBO4 + COMBO5)$
11. COMBO 11: $(COMBO1 + COMBO6 + COMBO7 + COMBO8 + COMBO9)$

12.COMBO 12: COMBO 10 + COMBO 11

13.COMBO 13: CM+CV

Teniendo como fuerzas y momentos de diseño a la envolvente de la envolvente de ambas direcciones.

5.1.2 FACTORES DE REDUCCION DE CAPACIDAD

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones. En las vigas se considera el más alto valor de ϕ debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con influencia del acero en tracción. En las columnas o placas tiene el valor más bajo de ϕ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico, adicionalmente la falla de una placa puede significar el desplome de toda la estructura y es difícil realizar la reparación.

- Flexión sin carga axial 0.90
- Carga axial y carga axial con flexión:
 - Carga axial de tracción con o sin flexión: 0.90
 - Carga axial de compresión con o sin flexión:
 - Elemento con refuerzo en espiral: 0.75
 - Cortante y torsión: 0.85

5.2 DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.2.1 DISEÑO DE ZAPATA

El primer paso para el diseño consiste en determinar el área requerida para la base de la zapata.

$$Azap. = \frac{p}{\sigma_n}$$

Donde:

P: Carga de diseño (CM + CV)

σ_n : Esfuerzo neto del suelo

Se procede a determinar las cargas estáticas que están presentes en la columna:

Como ejemplo se toma la columna C-1 correspondiente al primer bloque:

$$CM = 63.69 \text{ Tn}$$

$$CV = 12.41 \text{ Tn}$$

$$P = 76.10 \text{ Tn}$$

El esfuerzo neto del suelo es calculada como la sumatoria de la capacidad portante menos el peso del suelo que se encuentra por encima de la zapata y menos la sobrecarga por motivos de acabados:

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_t * hf - s/c$$

Siendo:

σ_t : Capacidad portante del suelo

γ_t : Peso específico del suelo

hf : Altura de desplante

S/c : Sobrecarga de la zapata (0.5 tn/m²)

$$\sigma_n = 41.10 - 1.78 * 1.15 - 0.5 = 38.55 \text{ tn/m}^2$$

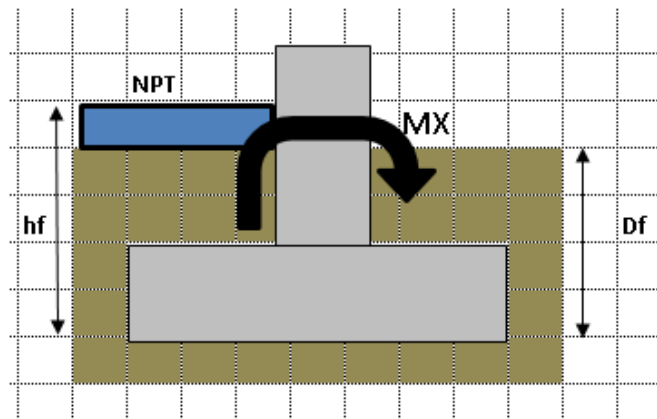


Figura 5.47: Parámetros para el diseño de zapata
(Fuente: Elaboración propia)

$$A_{zap.} = \frac{p}{\sigma_n} = 1.96 \text{ m}^2$$

Respecto a los cálculos realizados se puede decir que proponiendo una zapata de 1.50 x 1.50 de área de 2.25 m² cumple con la demanda de área requerida según cálculos anteriores.

Cuando ya se han establecido las dimensiones en planta de la zapata, se continúa con la altura y armadura de la misma. Para ello, las presiones de contacto y todas las cargas se incrementan por los factores de carga apropiados.

- DIMENSIONAMIENTO DE PERALTE DE ZAPATA POR PUNZONAMIENTO

La condición para determinar el peralte efectivo de zapatas, se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (cortante por punzonamiento).

Se asume que ese punzonamiento es resistido por la superficie bajo la línea punteada

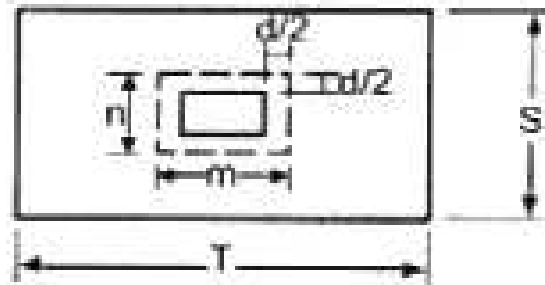


Figura 5.48: Área de corte de zapata por punzonamiento
(Fuente: "Diseño en Concreto Armado". Ing. Roberto Morales Morales)

Para el dimensionamiento en altura de la zapata se establece la carga última por acciones estática.

$$Pu = 1.4 * CM + 1.7CV$$

$$Pu = 110.15 Tn$$

La resistencia del concreto de corte por punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones:

$$a) vc = 0.27 \times \left(2 + 4 \frac{1}{\beta_c} \right) \times \sqrt{fc} \times bo \times d$$

$$b) vc = 1.06 \times \sqrt{fc} \times bo \times d$$

$$c) vc = 0.27 \times \left(2 + \alpha_s \frac{d}{b_o} \right) \times \sqrt{fc} \times bo \times d$$

bo= perímetro de la sección crítica

α_s = Parámetro igual a 40 para aquellas columnas en la sección crítica de punzonamiento tiene 4 lados, 30 para las que tiene 3 lados y 20 para las que tienen 2 lados

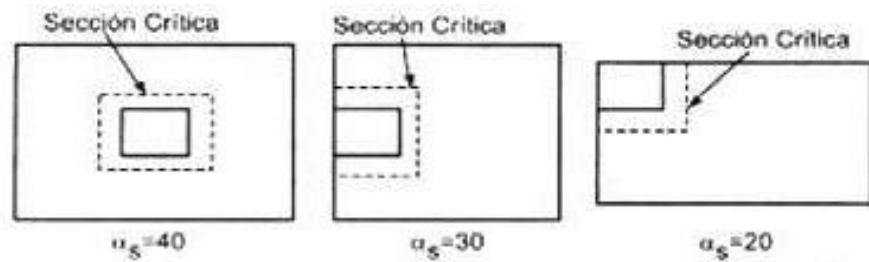


Figura 5.49: Secciones críticas en zapatas
(Fuente "Diseño en Concreto Armado". Ing. Roberto Morales Morales)

De acuerdo a lo estipulado se tiene un perímetro en la sección crítica de 3.1 m y un área de 0.61 m² considerando un peralte de 40 cm.

Posteriormente se procede a calcular el esfuerzo producto de las cargas amplificadas

$$W_u = \frac{P_u}{A_z} = 48.95 \text{ tn/m}^2$$

Se procede a calcular la cortante última siendo esta la resta entre la carga última (W_u) menos el área de punzonamiento por la carga última.

$$V_u = 80.36 \text{ tn}$$

Este valor debe ser menor que la cortante asumido por el concreto reducido por el factor de diseño por cortante (0.85).

$$\emptyset V_{co} = 139.505 \text{ tn}$$

Para verificar el peralte efectivo de la zapata se procede a calcular el cortante admisible asumido por el concreto en la sección crítica con el peralte propuesto.

$$V_c = \emptyset \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Siendo

β_c : Relación entre lado largo y lado corto de la columna.

b_o : Perímetro de punzonamiento

d : Peralte de zapata

El cortante admisible será $V_c=160 \text{ Tn}$ y reducido por el factor por cortante 0.85 el $\emptyset V_c=136.41 \text{ Tn}$ siendo este valor superior al V_u

Posteriormente se procede a verificar el segundo criterio:

$$V_c \leq \emptyset * 1.1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Realizando los cálculos se tuvo un $\emptyset V_c$ de 139.505 este valor es mayor al V_u y mayor al admisible, por lo que se asegura que no falle por corte.

Como tercer criterio se realiza la revisión por cortante por tracción diagonal a la distancia “d” de la cara de la columna:

Debiéndose cumplir con la siguiente ecuación:

$$V_c = \emptyset * 0.53 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

De la ecuación se obtiene un ϕV_c de 32.32 Tn siendo este valor superior al cortante último generado por la sección crítica de punzonamiento.

$$V_u = W_u * L * (Lx - d)$$

Siendo esta cortante de $V_u=14.31$ Tn

Donde:

Lx : Distancia entre la cara de columna y filo de la zapata.

L : Longitud de zapata.

d : Peralte de zapata.

Ante lo expuesto se tiene que ϕV_c es mayor al V_u .

- DISEÑO POR FLEXIÓN

Cabe mencionar que la flexión se realizará en la cara de la columna ya que esta es la sección más crítica.

El diseño por flexión se hace en ambas direcciones, siempre que la zapata sea cuadrada.

En zapatas en una dirección y zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo es distribuido uniformemente a través de todo el ancho de la zapata.

Para el diseño de la zapata se calcula el momento actuante considerando todas las cargas estáticas que inciden en la zapata.

El momento se puede calcular de la siguiente forma:

$$M = \frac{\sigma_u * Lx^2}{2} * 100 \text{ cm}$$

Remplazando, se tiene un $M=6.87 \text{ T}$ y mediante la ecuación de la flexión se tiene un $A_s= 5.60 \text{ cm}^2$ y de acuerdo a la cuantía mínima ($\rho=0.0018$) el $A_{smin} = 8.91 \text{ cm}^2$ por lo que se diseñara con el $A_{smin} =8.91 \text{ cm}^2$.

Usando un $\emptyset 5/8"=1.99/8.91 = 22.33 \text{ cm}$ redondeando se puede usar un espaciamiento de 20 cm .

Con un acero de $\emptyset 5/8"@0.20$ se cumple con los requisitos mencionados anteriormente.

- VERIFICACION AL APLASTAMIENTO SOBRE LA COLUMNA

Para la verificación al aplastamiento se tiene que cumplir.

$$P_n < P_{nb}$$

La P_n será la división de P_u entre el factor de reducción (0.65) siendo este valor 168 Tn , La resistencia al aplastamiento en la columna, P_{nb} será:

$$P_{nb} = 0.85 * f_c * A_1$$

Siendo:

A_1 : Area de columna

De acuerdo a la ecuación planteada se tiene un $P_{nb} = 361.43$ Tn siendo este valor mayor al P_n por lo que se asegura que la zapata no fallará por aplastamiento sobre la columna.

- VERIFICACION AL APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACION

Para verificar el aplastamiento es necesario calcular el área de aplastamiento.

$$A_o = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 < 2A_1$$

Siendo:

A_2 : Es el área máxima de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada

A_1 : Es el área de la columna

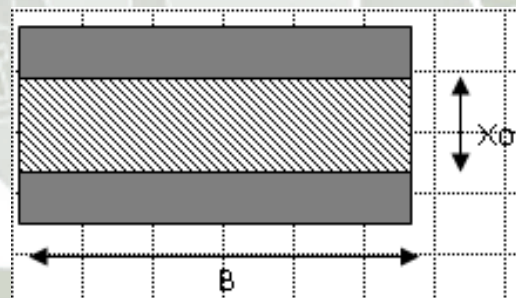


Figura 5.50: Área de aplastamiento
(Fuente: Elaboración propia)

De lo mencionado anteriormente se tiene $A_2 = 2.25$ m² y un $A_1 = 0.20$. Luego se procede a calcular $P_{nb} = 0.85 * f_c * A_o'$, siendo $A_o' = 2 * A_1$, realizando los cálculos se tiene $\phi P_{nb} = 469.90$ Tn, este valor es mayor al P_u por lo que no requiere ningún refuerzo adicional.

5.3 DISEÑO DE ESCALERA

5.3.1 DISEÑO A FLEXION

Al considerar que los momentos generados por las cargas estáticas en las escaleras es que estas en su mayoría son diseñadas con la cuantía mínima (0.0018). La peculiaridad de nuestra escalera es que esta queda empotrada al muro que la confina para la cual garantiza esta no presente flexiones de gran consideración.

Hay que tomar en cuenta que la escalera de acceso se divide en dos tramos principales pero se considera por fines prácticos al más desfavorables siendo el segundo tramo el de mayor longitud.

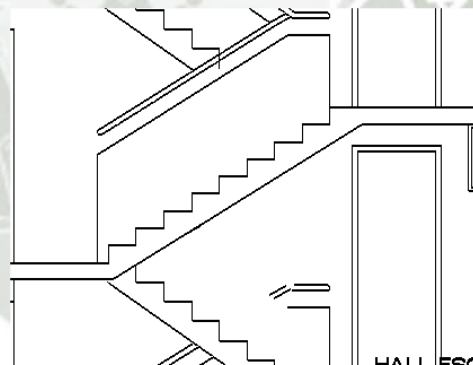


Figura 5.51: Escalera de acceso
(Fuente: Elaboración propia)

Las escaleras llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera.

Debido a la complejidad de considerar que las escaleras se empotran en sus extremos estas se analizan como simplemente apoyadas.

Para el diseño estructural se toma en cuenta la proyección horizontal del tramo inclinado.

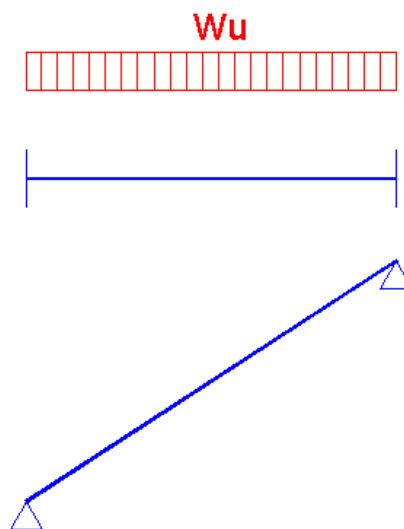


Figura 5.52: Diagrama simplificado de escalera
(Fuente: Elaboración propia)

Si en el análisis se considera las cargas inclinadas o rectas, estas no varía en los resultados ya que las cargas solo se transforman a un eje de coordenadas referida a la longitud del tramo.

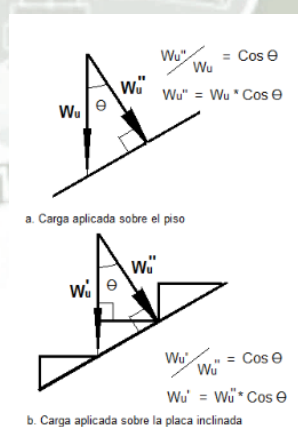


Figura 5.53: Diagrama cargas en escalera
(Fuente: Elaboración propia)

Se tiene entendido que en un elemento simplemente apoyado, los momentos generados en los apoyos son nulo pero por considerar que en realidad existe un semi-empotramiento se toma como momento en los puntos de apoyo, la tercera parte del momento máximo. Al igual que en las losas se puede usar el método de los coeficientes para poder determinar los momentos o también se puede determinar el momento flector mediante la siguiente expresión.

$$M = \beta * Wu * L^2$$

M: Momento flector inducido en el tramo.

β : Factor que está sujeto al tipo de apoyo (0.1250).

Wu: Carga última aplicada sobre la longitud del tramo

L: longitud del tramo

El modelo a usar es de una viga simplemente apoyada con la finalidad de determinar fácilmente los momentos generados por las cargas estáticas.

✓ DETERMINACIÓN DE CARGAS

Las cargas están definidas por el peso propio de las escaleras y a su vez se considera una sobrecarga de 200 kg/cm².

Para el tramo inclinado se tiene:

CARGA MUERTA:

Peso propio Paso y contrapaso = $9*(0.0194)*2400 = 419.09$ kg/m

Peso propio de la garganta = $1*(0.3975)*2400 = 954$ kg/m

Peso total por carga muerta = 1373.09 kg/m

CARGA VIVA:

Sobre carga: 200 kg/m

✓ **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Considerando que nuestra escalera es repetitiva solo se evalúa un tramo típico ya que los demás se repiten así mismo se analiza mediante el programa SAP el tramo inclinado añadiendo las cargas estáticas, así mismo se analiza mediante la combinación estática 1.4 cm + 1.7 cv. Los momentos obtenidos en el análisis son los momentos a diseñar.

Después de realizar el análisis estático amplificando las cargas estáticas obtenemos un momento máximo de 1.72 tn.m y una cortante máxima de 2.60 tn. Se considera un momento de 0.57 tn.m en los apoyos (1/3 Mmax)

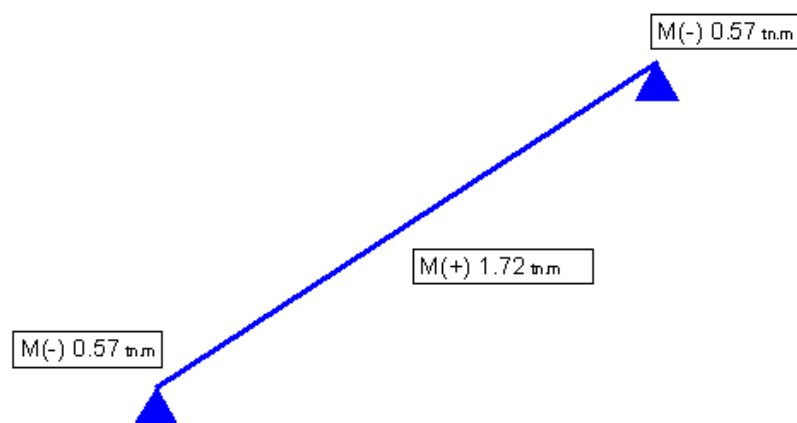


Figura 5.54: Momentos en escalera
(Fuente: Reporte de Sap)

✓ REFUERZO LONGITUDINAL

Después de obtener los resultados se puede diseñar el refuerzo longitudinal mediante las dos ecuaciones necesarias para determinar el acero a flexión.

$$A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

Despejando "a" se puede definir la siguiente ecuación:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 \times 0.9 \times f_c \times b \times d^2}} \right)$$

Resolviendo la ecuación se obtiene, $a=0.73$ cm de lo cual reemplazando en la ecuación anterior se obtiene el A_s que es 3.11 cm².

Debido a que normalmente los esfuerzos son pequeños, la práctica indica que para realizar los diseños a flexión de una escalera, solo basta evaluar el momento resistente último de la cuantía mínima (0.0018) lo cual da un $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7$ cm² siendo este mucho menor que el calculado, por lo que se usa el área de acero calculado $A_s = 3.11$ cm², en varillas sería $A_s (3/8") / A_s, \phi 3/8" @ 20$ cm.

✓ REFUERZO TRANSVERSAL

Para el refuerzo transversal se utiliza acero mínimo, el cual está supeditado a la cuantía mínima; $A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7$ cm²,

calculando la cantidad de aceros obtenemos, $\emptyset 3/8" @ 20$ cm. El As propuesto es 3.55 cm^2 siendo este último mayor al calculado.

✓ REVISION DEL CORTE

Se verifica la cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

El V_c que se obtiene es 11.5 Tn , multiplicando por el factor de reducción por corte se tiene, $\emptyset V_c = 9.775 \text{ Tn}$ siendo este ultimo mayor que el $V_u = 2.60 \text{ Tn}$, $\emptyset V_c > V_u$.

5.4 DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS-MUROS DE CONCRETO)

Los muros de corte son elementos estructurales cuyo uso es imperativo en edificios altos pues estos controlan las deflexiones y protegen de posibles daños a los elementos no estructurales.

Con respecto al tipo de sistema a utilizar, es necesario aclarar que el sistema dual se subdivide en dos tipos:

Dual Tipo I: Cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea mayor o igual al 60% del cortante total y menor o igual al 80%

Dual Tipo II: Cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea menor al 60% del cortante total.

Esto quiere decir que el edificio en estudio tiene que ser evaluado con la cortante que soportan las placas, la cortante que soporta las placas es de 117 Tn y la cortante por sismo es de 148 Tn, la cual indica que la cortante en los muros de del 79%, lo cual indica que nuestro sistema es del tipo Dual Tipo I.

Se sabe que el sistema se basa en que los esfuerzos cortantes producidos por el sismo son absorbidos por los muros de concreto.

- **ESBELTEZ**

Los muros de corte se analizan bajo dos puntos principales a) Muro esbelto ($H/L > 1$) que necesitan salientes en sus extremos para contrarrestar el problema de la esbelteces; b) Muros bajos ($H/L < 1$) cuyo diseño es especial puesto que se parece al de una viga de gran peralte; es decir, no cumplen las hipótesis basadas de flexión y tiene incursión a una análisis de la teoría de la elasticidad

El espesor de un muro de corte es $H/25$, siendo H la altura de entrepiso entre cada nivel.

- **ELEMENTOS DE BORDE EN MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO**

La norma considera una expresión que está en función de la longitud del muro (L_m), la altura del muro (h_m) y el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente. En muros continuos desde la base hasta la parte superior son diseñados para tener una sección crítica a flexión y carga axial, cuando:

$$C > \frac{L_m}{600 \times (\delta u / h_m)}$$

Donde el valor de C corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento del diseño δu . No obstante, cuando no se cumple las condiciones expuestas se provee armadura vertical concentrada en los extremos cuando el esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema sobrepasa $0.2 f'c$

Las acciones sísmicas que cambian de sentido producen tracción y compresión en los lados opuestos del muro de corte, manifestándose a través de una probable aparición de inversión de esfuerzos en forma aleatoria, por esta razón la elaboración de los diagramas de interacción para realizar los diseños bajo flexo compresión se deben realizar en dos sentidos (X y Y) especialmente cuando el muro tiene simetría. Y es que las cargas laterales, los muros estructurales soportan cargas gravitacionales importantes, por lo cual la sollicitación resultante es la flexocompresión y corte.

- **DISEÑO A FLEXOCOMPRESION**

Por un lado, el diseño a flexocompresión al igual que los conceptos establecidos en las columnas, necesitan de los diagramas de interacción para poder diseñar su refuerzo vertical; pero a diferencia de las columnas, estas al ser de diversas formas se obtiene diagramas de interacción también de distintas formas en distintas direcciones, por ello se debe evaluar en todos los sentidos. Se considera la condición crítica de diseño de los muros de cortante en las combinaciones que incluyen sismo.

- **DISEÑO POR CORTE**

El diseño por cortante se caracteriza por la existencia de una zona crítica ubicada en la zona media del muro, por el cual, se diseña un refuerzo horizontal y vertical cuyo calculo, está en función de la cortante de diseño aumentada por un factor equivalente al cociente entre los momentos resistentes y momentos actuantes

$$V = V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

Para establecer la cortante proporcionada por el concreto se puede utilizar la fórmula propuesta por el R.N.E:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d * \left(1 + 0.0071 * \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right)$$

Donde:

t: espesor de placa o columna

d: Peralte efectivo de placa o columna

P_u: Carga axial última

A_g: Área de sección

Otra diferencia de las placas con respecto a las columnas es el diseño por cortante, que comprende el diseño vertical y diseño de refuerzo horizontal cuyos límites de espaciamientos se determina con el menor de los siguientes requerimientos.

S (Acero
Vertical) =

<= 15 cm

> 1,5 db

> 4 cm

> L/5

< 3/t

< 45 cm

La actual norma para columnas pertenecientes a sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo I, calcula los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento, en base a la siguiente ecuación:

$$AA_{sh} = 0.09 * S * bc * \frac{fc}{fy}$$

$$AA_{sh} = 0.3 * S * bc * \frac{fc}{fy} * \left(\frac{Ag}{A_{CH}} - 1 \right)$$

Donde:

S: Espaciamiento del refuerzo

bc : Dimensión del núcleo confinado

Ash: Área del núcleo confinamiento

En caso de que $V_u < \phi V_c$ se podrá usar un espaciamiento máximo supeditado a la siguiente ecuación

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Y si $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ entonces se deberá colocar estribos mínimos de acuerdo al mayor de los dos siguientes valores:

$$A_{vmin} = \frac{0.2 * \sqrt{f_c} * b_w * S}{f_y}$$

$$A_{vmin} = \frac{3.5 * b_w * S}{f_y}$$

Se debe colocar estribos en la zona en la cual $V_u > 0.5 \phi V_c$, si el cortante $V_u \leq 0.5 \phi V_c$ no se necesita ningún refuerzo por corte, salvo los estribos de montaje.

Pero si $V_u > V_c$ se requiere un refuerzo por corte. Calculando V_s .

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$\text{Verificar que } V_u \leq 2.1 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

Se calcula el espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$\text{Se calcula } V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

Si $V_s < V_s \text{ lim}$ entonces $S_{max} = d/2$ o 0.60 m

Si $V_s > V_s \text{ lim}$ entonces $S_{max} = d/4$ o 0.30 m

A continuación se muestra el diseño de la columna C-1 ubicada entre los ejes 6 y eje B, que consta con un $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y presenta una sección de $0.45 * 0.45 \text{ m}$.

Primero se tiene la carga ultima de la columna, esta es $P_u = 88.56 \text{ Tn}$.

Si este valor es inferior a $0.1 * f_c * A_g$, la columna es predominada por la flexión y se analiza como una viga flexionante, pero si es superior a dicho valor se comportará a flexocompresion. Por lo tanto resolviendo la

Ecuación $0.1 \cdot f_c \cdot A_g$, da un valor de 21 Tn, este valor es inferior a P_u , por lo tanto la columna es diseñada a flexo compresión.

CARGA	X-X	Y-Y
Pcm	48.12	48.12
Pcv	12.47	12.47
Pcs	1.61	2.99
Mcm	0.05	0
Mcv	0.02	0
Mcs	1.08	0.33

Tabla 5.32: Cargas últimas para el diseño de columna
(Fuente: Elaboración propia)

COMBINACIONES	X-X		Y-Y	
	PU (Tn)	Mu (Tn.m)	PU (Tn)	Mu (Tn.m)
1.5 cm +18 cv	88.56	0.12	88.56	0.0
1.25(cm+cv)+cs	77.35	1.18	78.73	0.43
1.25(cm+cv)-cs	77.35	-1.18	-78.73	0.43
0.9 cm+cs	44.92	1.13	46.30	0.40
0.9 cm-cs	44.92	-1.13	-46.30	0.40

Tabla 5.33: Combinaciones de cargas últimas para el diseño de columna en ambas direcciones
(Fuente: Elaboración propia)

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN

Para el diseño de estos elementos se hace uso de los llamados diagramas de interacción, los cuales son gráficas que describen los lugares geométricos de las combinaciones de cargas axiales últimas (P_u) y momentos flectores últimos (M_u) que producen la falla de la sección. El diagrama de interacción depende de la cantidad y distribución de acero de refuerzo longitudinal colocado, y de la forma de la sección transversal del elemento.

La norma limita la cantidad de acero longitudinal a cuantías entre 1% y 6% del área bruta de la sección. Se recomienda utilizar cuantías del orden del 4% para evitar la congestión de refuerzo en los nudos y por otro lado conseguir un diseño económico.

Se procede a analizar con una cuantía de 1% el cual da un área de acero de 18.45 cm², con 12 Ø 5/8" se tiene un área de acero de 23.88 cm² lo cual representa una cuantía de 1.18%

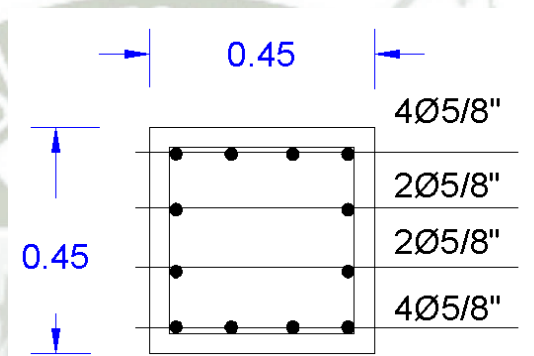


Figura 5.55: Sección de columna analizada C-1
(Fuente: Elaboración Propia)

Analizando la columna se puede observar que los momentos que inciden en la columna son momentos pequeños, a diferencia de las cargas axiales, es decir las columnas absorberán mayores esfuerzos de compresión que de flexión.

Para poder definir si el acero es el necesario se procede a calcular su diagrama de iteración (Pu-Mu).

A continuación se presenta el diagrama de iteración para las cargas actuantes en el sentido x

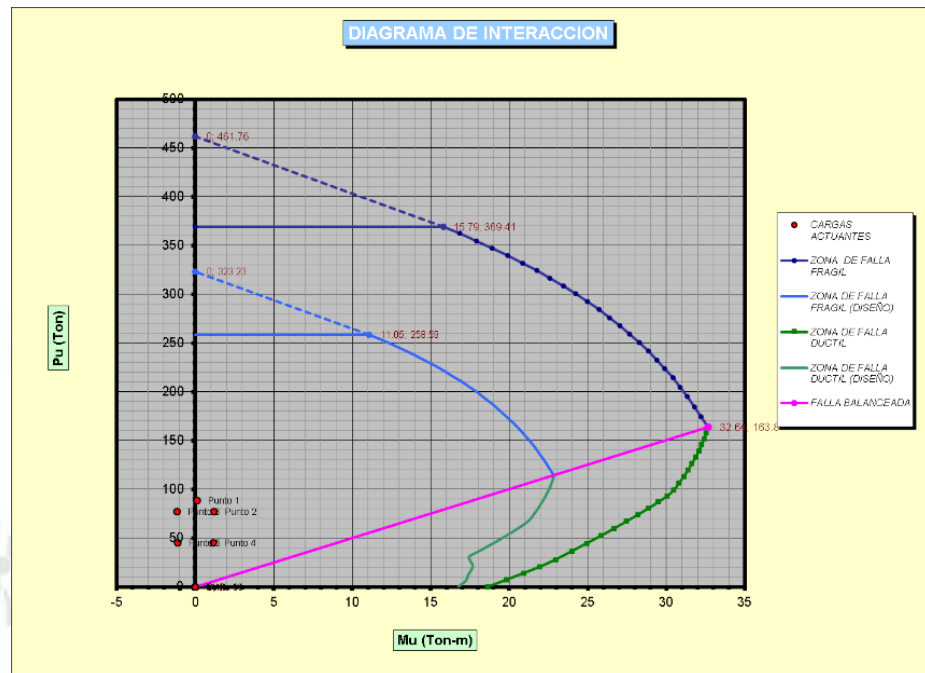


Figura 5.56: Diagrama de interacción para el sentido "x"
(Fuente: Elaboración Propia)

Y para el sentido "Y" se tiene el siguiente diagrama.

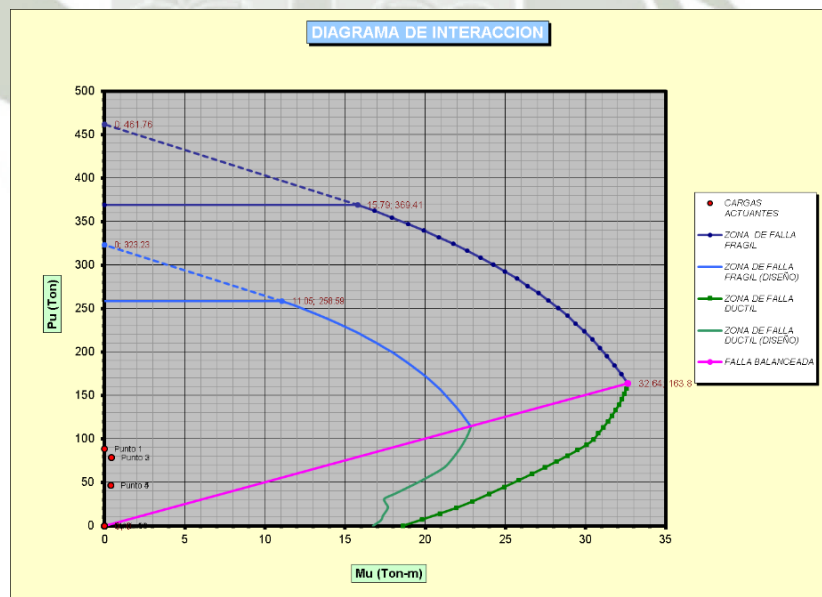


Figura 5.57: Diagrama de interacción para el sentido "y"
(Fuente: Elaboración Propia)

Se observa que las cargas aplicadas son básicamente fuerzas axiales, y que en ambos casos la sección presenta gran capacidad para resistir a las cargas últimas a pesar de contar sólo con la cuantía mínima. También se aprecia que el diagrama para momentos flectores con dirección en Y es el más grande.

VERIFICACION POR FLEXION BIAxIAL

Cuando las columnas presentan momentos flectores importantes en ambas direcciones a la vez, se debe realizar un análisis para verificar si la flexión biaxial es crítica. La Norma indica que dicha verificación puede determinarse utilizando el método aproximado de Bresler:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{n0}}$$

Donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción de momentos en X
($e_y=0$)

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción de momentos en Y
($e_x=0$)

ϕP_{n0} = Resistencia de diseño bajo la acción sólo de carga axial
($e_x=e_y=0$)

Como se vio en los diagramas de interacción, los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos por lo que no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial.

DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño por corte, se toma el máximo cortante producido por la envolvente, también se puede calcular el cortante último de resistencia usando la siguiente ecuación:

$$V_{ur} = \frac{2 * Mn}{h}$$

Para efectos de cálculo se toma el V_u procedente de los análisis efectuados:

$$V_u (\text{envol}) = 2.69 \text{ Tn}$$

De la ecuación de la cortante nominal del concreto para elementos sometidos a compresión:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d * \left(1 + 0.0071 * \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right)$$

$$\text{Se tiene un } \phi V_c = 12.16 \text{ Tn}$$

Se debe verificar el cortante máximo propuesto por la norma:

$$V_{umax} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Reemplazando la ecuación se tiene un V_{umax} : 45.45 Tn, este valor está por encima de nuestro V_u esto quiere decir que se busca la falla por fluencia del acero antes de que el concreto falle.

Al verificar esta imitación se procede a calcular el V_s , que es $V_s = V_u / \phi - V_c$, pero como se observa que con la cortante que proporciona el

concreto es suficiente es decir no llega a fallar ante las cargas solicitadas se procede a realizar un distribución de acero mínimo.

Por lo que se puede decir que se empleara $2\text{Ø}3/8"@0.05, 4\text{Ø}3/8"@0.10$ y Rsto $@0.20$. En el nodo se reparte el estribo a cada 0.10 m. Con este estribaje se cumple con los requisitos mínimos propuestos por el R.N.E.

5.5 DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

5.5.1 DISEÑO DE VIGAS

El tipo de falla que se presenta en un elemento que trabaja a flexión está determinado por la cantidad o cuantía de acero que se coloca en la sección. No obstante el dimensionado del acero y la verificación del área de concreto se realiza bajo los criterios de falla balanceada por el cual se asume que el acero fluye y el concreto se aplasta o asume su máxima deformación ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c=0.003$).

La ecuación básica para la flexión es:

$$\phi M_n \geq Mu$$

Donde:

Mu: Momento debido a cargas factorizada

ϕM_n : Momento resistente nominal de la sección reducida por el factor de reducción a la flexión (0.9)

Ya se mencionó anteriormente las ecuaciones que gobiernan el diseño a la flexión donde $C_c=T$ y $f_s=f_y$, de la cual se puede deducir $0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$

Despejando se tiene:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * fc * b}$$

Tomando momentos respecto a un eje que pasa por el centroide del acero se tiene:

$$Mn = As \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = \phi Mn = \phi \times As \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde ϕ es el factor de resistencia que para vigas su valor es 0.9

De la anterior ecuación se despeja As :

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times \left(d - \frac{As}{1.7 \times fc \times b}\right)}$$

Si se despeja As se tiene:

$$As = \frac{0.85 \times fc \times b \times d}{fy} \times \left[1 - \sqrt{\frac{2 \times [Mu]}{\phi \times 0.85 \times fc \times b \times d^2}}\right]$$

Teniendo en cuenta la cuantía del acero:

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{0.85 \times fc}{fy} \times \left\{1 - \sqrt{\frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times fc \times b \times d^2}}\right\}$$

Se sabe que para elementos sujetos flexion se debe de tomar en cuenta que es preferente obtener una falla dúctil con la cual se garantiza que la sección estudiada desarrolle grandes deformaciones.

Según el ACI recomienda ciertos límites para la determinación de las cuantías.

- Cuantía Máxima:

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times \left(0.85 \times \frac{f_c}{f_y} \times \left(\frac{e_c}{e_c + e_y} \right) \right)$$

Sin embargo para zonas sísmicas se toma como cuantía máxima igual $0.5 \times \rho_b$. Reemplazando la ecuación con un $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200$ da un $0.75 \times \rho_b = 1.6\%$ y para un $0.5 \times \rho_b = 1.06\%$

- Cuantía Mínima:

$$\rho_{min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

Reemplazando en la ecuación de la cuantía mínima da una cuantía de 0.24% .

Otra consideración sísmica es que el área de acero continuo no debe ser inferior a $\frac{1}{4}$ del área máxima requerida en los nodos, ni menor que el acero mínimo.

La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor a $\frac{1}{3}$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

- **DISEÑO POR CORTE**

El efecto más importante en un miembro de concreto sometido a esfuerzos cortantes es la presencia de esfuerzos inclinados de tracción,

con respecto al eje longitudinal del elementos, los cuales pueden producir falla prematura, con una carga inferior a la que origina una falla por flexión. Entre las funciones básicas del acero transversal por corte de una viga se tiene que restringe el crecimiento de las grietas inclinadas, mejora la capacidad de adherencia del acero longitudinal evitando la falla por desgarramiento; aumenta la ductilidad del conjunto y si los estribos son cerrados, confinan evitando la rotura frágil.

La ecuación básica para elementos de concreto es:

$$\emptyset V_n > V_u$$

Donde V_u es el corte debido a las cargas amplificadas, \emptyset es el factor de reducción por corte (0.85), y V_c es la resistencia nominal del concreto. Esta resistencia se da a través de la resistencia pura del concreto y la resistencia del acero transversal o diagonal. La resistencia nominal viene dado por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c es la resistencia nominal del concreto y V_s es la resistencia del refuerzo transversal y están dadas por las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = (V_u / \emptyset - V_c)$$

Se establece un valor límite permitido para la resistencia a corte de acero, de lo contrario se debe aumentar la sección, este valor es:

$$V_s < 2.1 \sqrt{f_c} * b * d$$

y para el espaciamiento del acero transversal vertical será:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)}$$

El de no requerir esfuerzo por diseño se tiene que colocar refuerzo antisísmico mínimo propuesto por la R.N.E

Ac continuación se diseña la viga V-1 que se ubica entre los ejes B y los ejes 1 y 8.

Datos:

H=0.50 m, B=0.25 m

F'c=210 Kgf/cm²

Ø = 0.90

F'y= 4200 kgf/cm²

D= 0.46 cm

De análisis del Etabs se tiene el siguiente resultado.

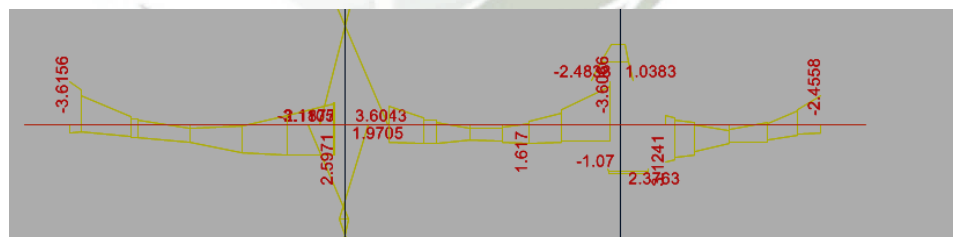


Figura 5.58: Momentos en Viga V-1
(Fuente: Etabs)

Como se puede observar se tiene momentos negativos de- 3.6 tn.m,- 1.89 Tn.m y -2.45. Los valores de los momentos positivos son 2.59 Tn.m,1.61 Tn.m y 3.12 Tn.m.

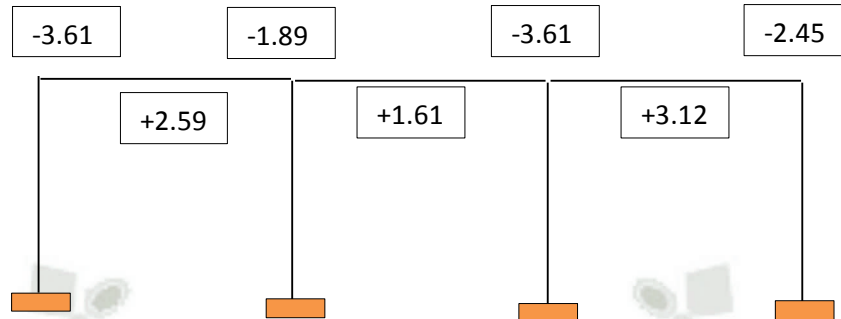


Figura 5.59: Valores de los momentos positivos y negativos en Viga V-1
(Fuente: Elaboración Propia)

De acuerdo a la fórmula de la flexión se tiene los aceros requeridos de acuerdo a los momentos generados por la envolvente.

Mu(-)	Tn.m	-3.61	-	-1.89	-	-3.61	-	-2.45
Mu(+)	Tn.m	-	+2.59	-	+1.61	-	+3.12	-
As (-)	cm2	2.10	-	1.1	-	2.10	-	1.4
As (+)	cm2	-	1.5	-	1.0	-	1.8	-
As min	cm2	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76

Tabla 5.34: Momentos y áreas requeridas según cargas ultimas para el diseño de viga
(Fuente: Elaboración propia)

Se procede a calcular el acero según las áreas requeridas.

As (-) Calc		2Ø3/4"	-	2Ø3/4"	-	2Ø3/4"	-	2Ø3/4"
As (+) Calc		-	2Ø3/4"	-	2Ø3/4"	-	2Ø3/4"	-
As (-) Calc	cm2	5.68	-	5.68	-	5.68	-	5.68
As (+) Calc	cm2	-	5.68	-	5.68	-	5.68	-
As min	cm2	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76
As max	cm2	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40	18.40
As max (sis)	cm2	12.19	12.19	12.19	12.19	12.19	12.19	12.19

Tabla 5.35: Áreas de acero para el diseño de viga
(Fuente: Elaboración propia)

El acero propuesto cumple con el criterio de las cuantías .

Para el diseño por corte se analiza las fuerzas cortantes proporcionadas por la envolvente.

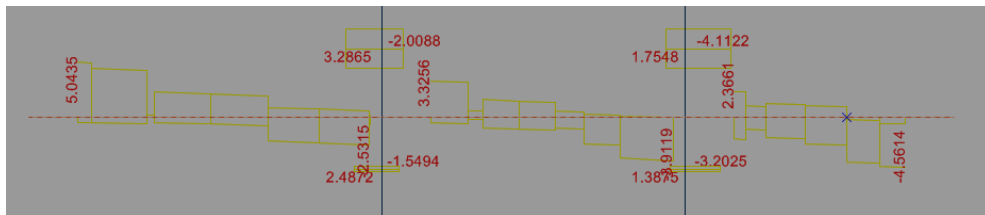


Figura 5.60: Diagrama de fuerzas cortantes en V-1
(Fuente: Elaboración Propia)

Como se observa en el grafico se tiene como cortante máximo positivo de 5.04 Tn y para la cortante máxima negativa se tiene -2.02 Tn

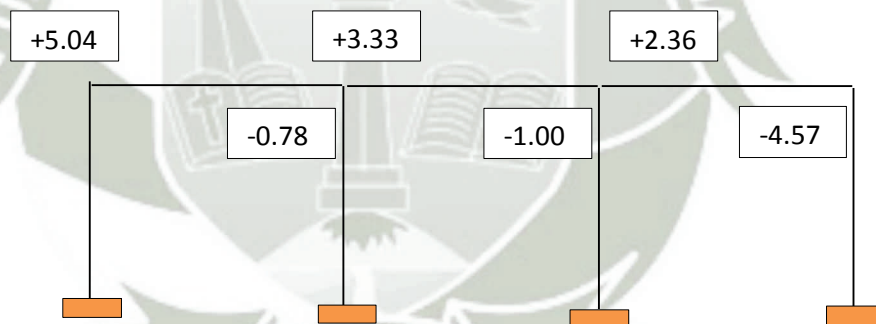


Figura 5.61: Valores de las cortantes positivos y negativos en Viga V-1
(Fuente: Elaboración Propia)

Como cortante máxima tenemos un $V_u=5.04$ Tnf este valor debe ser inferior a la cortante nominal reducida por el factor de la resistencia por cortante.

Se procede a calcular el cortante admisible por el concreto V_c , siendo este valor iguala $0.53 \cdot (f_c)^{0.5} \cdot b \cdot d = 8.83 \text{ Tn}$, esto quiere que aun si es que no se colocara acero el concreto asumirá el cortante, el ϕV_c es 7.50 Tnf .

Con estos valores comprobamos que el $V_u < \phi(V_c)$. Por lo que no se requerirá ningún diseño por corte, es suficiente con los espaciamientos y cuantías mínimas propuestas por el R.N.E (E.060).

Para el estribaje se usa el acero mínimo requerido por el R.N.E (E.060) "Disposiciones especiales para el diseño sísmico". Para barras longitudinales de hasta 1 pulgada se usará estribos de $\phi 3/8$ ".

En la zona de confinamiento el primer estribo está colocado a menos de 10 cm, los demás estribos deben cumplir con los siguientes requisitos:

- $d/4$ ($e=11.5 \text{ cm}$)
- 10 db longitudinal confinada de menor diámetro ($e=19.05\text{cm}$)
- 24 db del estribo ($e=22.86\text{cm}$)
- 300 mm ($e=30\text{cm}$)

Se utiliza el menor espaciamiento ($e=10 \text{ cm}$).

La longitud a confiar es igual a 2 veces el peralte de la viga, es decir $2 \cdot 0.50 \text{ m} = 1 \text{ m}$.

Para el resto de la viga se debe de proveer estribos espaciados a no más de $0.5 d$, reemplazando tenemos $0.5 \cdot 0.46 \text{ m} = 0.23 \text{ m}$, por lo consiguiente

Se puede decir que en la zona de no confinamiento se tiene estribos espaciados a 20 cm

Los estribos quedan definidos de la siguiente manera:

Para el primer y segundo tramo:

$\varnothing 3/8$ " : [1@0.05](#); Rsto @0.10

Para el tercer tramo:

$\varnothing 3/8$ " : [1@0.05](#); [10@0.10](#); Rsto @0.20

5.5.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Para las losas aligeradas son de una altura de 20cm con una resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un acero de refuerzo de resistencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, estas losas transmiten sus cargas en dirección de las nervaduras, de modo que la armadura principal se ubica en dicha dirección. Se coloca una armadura mínima de temperatura en la losa superior en la dirección longitudinal y transversal.

Con la hipótesis de flexión definida se puede determinar la ecuación básica para el diseño en flexión de elementos rectangulares simplemente reforzados bajo el método de la rotura.

Si bien la vigueta es de sección transversal "T", esta se comporta tanto para momentos positivos y momentos negativos como si se tratara de una sección rectangular. Es decir, para momentos positivos se tiene una sección con base igual a 40 cm y para momentos negativos se tiene una sección con base igual a 10 cm.

Para el diseño por flexión se puede utilizar la fórmula:

$$a = \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{Mu}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right) * d$$

$$A_s = (0.85 * f_c * b * a) / f_y$$

- **REFUERZO TRANSVERSAL:**

En la losa superior, el espesor es de 5cm y se coloca un refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura.

$$A_s = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 1/4" @ 0.25\text{m}$$

($A_{scol} = 1.28 \text{ cm}^2$).

- **ACERO MÍNIMO Y MÁXIMO EN ALIGERADOS**

El acero mínimo que se coloca en las viguetas corresponde a la disposición de la Norma E.060, numeral 10.5, donde se considera que:

- El acero mínimo debe ser tal que garantice una resistencia mínima de:

$$\phi M_{n+} \geq 1.2 M_{cr+}$$

$$\phi M_{n-} \geq 1.2 M_{cr-}$$

M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección bruta.

$$A_{scolocado} \geq \frac{1}{3} A_{snecesario}$$

Esta última consideración es la que predomina en el caso de losas aligeradas, dado que los requerimientos de acero necesario A_s calculado, son menores al A_s mínimo.

El acero máximo que se coloca en las viguetas también responde a una disposición de la Norma E.060, numeral 10.3.4, donde se considera que:

$$A_{s_{max}} \leq 0.75A_{sb}$$

Dónde:

A_{sb} : Área de acero que produce la falla balanceada.

- **ENSANCHE POR CORTANTE:**

Normalmente los ensanches en los aligerados se utilizan para mejorar la capacidad de las viguetas frente a los esfuerzos originados por las fuerzas cortantes. En los aligerados, toda la fuerza cortante debe ser resistida por el concreto del alma de las viguetas, ya que no se utiliza refuerzo de acero para resistir el cortante que no sea capaz de resistir el concreto. En otras palabras no se utilizan estribos. A este tipo de ensanches se les denomina Ensanches por Corte.

La fuerza cortante que soporta el concreto del alma de las viguetas de los aligerados convencionales viene dado; de acuerdo a la norma, por:

$$V_c = 1.1 \times (0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d)$$

Por ejemplo, para un aligerado de $h=0.20$ m, $b_w=0.10$ y $f_c=210$, la resistencia al cortante proporcionado por el concreto del alma de las viguetas será:

$$V_c = 1.1 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17) = 1435$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 1435 = 1220 \text{ kg}$$

Cuando la fuerza cortante V_u es mayor que ϕV_c será necesario emplear ensanches en las viguetas. Si se utiliza un ensanche corrido, la capacidad de una vigueta en un aligerado de por ejemplo $h=0.20$ m será:

$$V_c = (0.53 * \sqrt{210} * 40 * 17) = 5220$$

$$\phi V_c = 0.85 * 5220 = 4440 \text{ kg}$$

Con lo cual la resistencia de diseño del aligerado (por vigueta) al cortante, se habrá incrementado de 1220 a 4440 kg.

Si se utilizan ensanches alternos la resistencia sería:

$$V_c = (0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17) = 3265$$

$$\phi V_c = 0.85 * 3265 = 2775 \text{ kg}$$

Los ensanches por flexión son menos comunes que los ensanches por corte. Sin embargo, en algunos casos se utiliza este tipo de ensanche (corrido o alternativo) para mejorar la resistencia en flexión del aligerado solamente en la zona de momentos negativos. Permiten colocar mayor cantidad de acero negativo, sin exceder el límite de la Norma 0.75 Asb ya que en la zona del ensanche la vigueta trabaja como una losa maciza con $b=0.40$.

Para una losa aligerada de $H=0.20$ y $f'c=210$ kg/cm².

a) La cantidad máxima de acero negativo sin ensanche con $b_w=0.10$ sería de 2.7 cm² ($0.016*10*17$). En la práctica el acero máximo negativo que colocaríamos en un aligerado de 0.20m sería de 2 - 1/2 (2.54 cm²) con los cuales la resistencia de una vigueta es de $\phi M_n=1360$ kg.m.

b) Si se usa un ensanche corrido ($b_w=0.40$, $d=0.17$) el área máxima de acero negativo sería 10.9 cm^2 ($0.016 \cdot 40 \cdot 17$). En la práctica se coloca como máximo $1/2" + 5/8"$ ($A_s=3.29 \text{ cm}^2$).

c) Si se usa un ensanche alterno ($b_w=0.25$, $d=0.17$) el área máxima de acero negativo sería 6.8 cm^2 ($0.016 \cdot 25 \cdot 17$).

Con 2- $1/2"$ $\emptyset M_n=1540 \text{ kg.m}$

Con $1/2" + 5/8"$ $\emptyset M_n=1920 \text{ kg.m}$

Como ejemplo de diseño se analiza un aligerado que se ubica en el primer bloque entre el eje D y C y el eje 4,6.

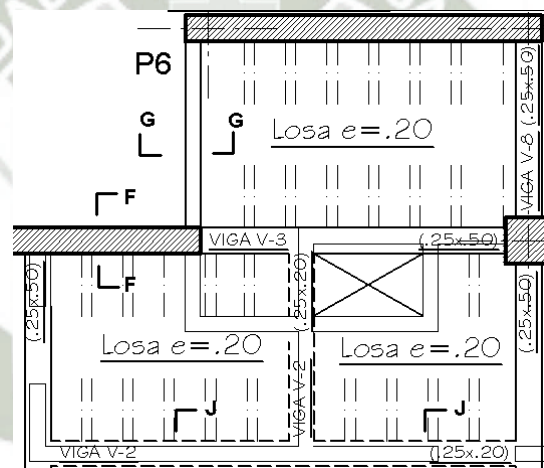


Figura 5.62: Losa aligerada de baño y lavandería primer bloque
(Fuente: Elaboración Propia)

Primero se efectúa la alternancia de cargas, para poder obtener la máxima respuesta estructural frente a las cargas estáticas.

Del análisis estático se tiene la envolvente.

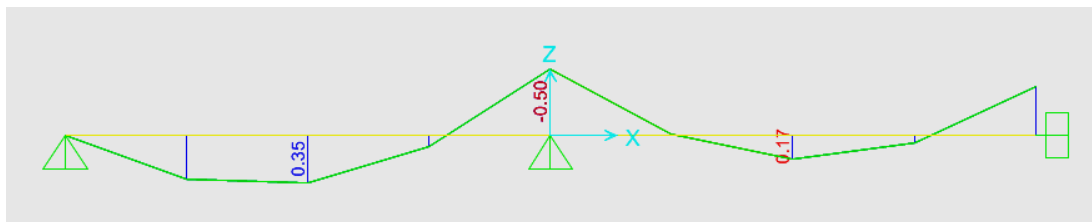


Figura 5.63: Diagrama de momentos de la envolvente
(Fuente: sap)

Como momento máximo negativo se tiene el valor de -0.5 tn.m y como momento máximo positivo se tiene 0.35 Tn.m.

Para diseñar el acero requerido para resistir los momentos flectores, las viguetas se consideran como vigas rectangulares, teniendo en cuenta que:

- Para hallar el acero superior se consideran secciones rectangulares de 10 x 20 cm.
- Para hallar el acero inferior se consideran secciones rectangulares de 40 x 20 cm., verificando que la compresión no pase del ala, es decir que la altura del rectángulo en compresión sea menor que 5 cm.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} < 5 \text{ cm.}$$

a: Altura del rectángulo en compresión

b: ancho de vigueta.

Para obtener la cuantía de acero necesaria, se debe calcular el valor K_u de la siguiente expresión: (Todos los cálculos se realizan con $f'_c=210\text{Kg/cm}^2, d=18 \text{ cm}$).

$$K_u = M_u / b d^2$$

$$\begin{array}{llll} \mu (-) = 0.50 \text{ Tn.m} & K_u = 15.43 & \rho = 0.43\% & A_s(-) = 0.77 \\ \mu (+) = 0.35 \text{ Tn.m} & K_u = 2.7 & \rho = 0.07\% & A_s(+) = 0.50 \end{array}$$

Como se puede observar para el acero negativo se tiene una área requerida de 0.77 cm², lo cual permite utilizar una varilla Ø1/2" y para el acero positivo se tiene una área requerida de 0.50 cm², usando una varilla de Ø 3/8" se puede cubrir la demanda de acero positivo requerido.

Ahora se verifica si la vigueta trabaja como una viga T, para ello se calcula la ubicación del eje neutro de la sección "a" medido desde el extremo en compresión.

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

Para momentos positivos "a" < 5 cm.

Para momentos Negativos "a" < 12 cm.

Se verifica si la sección de la vigueta en estudio trabaja como una viga T.

$$a (-) = 1.29 \cdot 4200 / (0.85 \cdot 210 \cdot 10) = 3.05 < 5 \text{ ok}$$

$$a (+) = 0.71 \cdot 4200 / (0.85 \cdot 210 \cdot 40) = 0.42 < 12 \text{ ok}$$

Por poseer una luz corta el cortante debido a las cargas estáticas son menores a la cortante que resiste el concreto. Por lo que no es necesario realizar algún ensanche.

5.5.3 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.

Cuando la dirección del armado de las losas es de un solo sentido, el análisis de las losas macizas es similar al caso del diseño de losas aligeradas, Para su análisis se considera franjas de 1.00 m de ancho. Por otro lado cuando la losa es armada en dos sentidos, existen

diversos métodos para el cálculo de momentos. Si se tiene losas de longitudes y de formas regulares se puede usar el método de los coeficientes propuesto por la norma R.N.E (E.060), en este caso se tiene losas de geometría irregular la cual dificultará los cálculos. Por tal motivo se usa el programa Safe para el diseño de las losas.

Para el modelamiento de dichas losas se realiza la exportación de datos del programa Etabs hacia el programa Safe, al realizar la exportación de datos se considera las cargas actuantes en dichas losas, se debe de tener en cuenta que las losas tienen un comportamiento influenciado por cargas estáticas ya que se comporta como un diafragma rígido.

El espesor de las losas macizas son de 12.5 cm, en algunos casos particulares como en los descansos de las escaleras se utiliza losas de 15 cm de espesor guardando homogeneidad con la garganta de la escalera.

Las cargas a diseñar son las cargas estáticas amplificadas $1.4 CM + 1.7 CV$, algunos autores recomiendan utilizar un incremento de dichas cargas hasta de un 30% por razones sísmicas.

Para el diseño de las losas maciza se utiliza franjas de diseño, estas franjas son de 1m de ancho y son muy útiles porque proporciona áreas de acero por ancho unitario.

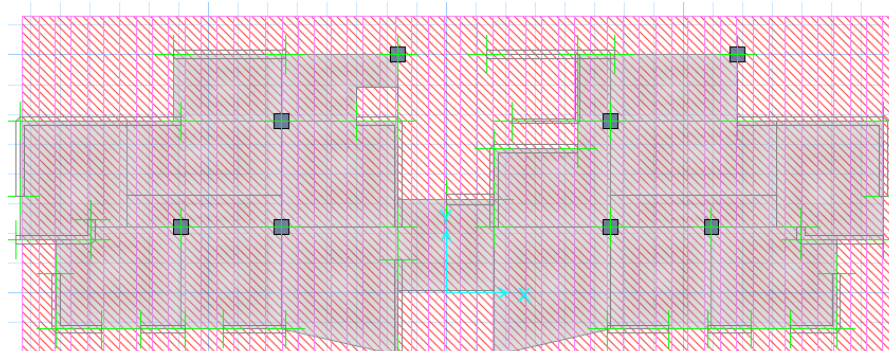


Figura 5.64: Idealización de losas en primer bloque
(Fuente: Safe)

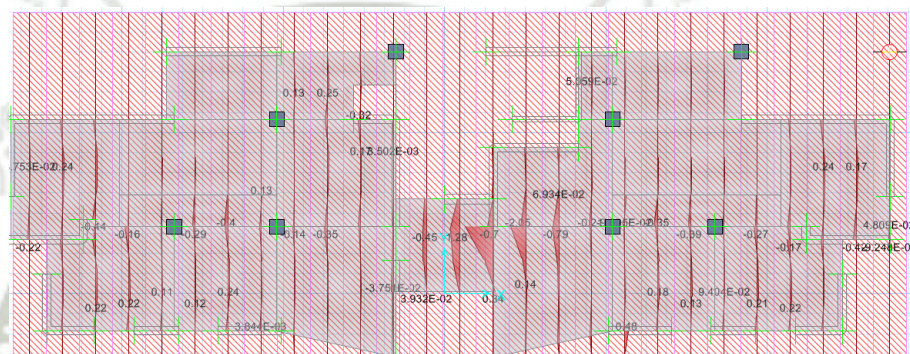


Figura 5.65: Momentos en el eje Y correspondientes a Primer Bloque
(Fuente: Safe)

Para el primer bloque se tiene momentos máximos positivos con un valor de 0.24 Tn.m y como máximo momento negativo se tiene -1.27 Tn en la zona de la escalera y en la zona interna de los ambientes se tiene un momento máximo de -0.7 Tn.m

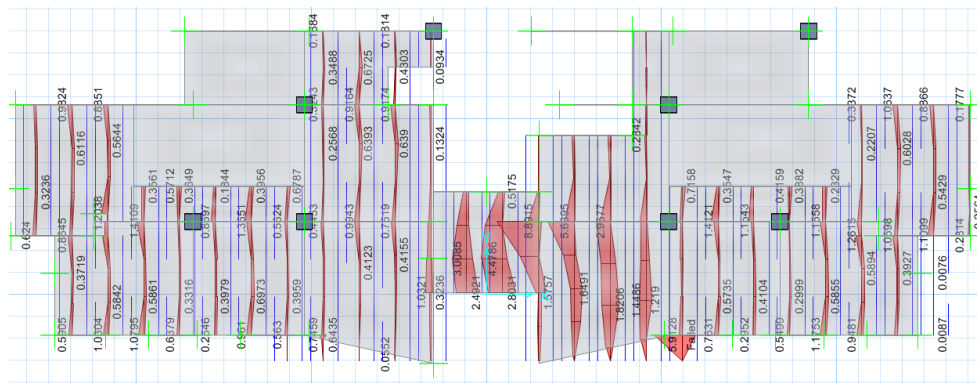


Figura 5.66: Área de acero requerido en el eje Y, correspondientes al Primer Bloque
(Fuente: Safe)

En la figura se observa la demanda de área de acero requerida, según las franjas de diseño están en el orden de 1.15cm² y 0.6 cm² por un metro de ancho unitario, por lo que se utiliza Ø3/8" @ 20 cm con la cual se cubre la mayor cantidad de acero que la losa necesite.

En casos puntuales se coloca acero de Ø8mm según los resultados que se tenga.

Para el otro sentido se tiene los siguientes resultados.

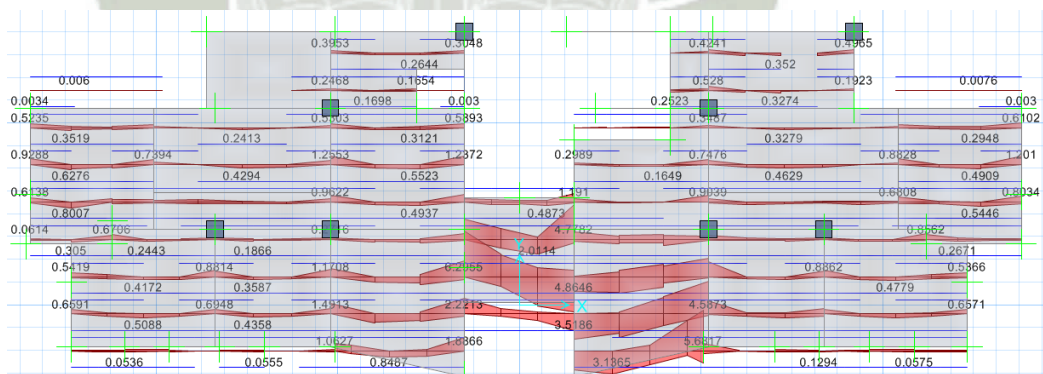


Figura 5.67: Área de acero requerido en el eje x, correspondiente al Primer Bloque
(Fuente: Safe)

Según los resultados, las áreas de acero requeridas según franjas de diseño están en el orden de 0.2 y 0.8 cm², se coloca un acero longitudinal de Ø 3/8" @ 0.20 m, la cual cubre la mayor parte de acero requerida, en el encuentro de losas y placas se generan momentos negativos importantes, en tales casos se reforzará con una varilla adicional de Ø8mm según los requerimientos necesarios.

5.6 DISEÑO DE TANQUE ELEVADO

Para el diseño estructural del tanque elevado se tiene básicamente la losa del fondo de tanque el techo, los muros que componen el tanque elevado están compuestos por las placas existentes que se prolongan hasta conformar las paredes del tanque, en este caso se tiene que verificar el acero que se propuso en dicha placa, por otro lado se tiene que una porción de las paredes del tanque nacen como continuación del muro adyacente del cuarto de máquinas.

Las consideraciones que se tiene que tener en cuenta es que para estas estructuras que están en contacto permanente con el agua no es aceptable que el concreto asuma resistencia a la tracción y es que una vez que el concreto se agrieta con deformaciones mayores a 0.0001, la tracción impuesta es resistida únicamente por el acero del refuerzo, por esta razón se impone en el diseño un esfuerzo resistente bajo para el acero, de modo que se limita al máximo la fisuración.

Generalmente los tanques son de resistencia $f'c = 210$ a más, para asegurar su impermeabilización se coloca aditivos que ayudan a evitar las filtraciones de agua, estas estructuras siguen un procedimiento

constructivo cuidadoso. En la mezcla se usan aditivos plastificantes con la finalidad de evitar cangrejeras.

- **DISEÑO POR FLEXION Y CORTE**

Las paredes, la base y la tapa del tanque son losas que tienen cargas uniformemente distribuidas, rectangulares y trapezoidales. Las paredes del tanque elevado se diseñan para el peso propio del tanque y el empuje del líquido sobre las paredes, mientras que la losa del fondo resiste todo el peso del líquido contenido. Dependiendo de sus dimensiones, experimentan flexión en una o dos direcciones independientemente, analizando la flexión primero en una dirección y luego en la otra.

Las fuerzas internas se calculan resolviendo los marcos obtenidos de cortes horizontales y verticales; este procedimiento de análisis suele dar como resultado armaduras excesivas. Sin embargo, en tanques pequeños un análisis más exhaustivo no reduce considerablemente la cantidad de refuerzo ya que el diseño se ve dominado por el control del fisuramiento. En tanques grandes, un análisis más cuidadoso es justificable pues la cantidad de acero que puede ser ahorrada es considerable. Para ello, se toma en cuenta que las paredes, base y techo del tanque trabajan como losas armadas en dos sentidos. La cantidad de refuerzo horizontal no será menor que 0.002 y la cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015.

Para realizar el diseño de las losas armadas en dos direcciones, se utiliza el método de los coeficientes, se determina los coeficientes C_A y C_B , para luego obtener los momentos tanto positivos como negativos y las

fuerzas cortantes para cargas muertas, cargas vivas o para las cargas en estado de rotura mediante las expresiones:

$$M_{\text{pos}} = c \times w_{\text{mu}} \times L^2 + c \times w_{\text{vu}} \times L^2$$

$$M_{\text{neg}} = c \times w_{\text{u}} \times L^2$$

$$V_{\text{u}} = \frac{1}{2} \times w_{\text{u}} \times (L - d)$$

L: Corresponde a las dos direcciones principales del elemento, es decir A y B, donde, A es la luz libre del tramo en la dirección corta y B es la luz libre del tramo en la dirección más larga

- **VERIFICACION DE FISURAMIENTO**

Según la norma “El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en la zonas en tracción máxima del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión”. Su distribución y esfuerzo bajo condiciones de servicio debe ser tal que permita obtener un valor del parámetro z menor o igual que 26 k/mm” (26000 kg/cm). Para chequear el fizuramiento en el tanque elevado se usa la siguiente expresión.

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_c t}$$

(Z < 26000 Kg/cm).

f_s: Esfuerzo máximo del acero a nivel de carga de servicio en MPa.

(f_s = M_s/0.9*d*As).

M_s: Momento en condiciones de servicio

dc: Espesor del recubrimiento (mm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a la fibra.

Act: Area efectiva del concreto en tracción (mm²) ($Act=2*Ys*b$)

Ys: Centroides del refuerzo principal de tracción por flexión.

Las esquinas del sistema estructural son zonas débiles debido a que en ellas se desarrollan concentraciones de esfuerzos y se presentan problemas de anclaje de barras.

Conviene, por lo tanto, detallarlas cuidadosamente, para evitar que falle a cargas menores que las de diseño o que se desarrollen en ellas grietas importantes bajo cargas de trabajo.

A continuación se realiza el diseño del tanque elevado.

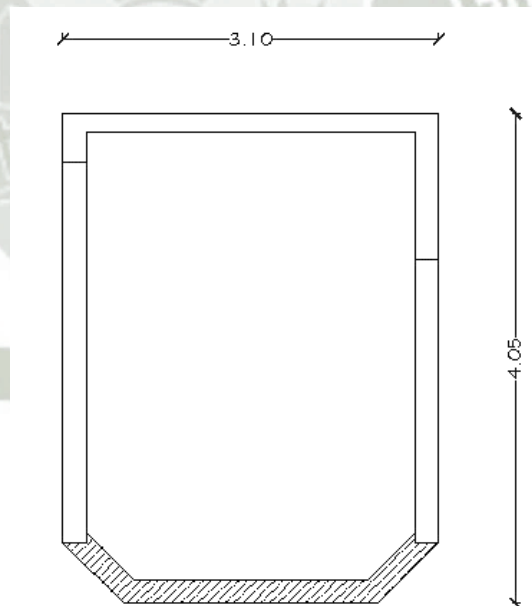


Figura 5.68: Vista en planta de tanque elevado
(Fuente: Elaboración propia)

El cociente de las dimensiones básicas de los elementos que forman el tanque elevado es ($A/B=0.77$), la base y el techo del tanque elevado trabajan como losas macizas armadas en dos sentidos. Adicionalmente se tiene según cálculos que la altura del tanque elevado propuesto por los planos de arquitectura es de 1.6.

En el modelo de tanque elevado se incluye principalmente las cargas del peso propio, la presión del agua una sobrecarga que incluye el peso del personal de limpieza. El tanque elevado está apoyado en dos placas cuya rigidez es tal que, no se justifica realizar un análisis sísmico. El análisis estructural dio esfuerzos en cada elemento Shell y se caracteriza por que existe una gran concentración de esfuerzos principalmente en las zonas inferiores de los bordes de los elementos que conforman el tanque elevado. Alternativamente con la finalidad de analizar el comportamiento de cada uno de los elementos que conforman el tanque elevado, se realiza el análisis estructural con la idealización del caso.

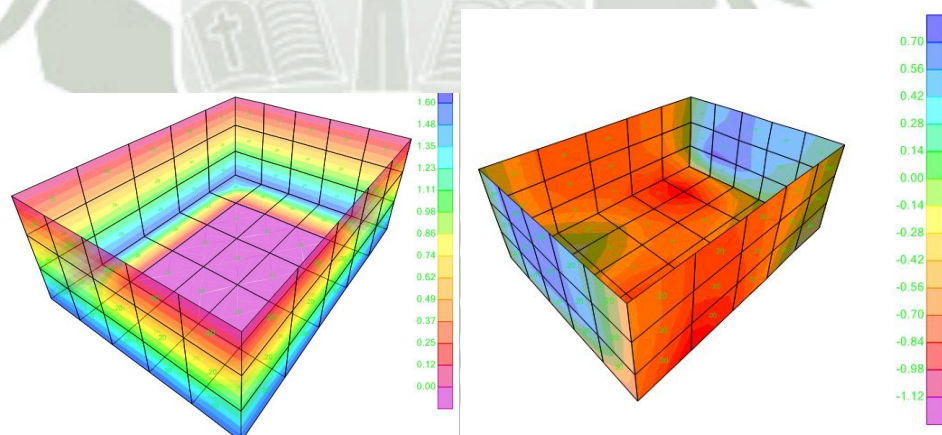


Figura 5.69: Modelamiento de Tanque elevado, presión de agua y momentos generados en el tanque elevado
(Fuente: SAP)

- **CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES**

Los momentos resistentes son el resultado de establecer las cuantías mínimas y analizarlas con la finalidad obtener los momentos que dichas cuantías resisten.

En el caso de que nuestro peralte sea 20 cm y el recubrimiento 4 cm para el caso de que la armadura sea de $\emptyset 3/8$ " se puede calcular el $d=h-(r+\emptyset/2)=20-(4+0.95/2)$ se tiene que nuestro peralte efectivo es 15.5 cm.

Para los elementos verticales como las paredes por cada metro de losa se tiene el $\rho_{min}=0.0015$

$$A_{smin}=\rho*b*h=0.0015*100*20=3.00 \text{ cm}^2$$

Por lo cual da un a:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} = \frac{3 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.71 \text{ cm}$$

Con lo cual se puede calcular los momentos resistentes:

$$\begin{aligned} M_r &= \emptyset * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 3 * 4200 * \left(15.5 - \frac{0.71}{2} \right) \\ &= 1.72 \text{ tn.m} \end{aligned}$$

Para elementos horizontales por metro de losa se tiene una cuantía mínima $\rho_{min}=0.002$

$$A_{smin}=\rho*b*h=0.002*100*20=4.00 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * fc * b} = \frac{4 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.94 \text{ cm}$$

Con dicha cuantía se procede a calcular los momentos resistentes

$$Mr = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 * 4 * 4200 * \left(15.5 - \frac{0.94}{2}\right) = 2.27 \text{ tn.m}$$

- **DISEÑO DE PAREDES.**

Las paredes que están sujetas a la presión del agua se encuentran restringidas mutuamente de algún posible movimiento. Se puede decir que en cada elemento Shell, la parte superior se encuentra relativamente restringida de sus movimientos, mientras que la parte inferior esta empotrada en sus apoyos debido a la gran rigidez de losa

Se procede a calcular la carga muerta de la estructura.

PESO PROPIO	W (SERVICIO)	W(ULTIMO)
$W=2.4\text{Tn/m}^3 * 0.2\text{m}=0.48 \text{ Tn/m}$	$Wm=0.48 \text{ Tn/m}^2$	$Wmu=1.4 * 0.48=0.67 \text{ tn/m}$

Tabla 5.36: Cargas ultimas para la carga muerta
(Fuente: Elaboración propia)

Se procede a calcular la carga viva de la estructura.

PRESION DE AGUA	W (SERVICIO)	W(ULTIMO)
$W=1.0\text{Tn/m}^3 * 1.6\text{m}=1.6 \text{ Tn/m}$	$Wv=1.6 \text{ Tn/m}$	$Wvu=1.7 * 1.6=2.72 \text{ tn/m}$

Tabla 5.37: Cargas ultimas para la carga viva
(Fuente: Elaboración propia)

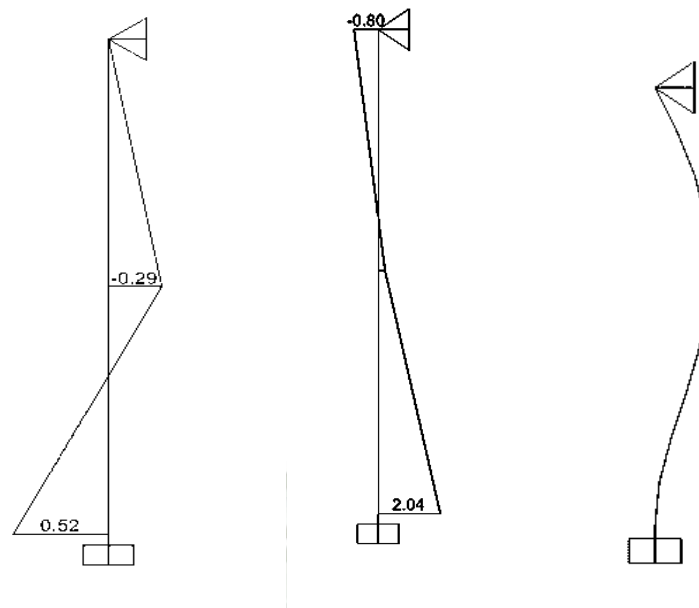


Figura 5.70: Momentos, fuerza cortante y deformada de pared de tanque elevado
(Fuente: SAP)

- **DISEÑO POR FLEXIÓN**

El momento más crítico M_u (-)=0.29 Tn.m para 1 metro de ancho tributario.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * 0.9 * f_c * b * d^2}} \right) * d = 0.117$$

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y} = 0.50 \text{ cm}^2$$

El área requerida de acero es mínima con lo cual se puede asumir una cuantía mínima. Con un acero de $\varnothing 3/8'' @ 0.15$ se puede cubrir la demanda de acero requerida. Este acero es inferior al acero de la placa

que conforma la pared del tanque con lo que se garantiza que el acero propuesto en la placa cubrirá la demanda de acero requerida.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

La fuerza cortante crítica es: $V_u = 2.04 \text{ Tn}$

Se procede a calcular el V_c resistente por la sección más crítica la cual involucra una pared de 15 cm

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 13 = 10.0 \text{ Tn}$$

Este valor multiplicado por el factor de resistencia la corte $\phi V_c = 8.5 \text{ Tn}$ es mayor al cortante último es decir la cortante proporcionado por el muro es mayor que la actuante. Por lo que el acero horizontal es diseñado con la cuantía mínima, con un acero horizontal $\phi 3/8" @ 0.20$ se cumple con el acero requerido.

- **DISEÑO DE LA TAPA Y FONDO DE TANQUE ELEVADO**

Para el diseño de la losa y tapa se usa el método de los coeficientes, se calcula el coeficiente C_m .

A: La luz libre del tramo en la dirección corta

B: La luz libre del tramo en la dirección más larga

A=3.10 m

$B=4.05$ m

Calculando el cociente entre $A/B=3.10/4.05=0.77$.

Para el cálculo de los momentos se utiliza la tabla establecida por la norma. E.060.

Se establece los momentos en ambas direcciones.

$$M_a = C_a \times W_u \times A^2$$

$$M_b = C_b \times W_u \times B^2$$

Para los momentos actuantes negativos, de la interpolación de valores de las tablas proporcionadas por la norma, se tiene que en la dirección más corta (A), el valor del coeficiente es 0.067; mientras que en la dirección más larga (B), el coeficiente es 0.025. Bajo el mismo concepto, para los momentos positivos actuantes para la carga muerta en la dirección más corta (A), se tiene 0.0272 y en la dirección más larga, el coeficiente es 0.0098. Para la carga viva se tiene $C_a=0.0434$ y $C_b=0.0152$.

- **DISEÑO DEL TECHO**

Para la carga muerta.

PESO PROPIO	W (TERM)	W(SERV.)	W (Ultimo)
$W=2.4Tn/m^3 \times 0.15m=0.36$ Tn/m	$W=0.1$ Tn/m ²	$W_m=0.46$ tn/m	$W_{mu}=1.4 \times 0.46=0.64$ Tn/m ²

Tabla 5.38: Cargas ultimas para la carga muerta
(Fuente: Elaboración propia)

Para la carga viva

SOBRECARGA	W(SERV.)	W (Ultimo)
W=0.1Tn/m ²	Wv=0.1 tn/m ²	Wvu=1.7*0.10=0.17 Tn/m ²

Tabla 5.39: Cargas ultimas para la carga viva
(Fuente: Elaboración propia)

- **DISEÑO A FLEXION**

Se procede a calcular la carga última.

$$W_u = 1.4 W_{mu} + 1.7 W_{vu} = 0.81 \text{ Tn/m}^2 \text{ (esfuerzo Ultimo)}$$

Calculo de los momentos actuantes

En la dirección corta (A)

$$M_a = C_a \times W_{mu} \times A^2 + C_a \times W_{vu} \times A^2$$

$$M_a(+)= C_a(+)\times W_{mu}\times A^2 + C_a(+)\times W_{vu}\times A^2$$

$$M_a(+)= 0.0272 \times 0.64 \times 3.10^2 + 0.0434 \times 0.17 \times 3.10^2$$

$$M_a(+)= 0.88 \text{ Tn.m}$$

$$M_a(-)= C_a(-)\times W_u \times A^2$$

$$M_a(-)= 0.067 \times 0.81 \times 3.10^2$$

$$M_a(-)= 0.52 \text{ Tn.m}$$

El momento positivo y negativo en la dirección más corta es menor al momento resistente inducido por la cuantía mínima por la que se utiliza un refuerzo mínimo $A_s=3. \text{ cm}^2$, se dispone de varillas de $\varnothing 3/8" @ 0.20 \text{ cm.}$ (ambas caras)

En la dirección más larga (B):

$$Mb = Cb \times Wmu \times B^2 + Cb \times Wvu \times B^2$$

$$Mb(+) = Cb(+) \times Wmu \times B^2 + Cb(+) \times Wvu \times B^2$$

$$Mb(+) = 0.0098 \times 0.64 \times 4.05^2 + 0.0152 \times 0.17 \times 4.05^2$$

$$Mb(+) = 0.15 \text{ Tn.m}$$

$$Mb(-) = Cb(-) \times Wu \times B^2$$

$$Ma(-) = 0.025 \times 0.81 \times 4.05^2$$

$$Ma(-) = 0.33 \text{ Tn.m}$$

Al igual que en la anterior dirección analizada se verifica que predomina el refuerzo mínimo $As=3.00 \text{ cm}^2$, $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ cm}$ (ambas caras)

- **DISEÑO POR CORTANTE**

Aunque normalmente las losas macizas no tienen problemas de corte, se procede a verificar los esfuerzos cortantes, de los cuales se observa según la cortante actuante a la cara es de 2.2 ton, entonces se procede a calcular el cortante resistente.

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 13 = 10 \text{ Tn}$$

Se verifica la que la cortante resistente por el concreto afectado por el coeficiente de reducción de resistencia por corte es menor al cortante ultimo $\emptyset Vc=8.48 < Vu$

Se opta por colocar en el techo del tanque elevado de 15 cm de espesor, una malla $\varnothing 3/8 @ 0.20$ m. arriba y abajo, cumpliendo con la limitación de la norma que especifica que el espaciamiento debe ser menor a 400 mm o el valor de tres veces el espesor del elemento.

- **DISEÑO DEL FONDO**

También se utiliza el método de los coeficientes.

Se procede a calcular el metrado de cargas.

Para la Carga Muerta.

PESO PROPIO	PISO TERM.	W (SERVICIO)	W (ULTIMO)
$W=2.4\text{Tn/m}^3 \times 0.2\text{m}=0.48 \text{ Tn/m}^2$	$W=0.1 \text{ tn/m}^2$	$W_m=0.58 \text{ tn/m}^2$	$W_{mu}=1.4 \times 0.58=0.81 \text{ tn/m}^2$

Tabla 5.40: Cargas ultimas para la carga muerta
(Fuente: Elaboración propia)

Para la Carga Viva.

PRESION DE AGUA	PISO TERM.	W (ULTIMO)
$W=1.0\text{Tn/m}^3 \times 1.6\text{m}=1.60 \text{ Tn/m}^2$	$W_v=1.6 \text{ tn/m}^2$	$W_{vu}=1.7 \times 1.6=2.72 \text{ tn/m}^2$

Tabla 5.41: Cargas ultimas para la carga viva
(Fuente: Elaboración propia)

- **DISEÑO A FLEXION**

Se procede a calcular la carga última.

$$W_u=1.4 W_{mu}+1.7 W_{vu}=3.53 \text{ Tn/m}^2$$

Calculo de los momentos actuantes:

En la dirección más corta (A):

$$Ma = Ca \times Wmu \times A^2 + Ca \times Wvu \times A^2$$

$$Ma(+)= Ca(+)\times Wmu \times A^2 + Ca(+)\times Wvu \times A^2$$

$$Ma(+)= 0.0272 \times 0.81 \times 3.10^2 + 0.0434 \times 2.72 \times 3.10^2$$

$$Ma(+)= 1.35 \text{ Tn.m}$$

$$Ma(-)= Ca(-)\times Wu \times A^2$$

$$Ma(-)= 0.067 \times 3.53 \times 3.10^2$$

$$Ma(-)= 2.27 \text{ Tn.m}$$

Los momentos encontrados son menores a los momentos resistentes inducidos por la cuantía mínima. Por consiguiente el refuerzo en la zona sujeto a compresión es [Ø3/8@0.20](#) m.

En la dirección más larga (B)

$$Ma = Ca \times Wmu \times A^2 + Ca \times Wvu \times A^2$$

$$Mb(+)= Cb(+)\times Wmu \times B^2 + Cb(+)\times Wvu \times B^2$$

$$Mb(+)= 0.0098 \times 0.81 \times 4.05^2 + 0.0152 \times 2.72 \times 4.05^2$$

$$Mb(+)= 0.80 \text{ Tn.m}$$

$$Mb(-)= Cb(-)\times Wu \times B^2$$

$$Mb(-)= 0.025 \times 3.53 \times 4.05^2$$

$$Mb(-)= 1.45 \text{ Tn.m}$$

Al igual que en la otra dirección se tiene momentos menores al proporcionados por la cuantía mínima por lo que se procede a utilizar acero mínimo $\emptyset 3/8 @0.20$ cm en ambas direcciones.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

Aunque normalmente las losas macizas no tienen problemas de corte, se procede a verificar los esfuerzos cortantes, de los cuales se observa según la cortante actuante a la cara es de 2.4 ton, entonces se procede a calcular el cortante resistente proporcionado por el concreto.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 18 = 13.8 \text{ Tn}$$

Se verifica que la cortante resistente por el concreto afectado por el coeficiente de reducción de resistencia por corte es menor al cortante ultimo $\emptyset V_c = 11.75 < V_u$

Se opta por colocar en el fondo del tanque elevado de 20 cm de espesor, una malla [Ø3/8@0.20](#) m. arriba y abajo, cumpliendo con limitación de la norma de que el espaciamiento debe ser menor 400mm o el valor de tres veces el espesor del elemento.

5.7 DISEÑO DE CISTERNA

Generalmente cuando se tiene cisternas o tanques enterrados en su diseño predomina áreas de aceros mínimos debido a los pequeños momentos que actúan sobre sus paredes y losas por lo que estos elementos son en su mayoría de poca dimensión.

Las condiciones críticas en una cisterna se presentan cuando el tanque está vacío. Sobre el techo, actúa su peso propio, el peso del piso terminado y la sobrecarga. En las paredes actúa el empuje del suelo y el empuje de la sobre carga del terreno, y en el fondo de la cisterna se tiene la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, del techo y a las cargas que actúan sobre este. El peso propio del fondo no genera flexión sobre sí mismo.

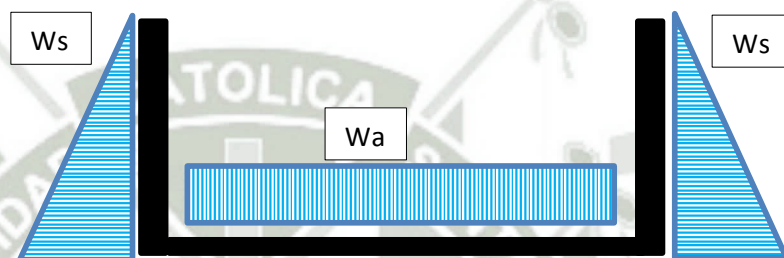


Figura 5.71: Cargas críticas actuantes en fondo de losa y paredes de cisterna
(Fuente: Elaboración Propia)

Se realiza el diseño de la cisterna. El criterio de diseño es el mismo que se indica en el diseño del tanque elevado.

Se considera las paredes de la cisterna como muros de contención influenciado por las cargas del suelo. Con estos valores se puede diseñar los muros de la cisterna, y para la losa se tiene el peso del agua y las sobrecargas.

Para simular la presión del suelo se tiene que calcular el coeficiente de empuje activo, K_a , la altura de la pared es 1.5 m, por lo que la presión del suelo es $P_a = K_a * \gamma_s * h$.

Para nuestro caso el coeficiente de empuje activo es 0.308.

La cisterna se modelo en el programa SAP, y se obtuvo los siguientes resultados

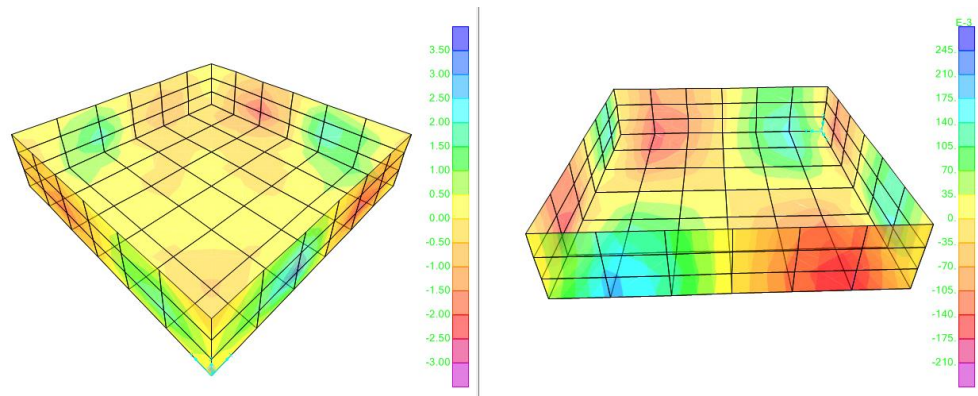


Figura 5.72: Esfuerzos y momentos generados ante las cargas críticas en la cisterna
(Fuente: SAP)

- **DISEÑO DE LAS PAREDES**

Se define las paredes con un ancho de 0.25 y como momento máximo se tiene 0.18 Tn.m, el cual es inferior al momento resistente por la cuantía mínima por la que se opta por colocar la cuantía mínima con una malla de $\text{Ø}3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ en ambas caras se satisface la demanda requerida.

A fin de prevenir los esfuerzos principalmente a tracción, se coloca en las paredes un acero horizontal de $\text{Ø}3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ en ambas caras.

- **DISEÑO DEL FONDO Y TAPA.**

Para el diseño de la tapa se usa la cuantía mínima, nuestro espesor de losa es de 0.20m, la única carga que actúa sobre la tapa es la sobrecarga

de 0.1 tn.m, el peso propio de la tapa y la carga viva, considerando que los momentos proporcionados por estas cargas son mínimas, se establece un diseño predominado por la cuantía mínima $\varnothing 3/8'' @ 0.20$, cumple con el requerimiento, para la losa de fondo al igual que en la tapa, esta tiene momentos inferiores a los momentos resistentes proporcionados por la cuantía mínima, la losa no sufre flexión ya que la capacidad portante es superior a los esfuerzos que se presentan en la losa de fondo, con un acero $\varnothing 3/8'' @ 0.20$ en ambas caras, se cubre con la demanda requerida de acero.



CAPITULO 6

ANALISIS ESTRUCTURAL USANDO EL SISTEMA DE
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA



1961

CAPÍTULO VI: ANALISIS ESTRUCTURAL USANDO EL SISTEMA MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

6.1 INTRODUCCIÓN

El sistema de muros de ductilidad limitada fue insertada en el Perú hace mucho años atrás siendo el preferido de mucho proyectistas por ser desde el punto de vista económico y de rapidez constructiva.

Muchas de estas edificaciones son generalmente de 5 a 10 pisos siendo más frecuentes menores a 10 pisos, se emplea como sistemas estructurales a muros delgados de 10 a 15 cm de espesor dependiendo de la altura, en su interior se coloca una malla electrosoldada o también puede ser una malla amarrada manualmente, por lo general estos muros no presentan confinamiento, adicionalmente estos muros carecen de desplazamientos inelásticos importantes, es la razón por lo que se les denomina muros de ductilidad limitada.



Figura 6.73: Ejemplo de una edificación usando el sistema estructural de muro de ductilidad limitada
(Fuente: Internet)

Es importante señalar con claridad que este sistema de muros de concreto, permite obtener edificios con gran rigidez lateral y gran resistencia frente a acciones sísmicas. Resulta muy conveniente en relación a los edificios aporticados, por su mayor rigidez y resistencia y resulta más atractivo que los edificios de albañilería portante, por el hecho de lograr con menos espesor más resistencia y evidentemente espacios más útiles.

Estos muros al ser portantes tanto por asumir cargas gravedad y cargas laterales estos se deberán diseñar como elementos sometidos a flexo compresión y fuerza cortante.

Dentro de las principales características de los edificios con muros de ductilidad limitada (EMDL), se puede mencionar que son edificios utilizados para conjuntos residenciales de alta densidad habitacional, en los cuales las áreas y dimensiones de los ambientes de los departamentos generalmente corresponden a los valores establecidos por los actuales reglamentos.

6.1.1 CONCEPTO DE SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.

Es un sistema estructural donde la resistencia ante cargas sísmicas y cargas de gravedad, en las dos direcciones, está dada por muros de concreto armado en la que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importante.

Los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera.

Los sistemas de piso son losas macizas o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido.

6.1.2 USO DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN EL PERU.

A partir del año 2001, con el impulso dado por el Gobierno para fomentar la construcción de vivienda popular, se comienza a usar nuevamente el sistema de muros portantes, pero en este caso con muros de concreto armado en lugar de muros de albañilería. Las razones que impulsan este cambio se circunscriben a una mejora de la tecnología del concreto que permite hacer vaciados con espesores reducidos, a la posibilidad de alquilar encofrados metálicos o de aluminio, a la toma de conciencia de la importancia de evitar los tiempos muertos en las obras, al mayor uso de concreto premezclado y el hecho que con el concreto se pueden hacer muros más delgados que con unidades de ladrillo, lo que permite un mayor espacio útil en las viviendas.

6.2 PREDIMENSIONAMIENTO

6.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Según lo indicado en la Norma E-060, la resistencia axial de diseño ϕP_n de un muro debe calcularse mediante la ecuación:

$$\phi P_n = 0.55 \times \phi \times f'_c \times A_g \left[1 - \left(\frac{K \times l_c}{32 \times h} \right)^2 \right]$$

Donde:

$\phi=0.7$

l_c: Distancia vertical entre apoyos

K: factor de restricción, según:

1. Para muros arriostrados arriba y abajo y con restricción de rotación en uno o ambos extremos:

$$K = 0.8$$

2. Para muros arriostrados arriba y abajo sin restricción de rotación en sus extremos:

$$K = 1.0$$

3. Para muros sin arriostre lateral:

$$K = 2.0$$

Ag: Área bruta de la sección

h: Espesor total del muro

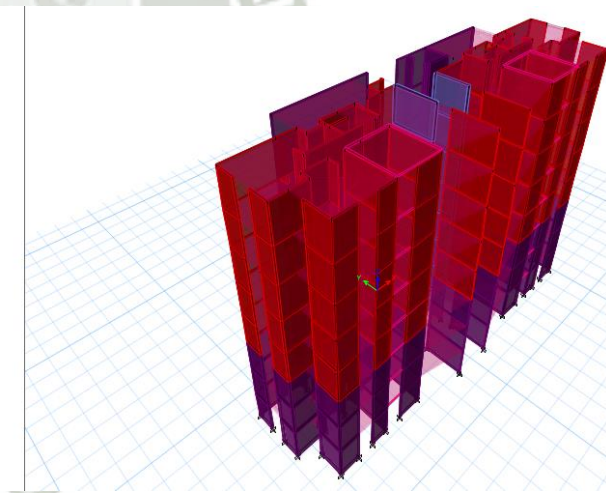
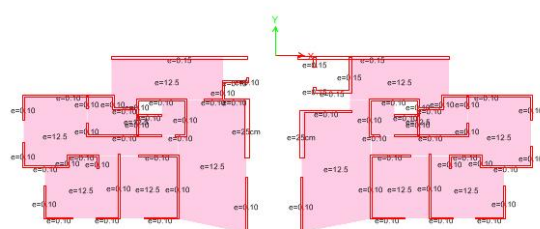


Figura 6.74: Distribución de muros en el primer bloque
(Fuente: Etabs)

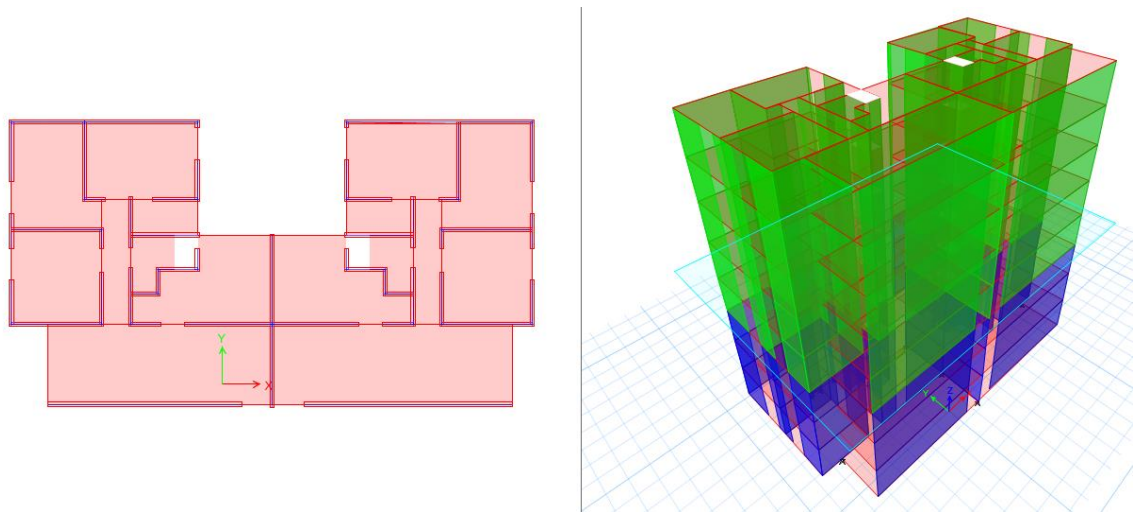


Figura 6.75: Distribución de muros en el segundo bloque
(Fuente: Etabs)

Para poder determinar la carga ultima se considera la carga viva impuesta por el reglamento (200 kg/m^2) para las losas y en la azotea se coloca una carga de 100 kg/m^2 , así mismo se realiza la combinación estática $1.4c_m + 1.7c_v$ con lo que se obtuvo el P_u .

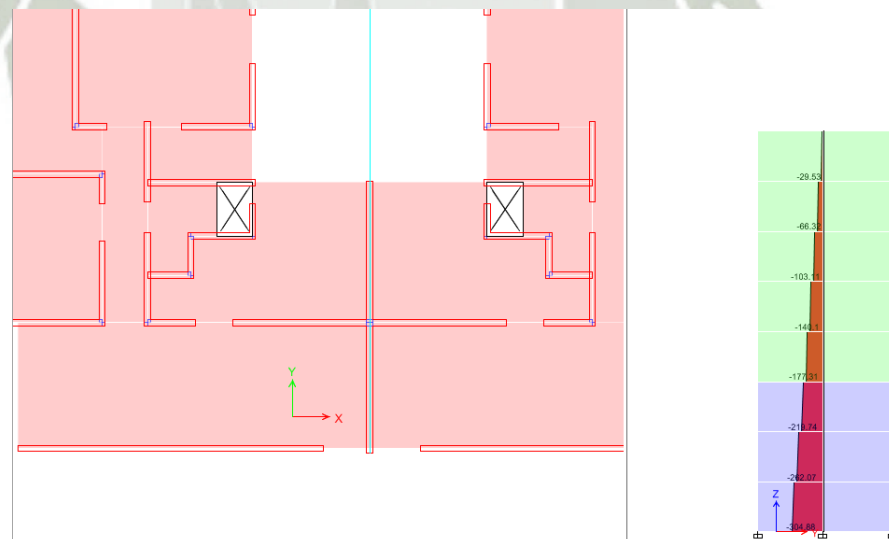


Figura 6.76: Planta y perfil de muro mas cargado
(Fuente: Etabs)

Después del análisis se calcula el P_u , teniendo este un valor de $P_u = 304.88 \text{ Tnf}$

Posteriormente se hacen los respectivos reemplazos en la formula para obtener $\emptyset Pn$:

$$\emptyset Pn = 0.55 \times \emptyset \times f'c \times Ag \left[1 - \left(\frac{K \times lc}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\emptyset Pn = 0.55 \times 0.7 \times 2100 \times 1.965 \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 2.45}{32 \times 0.15} \right)^2 \right]$$

$$\emptyset Pn = 1323.80 \text{ Tn}$$

Por lo tanto se tiene un $Pu=304.88$ que es menor que el $\emptyset Pn=1323.80$ tn .Por lo que se justifica emplear un espesor de muros en los primeros tres pisos de 0.15 m, posteriormente se puede reducir la sección a 0.10 m.

6.3 METRADO Y ANÁLISIS POR CARGA DE GRAVEDAD

	CARGA MUERTA		CARGA VIVA	
	1 BLOQUE	2 BLOQUE	1 BLOQUE	2 BLOQUE
ALIGERADOS	88.512	44.16	27.848	22.08
MACISA	382.944	441.76	191.472	220.88
MUROS DE CONCRETO ALFEISER	595.96	580.78		
ESCALERAS	61.8093		9.2035	
SUMA (Tn)	1169.04	1127.32	228.5235	242.96
CUARTO DE MAQ.	12.36639		1.835	
TANQUE ELEVADO	35.7099		18.8325	
SUMA (Tn)	48.07629		20.6675	

Tabla 6.42: Resumen de metrados de cargas vivas y muertas
(Fuente: Elaboración propia)

6.4 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

6.4.1 INTRODUCCIÓN

La idea principal del diseño sismo resistente es:

- Evitar pérdidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños de la propiedad

6.4.2 MODELO ESTRUCTURAL

Para representar el comportamiento monolítico de los muros estructurales se utiliza la opción Pier la cual compatibiliza los esfuerzos en los elementos etiquetados, y para los elementos horizontales como las vigas de acople se puede utilizar la opción Sprandel.

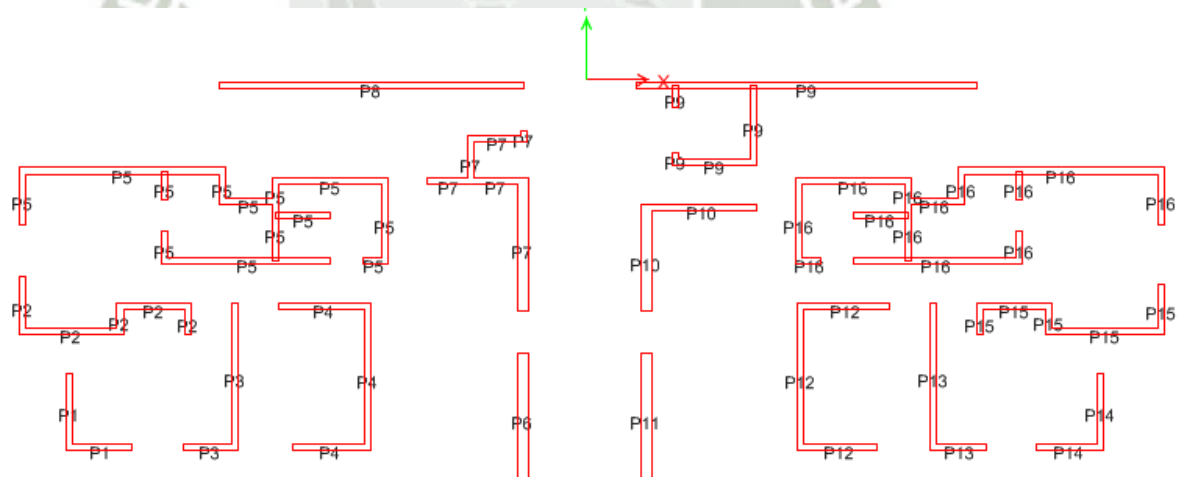


Figura 6.77: Asignación de Etiquetas a los muros del Primer bloque
(Fuente: Etabs)

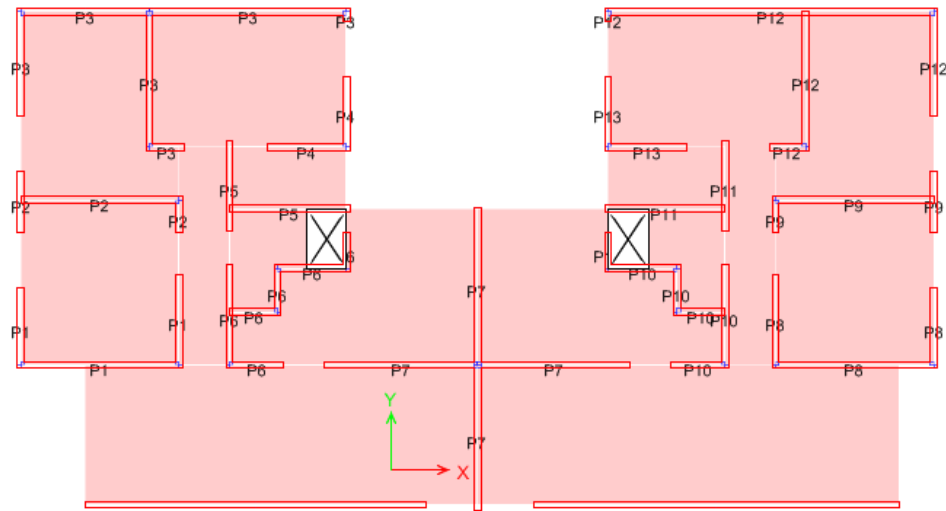


Figura 6.78: Asignación de Etiquetas a los muros del Segundo bloque
(Fuente: Etabs)

Los muros son elementos Shell ya que son elementos planos y presentan todos sus grados de libertad.

6.5 ANÁLISIS SÍSMICO

6.5.1 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS

Para la estructura se realiza un análisis estático y un análisis dinámico respetando los parámetros establecidos en los Artículos 17 y 18 de la norma sismo resistente E-030; así como los valores máximos de desplazamiento lateral estipulados en la norma EMDL.

El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS, en el cual se crea un modelo pseudo-tridimensional del edificio y con el uso de un espectro de aceleraciones se determina el desplazamiento lateral, el periodo de la estructura, las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros debido al sismo.

6.5.2 MODELO ESTRUCTURAL

Como se ha mencionado con anterioridad, se creó un modelo pseudo-tridimensional en el programa ETABS, teniendo en cuenta todas las características estructurales de la edificación.

El edificio consta de 8 pisos, la altura de total del edificio es de 19.60 m, con una altura de entre piso de 2.45m.

Se define los ejes para la ubicación de los elementos estructurales (muros).

Se definen los materiales y las resistencias del concreto para los diversos elementos estructurales (muros y losas).

Generalmente en el sistema de muros de ductilidad limitada se trabaja con concreto premezclado, slump=10" y baja relación a/c $f_c(\text{min})=175$ kg/cm² preparado con mixer y vaciado con bomba.



Figura 6.79: Control del slump en el concreto premezclado.
(Fuente: Construcción de edificios estructurados por MDL-PUCP)

Se definen las secciones de los muros ya mencionados para luego ser asignados en los ejes definidos, se presentan muros de 15 cm en los primero tres primero pisos, posteriormente se reduce su espesor a 10cm.

Se crean diafragmas rígidos en cada nivel del edificio, los cuales poseen 3 grados de libertad: 2 de traslación (X e Y) y 1 de rotación (giro en Z). Estos diafragmas rígidos permiten unificar los desplazamientos laterales de los elementos para un determinado nivel.

Para el análisis dinámico se elabora el espectro de aceleraciones según los parámetros sísmicos que se muestran más adelante.

Luego se definieron los casos de carga estáticos (CM y CV) y los casos de carga del espectro de aceleraciones, en el cual se considera una excentricidad del 5%.

Se asigna únicamente las cargas que caen sobre el diafragma (carga muerta y viva), puesto que el programa ya considera el peso propio de los muros estructurales.

Por último se definen las combinaciones de carga estipuladas por la Norma Peruana.

6.5.3 PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS

Para el presente análisis se plantea un modelo estructural según planos, a diferencia del anterior modelo, este presenta todos sus muros continuos formando una estructura sismo resistente basada en

muros estructurales. No se considera a los alfeisers como parte de la estructura, según recomendaciones del Ing Blanco Blasco.

6.5.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Para el análisis sísmico estático se considera la masa estructural formado por los muros de concreto y losas, del metrado de cargas se define el peso de la estructura por niveles, en el análisis sísmico estático se representa al sismo como fuerzas equivalentes aplicados al centro de masas, este análisis sísmico estático ayuda a observar las posibles torsiones y desplazamientos que se puedan generar, así mismo también ayuda a detectar posibles irregularidades torsionales.

6.5.4.1 PESO DEL EDIFICIO

El cálculo del peso de la edificación se toma del metrado de cargas de acuerdo a la tabla 6.42.

El peso total del primer bloque es de $P=1217.16$ ton y para el segundo bloque es $P=1127.32$. La carga total P considera el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, con respecto a la carga viva se toma el 25% de dicha carga, la carga viva para el primer bloque es 249.19 Tn y para el segundo bloque la carga viva es 242.96 Tn, como se mencionó anteriormente se toma solo el 25% de la carga viva, para el primer bloque se tendrá $P_v=62.30$ y para el segundo bloque se tiene $P_v=60.74$.

6.5.4.2 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

Al igual que en el sistema dual, también se tiene que analizar a la estructura como edificios aislados. Estos bloques tienen diferente respuesta sísmica ya que ambos bloques presentan diferentes características estructurales.

Aunque en muchos textos e incluso la norma aconsejan de realizar este análisis para estructuras regulares e irregulares pero de poca altura.

El primer bloque presenta una área por cada piso de 207.51 m² y el segundo bloque tiene un área por cada piso de 181.88, sorprendentemente ambos bloques no presenta mucha diferencias en áreas lo cual también favorecerá en tener cargas aproximadas originando proporcionalidad en la distribución de las fuerzas sísmicas.

Se procede a calcular las fuerzas sísmicas estáticas para ambos bloques independientemente.

Para el primer bloque se tiene los siguientes cálculos.

NUMERO DE PISOS	8		C=	2.5					
			Suma P=	1304.0	Tn				
			Hx=	0.300	Fx=	391.202	Tn		
AREA POR PISO	207.51	M2	Hy=	0.300	Fy=	391.202	Tn		
ALTURA DE ENTREPISO	2.45	M	Suma P.H=	13766.20					
FUERZA SISMICA ESTATICA VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTO Y GIRO							Suma FX=	Suma FY=	
							391.202	391.202	
NIVEL	AREA (m2)	PESO (Tn)	MASA	ALTURA (m)	PXH	PixHi/PH	FX (Tn)	FY (Tn)	
8	207.51	143.77	14.66	19.60	2817.89	0.20	80.078	80.08	
7	207.51	153.44	15.64	17.15	2631.57	0.19	74.783	74.78	
6	207.51	153.44	15.64	14.70	2255.63	0.16	64.100	64.10	
5	207.51	153.44	15.64	12.25	1879.69	0.14	53.416	53.42	
4	207.51	153.44	15.64	9.80	1503.75	0.11	42.733	42.73	
3	207.51	182.15	18.57	7.35	1338.81	0.10	38.046	38.05	
2	207.51	182.15	18.57	4.90	892.54	0.06	25.364	25.36	
1	207.51	182.15	18.57	2.45	446.27	0.03	12.682	12.68	

Tabla 6.43: Distribución de la fuerza sísmica estática del primer bloque según niveles de la edificación

(Fuente: Elaboración propia)

NUMERP DE PISOS	8		C=	2.5					
			Suma P=	1002.6					
			Hx=	0.300	Fx=	300.768	TN		
AREA POR PISO	181.88	M2	Hy=	0.300	Fy=	300.768	TN		
ALTURA DE ENTREPISO	2.45	M	Suma P.H=	9991.85					
FUERZA SISMICA ESTATICA VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTO Y GIRO							Suma FX=	Suma FY=	
							300.768	300.768	
NIVEL	AREA (m2)	PESO (Tn)	MASA	ALTURA	PXH	PixHi/PH	FX (Tn)	FY (Tn)	
8	181.88	122.64	12.50	19.60	1163.47	0.12	85.022	85.02	
7	181.88	122.64	12.50	17.15	2103.34	0.21	63.314	63.31	
6	181.88	122.64	12.50	14.70	1802.87	0.18	54.269	54.27	
5	181.88	122.64	12.50	12.25	1502.39	0.15	45.224	45.22	
4	181.88	122.64	12.50	9.80	1201.91	0.12	36.179	36.18	
3	181.88	150.87	15.38	7.35	1108.92	0.11	33.380	33.38	
2	181.88	150.87	15.38	4.90	739.28	0.07	22.253	22.25	
1	181.88	150.87	15.38	2.45	369.64	0.04	11.127	11.13	

Tabla 6.44: Distribución de la fuerza sísmica estática del segundo bloque según niveles de la edificación
(Fuente: Elaboración propia)

De acuerdo a los pesos establecidos según el metrado de cargas se calcula la fuerza basal. En función a la altura se realiza la distribución de la fuerza sísmica estática en cada nivel.

La intensidad de la vibración del suelo constituye el 0.30 de la aceleración de la gravedad.

6.5.4.3 CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEDEZ

El centro de masas y centro de rigideces son obtenidos mediante el programa ETABS, el cual permite calcular automáticamente las coordenadas en el plano x-y del centro de masas y de rigideces.

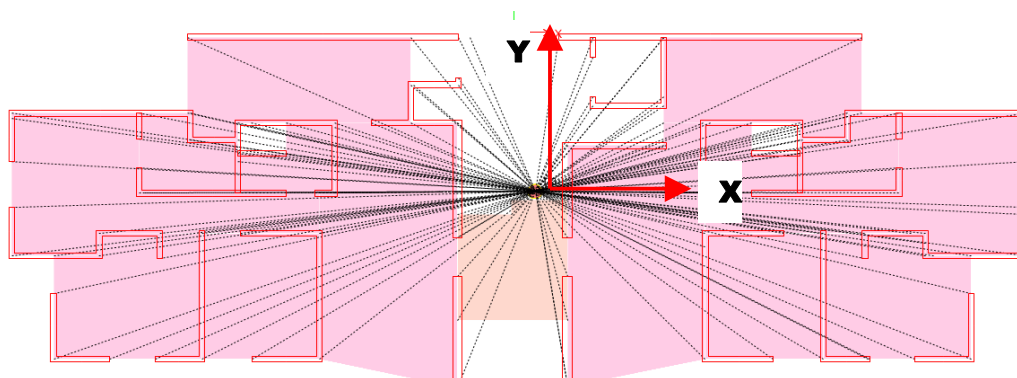


Figura 6.80: Sistema de coordenadas globales con respecto a la estructura
(Fuente: Elaboración Propia)

Se procede a determinar los centros de masa y centro de rigideces correspondientes a los dos bloques.

PISO	XCCM m	XCR m	YCCM m	YCR m
1 Piso	0.1386	-0.0219	-4.3036	-3.2013
2 Piso	0.1261	-0.0571	-4.3014	-2.9288
3 Piso	0.1977	-0.0673	-4.2942	-2.823
4 Piso	0.2893	-0.0691	-4.2881	-2.7892
5 Piso	0.2483	-0.0694	-4.2862	-2.7826
6 Piso	0.2388	-0.0686	-4.287	-2.7863
7 Piso	0.2516	-0.0666	-4.2867	-2.7926
8 Piso	0.2517	-0.064	-4.3231	-2.7933

Tabla 6.45: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al primer bloque.
(Fuente: Elaboración propia)

Y para el segundo bloque se tiene:

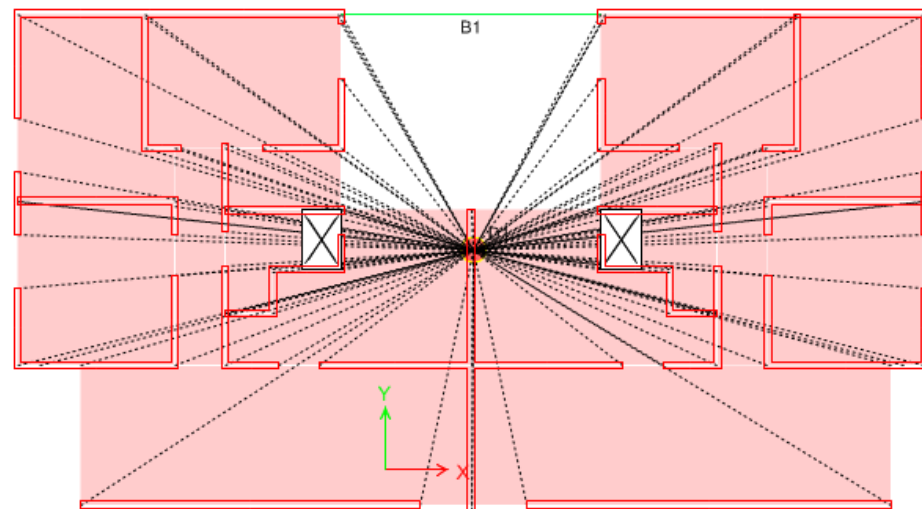


Figura 6.81: Sistema de coordenadas globales con respecto a la estructura para el segundo bloque
(Fuente: Elaboración Propia)

PISO	XCCM	XCR	YCCM	YCR
	m	m	m	m
1 Piso	1.9323	1.8265	4.8192	4.3778
2 Piso	1.9358	1.7632	4.8184	4.5496
3 Piso	1.9324	1.7542	4.8339	4.7148
4 Piso	1.9295	1.7745	4.8549	4.7996
5 Piso	1.9183	1.7885	4.8514	4.8506
6 Piso	1.9184	1.7956	4.8514	4.8855
7 Piso	1.9183	1.8035	4.8514	4.9108
8 Piso	1.9279	1.813	4.9425	4.9317

Tabla 6.46: Coordenadas del centro de masa y centro de rigideces correspondientes al segundo bloque.
(Fuente: Elaboración propia)

6.5.4.4 MOMENTO TORSIONAL ACCIDENTAL

Para considerar los momentos de torsión accidental, estos se obtienen de multiplicar la Fuerza F_i correspondiente a cada nivel por la excentricidad accidental del 5% de la dirección perpendicular a las fuerzas de análisis. Sin embargo el programa Etabs realiza este cálculo automáticamente.

6.5.4.5 DERIVAS MÁXIMAS DEL CENTRO DE MASAS Y DESPLAZAMIENTO LATERALES PERMISIBLES

Para el análisis estático, se calcula las derivas máximas correspondientes a los centros de masas y se multiplica por $0.75 \cdot R$, este valor debe ser menor que la permisible según indicado en la norma (0.005). Esta deriva es inferior al sistema dual.

x-x	h= 2.45	3/4*R= 3			
PISO	DESPLAZ (m)	0.75R*DESPLA	DESPLAZA. ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<5%
8P-1BLOQUE	0.00433	0.01298	0.00182	0.00074	bien
7P-1BLOQUE	0.00372	0.01116	0.00193	0.00079	bien
6P-1BLOQUE	0.00308	0.00923	0.00201	0.00082	bien
5P-1BLOQUE	0.00241	0.00722	0.00201	0.00082	bien
4P-1BLOQUE	0.00174	0.00521	0.00187	0.00076	bien
3P-1BLOQUE	0.00111	0.00334	0.00153	0.00062	bien
2P-1BLOQUE	0.00060	0.00181	0.00119	0.00048	bien
1P-1BLOQUE	0.00021	0.00062	0.00062	0.00025	bien



Tabla 6.47: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x
(Fuente: Elaboración propia)

y-y	h= 2.45		3/4*R= 3		
PISO	DESPLAZ (m)	0.75R*DESPLA.	DESPLAZA. ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<5%
8P-1BLOQUE	0.009	0.02589	0.00353	0.0014	bien
7P-1BLOQUE	0.007	0.02237	0.00381	0.0016	bien
6P-1BLOQUE	0.006	0.01856	0.00399	0.0016	bien
5P-1BLOQUE	0.005	0.01457	0.00401	0.0016	bien
4P-1BLOQUE	0.004	0.01056	0.00381	0.0016	bien
3P-1BLOQUE	0.002	0.00675	0.00320	0.0013	bien
2P-1BLOQUE	0.001	0.00355	0.00242	0.0010	bien
1P-1BLOQUE	0.000	0.00114	0.00114	0.0005	bien



Tabla 6.48: Desplazamiento y derivas correspondientes al primer bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y
(Fuente: Elaboración propia)

x-x	h= 2.45	3/4*R= 3			
PISO	DESPLAZ. (m)	0.75R*DESPLA.	DESPLAZA. ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<5%
8P-2BLOQUE	0.00309	0.00928	0.00126	0.0005	bien
7P-2BLOQUE	0.00267	0.00802	0.00137	0.0006	bien
6P-2BLOQUE	0.00222	0.00665	0.00144	0.0006	bien
5P-2BLOQUE	0.00174	0.00521	0.00145	0.0006	bien
4P-2BLOQUE	0.00125	0.00376	0.00135	0.0006	bien
3P-2BLOQUE	0.00080	0.00240	0.00109	0.0004	bien
2P-2BLOQUE	0.00044	0.00131	0.00085	0.0003	bien
1P-2BLOQUE	0.00015	0.00046	0.00046	0.0002	bien

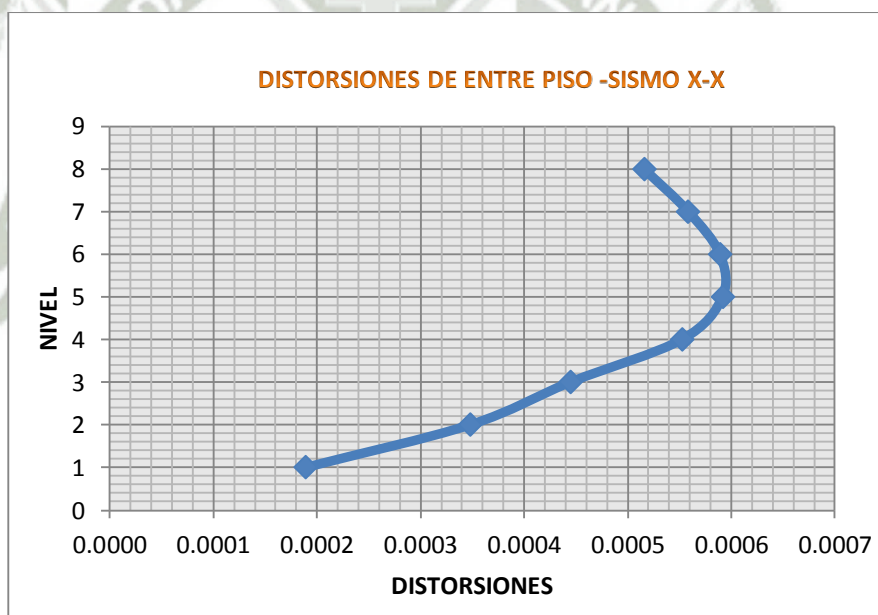


Tabla 6.49: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección x-x
(Fuente: Elaboración propia)

y-y	h= 2.45		3/4*R= 3		
PISO	DESPLAZ. (m)	0.75R*DESPLA	DESPLAZA. ENTRE PISO	Di/hei	Di/hi<5%
8P-2BLOQUE	0.00751	0.02252	0.00274	0.0011	bien
7P-2BLOQUE	0.00659	0.01978	0.00309	0.0013	bien
6P-2BLOQUE	0.00556	0.01669	0.00340	0.0014	bien
5P-2BLOQUE	0.00443	0.01329	0.00356	0.0015	bien
4P-2BLOQUE	0.00324	0.00972	0.00345	0.0014	bien
3P-2BLOQUE	0.00209	0.00628	0.00291	0.0012	bien
2P-2BLOQUE	0.00112	0.00336	0.00227	0.0009	bien
1P-2BLOQUE	0.00037	0.00110	0.00110	0.0004	bien



Tabla 6.50: Desplazamiento y derivas correspondientes al segundo bloque originado por el sismo estático en la dirección y-y
(Fuente: Elaboración propia)

6.5.4.6 DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN LOS EXTREMOS DE LA PLANTA

Se mide los desplazamiento correspondientes a los extremos opuestos de los bloques así se puede saber la distorsión máxima de dichos extremos.

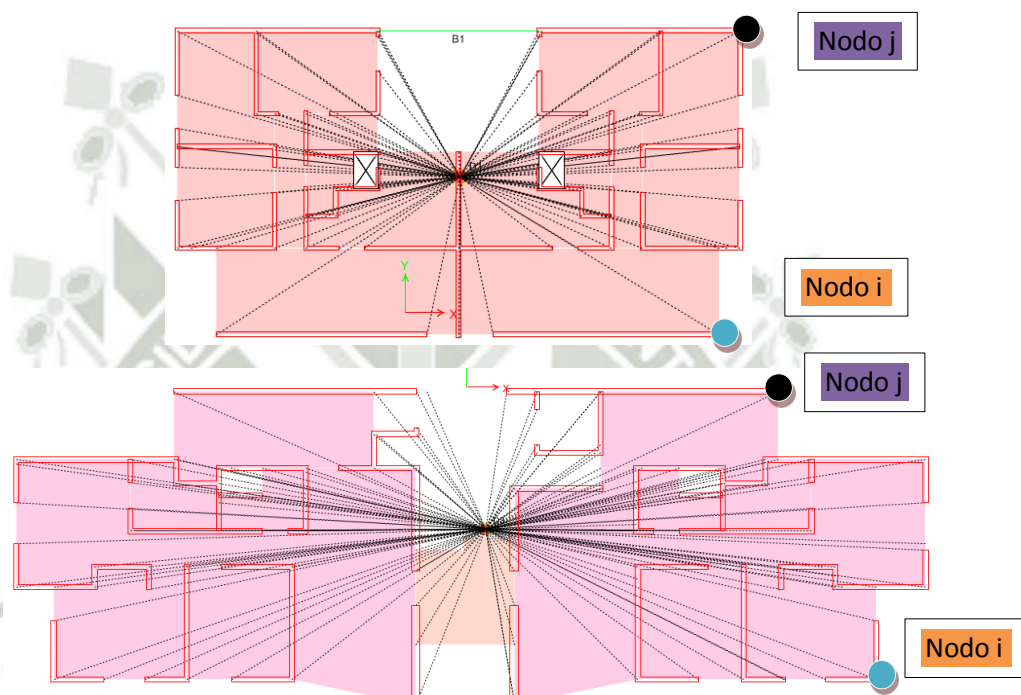


Figura 6.82: Puntos estudiados para el análisis torsional
(Fuente: Elaboración Propia)

Para el cálculo del giro en extremos opuestos se analiza el desplazamiento originado por el análisis sísmico estático en las dos direcciones, tomando en cuenta que los mayores desplazamiento se generan por el sismo analizado en la misma dirección del desplazamiento, es decir el máximo desplazamiento en el eje “x” se produce por la acción sísmica en el sentido “x” de igual manera para el eje “y”, según el Reglamento Nacional de Edificaciones el giro en las dirección “x” y “y” no debe ser mayores a 1.3.

NIVEL	PUNTO i		PUNTO j		GIRO X	GIRO Y	GIRO EN X < 1.3	GIRO EN Y < 1.3
	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	$i/((i+j)*0.5)$	$i/((i+j)*0.5)$		
8	5.09	11.94	3.56	11.13	1.18	1.04	OK	OK
7	4.39	10.35	3.06	9.63	1.18	1.04	OK	OK
6	3.63	8.60	2.53	8.01	1.18	1.04	OK	OK
5	2.85	6.75	1.97	6.29	1.18	1.04	OK	OK
4	2.05	4.89	1.43	4.55	1.18	1.04	OK	OK
3	1.31	3.13	0.92	2.92	1.17	1.03	OK	OK
2	0.70	1.65	0.51	1.54	1.16	1.03	OK	OK
1	0.24	0.52	0.18	0.49	1.14	1.03	OK	OK

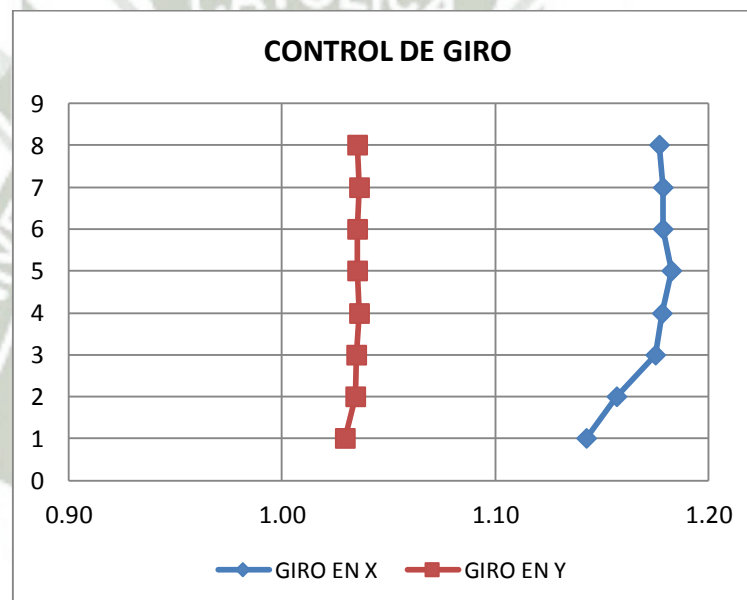


Tabla 6.51: Control de giros en extremos opuestos del primer bloque
(Fuente: Elaboración propia)

De igual manera se analiza el segundo bloque, el control de giros ayuda a observar la existencia de irregularidades torsionales. Con respecto al segundo bloque se ve cierta simetría en el eje X caso opuesto con el eje Y donde se presencia excentricidades considerables.

Para el segundo bloque se tiene los siguientes resultados.

NIVEL	PUNTO i		PUNTO j		GIRO X	GIRO Y	GIRO EN X < 1.3	GIRO EN Y < 1.3
	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	DELTA X (SISMO X) (mm)	DELTA Y (SISMO Y) (mm)	$i/((i+j)*0.5)$	$i/((i+j)*0.5)$		
8	2.86	8.35	3.29	8.41	1.07	1.00	OK	OK
7	2.47	7.33	2.86	7.39	1.07	1.00	OK	OK
6	2.04	6.18	2.38	6.23	1.08	1.00	OK	OK
5	1.59	4.92	1.87	4.96	1.08	1.00	OK	OK
4	1.15	3.6	1.35	3.63	1.08	1.00	OK	OK
3	0.73	2.32	0.87	2.34	1.09	1.00	OK	OK
2	0.40	1.24	0.48	1.26	1.09	1.01	OK	OK
1	0.14	0.41	0.17	0.41	1.10	1.00	OK	OK

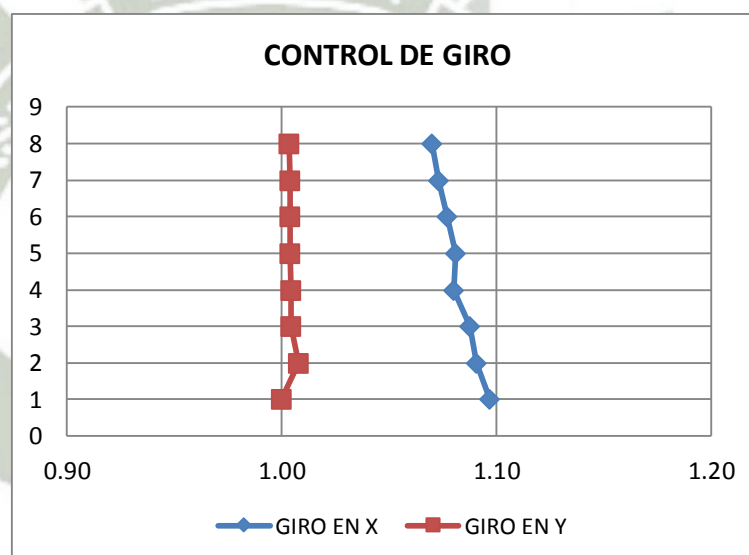


Tabla 6.52: Control de giros en extremos opuestos del segundo bloque
(Fuente: Elaboración propia)

Como se puede observar los giros son menores a 1.30 por lo que la edificación no tiene irregularidad torsional, por lo tanto se puede considerar como una estructura regular.

6.5.5 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

B) DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

✓ PARÁMETROS DE SITIO

- FACTOR DE ZONA : $Z= 0.4$
- FACTOR DE SUELO: $S= 1.2$ y $T_p= 0.6$
- FACTOR DE USO: $U= 1.0$
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN $R_x=4$
 $R_y=4$

Donde la función espectral está definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Reemplazando datos:

$$S_a = \frac{0.4 \times 1 \times C \times 1.2}{4} \times g$$

Donde:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5$$

De lo cual se puede definir las pseudo aceleraciones vs los periodos analizados:

Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral	Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral
C	T	Sa	C	T	Sa
2.5	0.1	2.94	1.36	1.1	1.61
2.5	0.2	2.94	1.25	1.2	1.47
2.5	0.3	2.94	1.15	1.3	1.36
2.5	0.4	2.94	1.07	1.4	1.26
2.5	0.5	2.94	1	1.5	1.18
2.5	0.6	2.94	0.94	1.6	1.1
2.14	0.7	2.52	0.88	1.7	1.04
1.88	0.8	2.21	0.83	1.8	0.98
1.67	0.9	1.96	0.79	1.9	0.93
1.5	1	1.77	0.75	2	0.88

Tabla 6.53: Pseudoaceleraciones vs periodos
(Fuente: Elaboración propia)

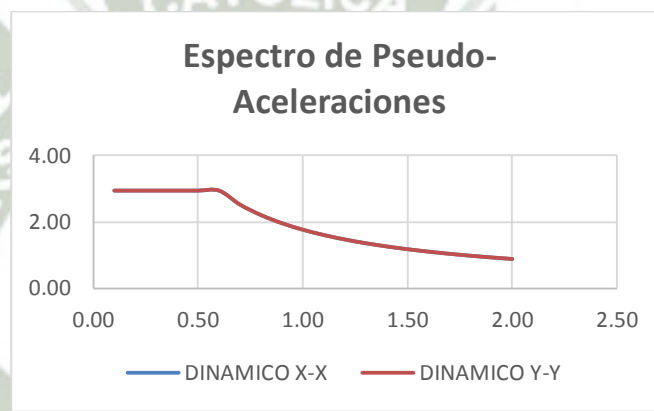


Figura 6.83: Espectro de Diseño
(Fuente: Elaboración Propia)

6.5.5.1 RESULTADO DE FUERZA DEL SISMO

✓ PARAMETROS DINAMICOS EN LOS MODOS DE VIBRACION PARA EL PRIMER Y SEGUNDO BLOQUE

Se procede a calcular los parámetros dinámicos para cada bloque asumiendo el espectro de respuesta sísmica, la cual ayuda a percibir los periodos y frecuencias para después compararlas con el otro sistema. Los modos a tomar son de 12 pero para efectos comparativos se tiene 6 modos de vibración. Del análisis modal se tiene los siguientes resultados.

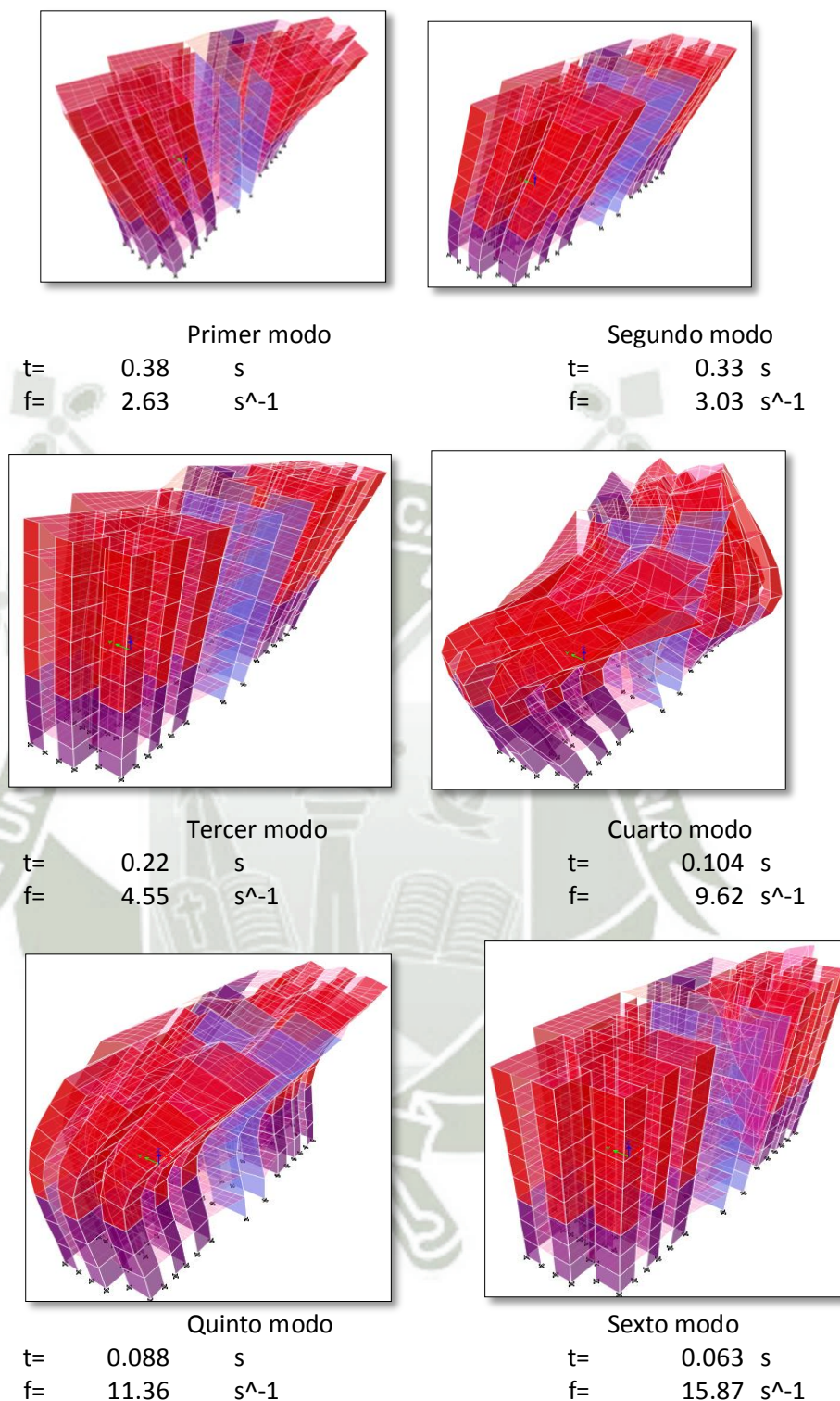
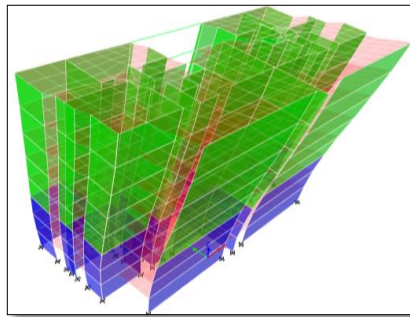


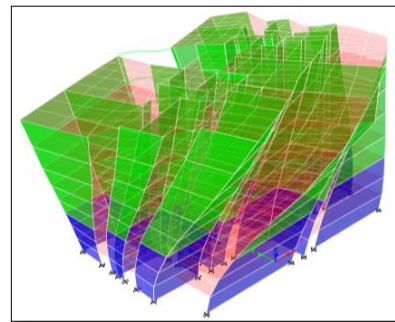
Figura 6.84: Modos de vibración del Primer Bloque
(Fuente: Etabs)



Primer modo

$$t = 0.346 \text{ s}$$

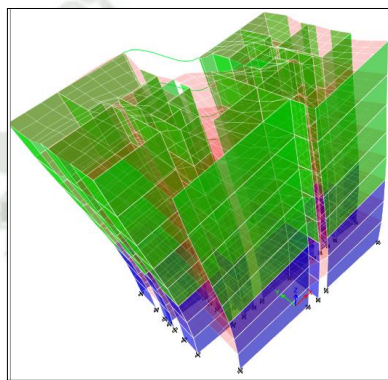
$$f = 2.89 \text{ s}^{-1}$$



Segundo modo

$$t = 0.255 \text{ s}$$

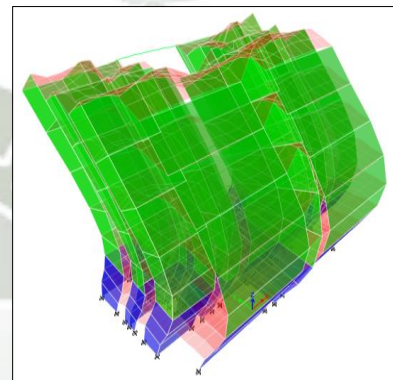
$$f = 3.92 \text{ s}^{-1}$$



Tercer modo

$$t = 0.22 \text{ s}$$

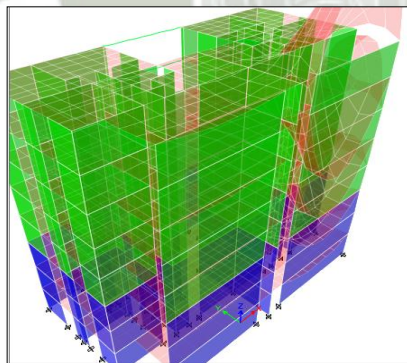
$$f = 4.55 \text{ s}^{-1}$$



Cuarto modo

$$t = 0.096 \text{ s}$$

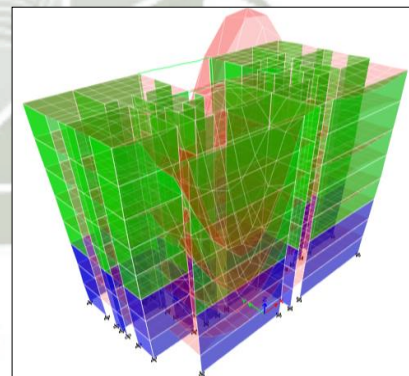
$$f = 10.42 \text{ s}^{-1}$$



Quinto modo

$$t = 0.076 \text{ s}$$

$$f = 13.16 \text{ s}^{-1}$$



Sexto modo

$$t = 0.074 \text{ s}$$

$$f = 13.51 \text{ s}^{-1}$$

Figura 6.85: Modos de vibración del Segundo Bloque
(Fuente: Etabs)

6.5.5.2 PARTICIPACION MODAL

Se denomina factor de participación modal a la cantidad de excitación que actúa sobre el modo “i”

MODO	PERIODO	PARTICIPACION MODAL EN X	PARTICIPACION MODAL EN Y	SUMA PARTICIPACION MODAL EN X	SUMA PARTICIPACION MODAL EN Y
1	0.38	6.84	0.77	6.84	0.77
2	0.33	0.28	65.98	7.13	66.75
3	0.22	58.64	0.08	65.77	66.83
4	0.104	2.06	0.09	67.83	66.92
5	0.088	0.06	18.92	67.89	85.84
6	0.063	0.26	0	68.14	85.84
7	0.062	9.43	0.01	77.58	85.85
8	0.062	6.99	0.004	84.57	85.85
9	0.06	1.48	0.02	86.05	85.88
10	0.058	0.52	0.01	86.57	85.89
11	0.058	1.26E-03	0	86.57	85.89
12	0.056	2.68E-04	0	86.57	85.89

Tabla 6.54: Periodos de los diferentes modos de vibración y participación de la masa modal en ambas direcciones para el primer bloque
(Fuente: Elaboración propia)

Se puede decir que según la norma E.030 aconseja que se debe usar los modos de vibración que sumados su participación modal sea como mínimo 90%, asumiendo este criterio podemos decir que la cantidad de modos a tomar serán 12 modos.

Otro aspecto importante es revisar que el coeficiente de amplificación sísmica en el periodo donde concurra mayor participación modal debe ser menor a 2.5 así mismo que su relación entre el coeficiente de reducción sísmica deberá ser mayor a 0.125

Se revisa para el eje X, tenemos el modo 3 donde ocurre la máxima participación modal, su participación modal es de 58.64 % de la masa, ocurre cuando el periodo es 0.22 s por lo tanto el coeficiente de amplificación sísmica será igual a $2.5 \cdot (0.6/0.22)$ da un C de 6.81 la

cual es mayor que 2.5, esto quiere decir que el periodo de vibración de la estructura es mucho menor que el del suelo, el coeficiente de amplificación es de 2.5, se toma el mínimo, luego se revisa el C/R, el cual es $2.5/4$ da un resultado de $0.625 > 0.125$ cumpliendo con el requisito de la norma E.030, ahora para la dirección Y se tiene $2.5 \cdot (0.6/0.33)$ la cual da un resultado de 4.54 al igual que en la dirección X se usa un C de 2.5, se revisa C/R el cual da $2.5/4$ igual $0.625 > 0.125$ cumpliendo con el requisito de la norma E.030.

Como medida cautelar se tiene en cuenta que el máximo periodo es de 0.38 correspondiente al primer modo de vibración dicho periodo es totalmente diferente al periodo del suelo que es de 0.6, esto da la certeza de que no hay resonancia entre el suelo y la estructura.

6.5.5.3 FUERZA CORTANTE DINAMICO

Como se sabe el reglamento sismo resistente (E.030) indica que el cortante no puede ser menor al 80% del valor calculado de la fuerza cortante con el método estático. El cortante estático en el primer bloque en ambas direcciones es de:

$$V_{est} = (ZUCS/R) \cdot P = ((0.4 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.2)/(4)) \cdot P = 0.3 \cdot P = 0.3 \cdot 1304 = 391.2 \text{ Tn}$$

Se tiene el cortante sísmico estático para el segundo bloque:

$$V_{est} = (ZUCS/R) \cdot P = ((0.4 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.2)/(3)) \cdot P = 0.3 \cdot P = 0.3 \cdot 1002.6 = 300.78 \text{ Tn}$$

Considerando que se debe multiplicar por el factor de resistencia por cortante 0.80, para el primer bloque se tiene un cortante de; $0.80 \cdot 391.2 = 312.96 \text{ Tn}$

Para el segundo bloque se tiene un cortante de; $0.80 \cdot 300.78 = 240.62$
 T_n

El cortante para el primer bloque en el análisis dinámico es $V_{xdina} = 468.59 T_n$ y en la dirección Y se tiene $V_{ydina} = 519.22 T_n$

Se calcula el factor de escala.

$$F_x = 0.8 V_{esta} / V_{xdina} = 312.96 / 468.59 = 0.67$$

$$F_y = 0.8 V_{esta} / V_{ydina} = 312.96 / 519.22 = 0.60$$

Se calcula el factor de escala.

$$F_x = 0.8 V_{esta} / V_{xdina} = 240.62 / 154.01 = 1.56$$

$$F_y = 0.8 V_{esta} / V_{ydina} = 240.62 / 160.28 = 1.50$$

En el caso del primer bloque, no es necesario amplificar el cortante dinámico en el eje X pero si en el eje Y que se debe multiplicar por un factor de 1.56 y 1.50, para alcanzar por lo menos el 80% del cortante estático.

6.5.5.4 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se procede a calcular las fuerzas laterales producido por el análisis dinámico, así mismo se calcula las derivas, tomando en cuenta que la deriva máxima permisible por el R.N.E es de 0.005.

Se procede a calcular las derivas y desplazamientos correspondientes al primer bloque.

PISO	DESPLAZA MIENTO X (m)	DESPLAZA MIENTO Y (m)	DELTA X * 0.75R	DELTA Y * 0.75R	DES. RELA. X	DES. RELA. Y	DERIVA X Di/hei	DERIVA Y Di/hei
8	0.0050	0.0117	0.0149	0.0350	0.0007	0.00160	0.00029	0.0007
7	0.0043	0.0101	0.0128	0.0303	0.0008	0.00173	0.00031	0.0007
6	0.0035	0.0084	0.0105	0.0251	0.0008	0.00182	0.00032	0.0007
5	0.0027	0.0065	0.0082	0.0196	0.0008	0.00183	0.00032	0.0007
4	0.0020	0.0047	0.0059	0.0141	0.0007	0.00170	0.00029	0.0007
3	0.0013	0.0030	0.0038	0.0090	0.0006	0.00143	0.00023	0.0006
2	0.0007	0.0016	0.0020	0.0047	0.0004	0.00108	0.00018	0.0004
1	0.0002	0.0005	0.0007	0.0015	0.0002	0.00050	0.00010	0.0002

Tabla 6.55: Desplazamiento en ambos ejes para el primer bloque
(Fuente: Elaboración propia)

Se procede a graficar los desplazamientos para ambos ejes, con respecto a los desplazamientos se tiene desplazamientos menores en el eje “x” en comparación al eje “y”, lo cual da un indicio de que la mayor rigidez se orienta en el eje “x”, la misma forma de la edificación favorece a la orientación de predisponer mayor rigidez en el sentido “x”.

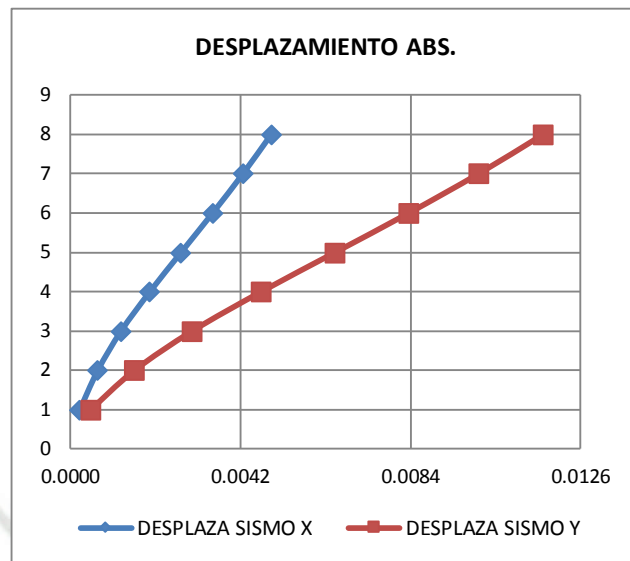


Figura 6.86: Desplazamiento absoluto correspondiente al 1er Bloque(Fuente: Etabs)

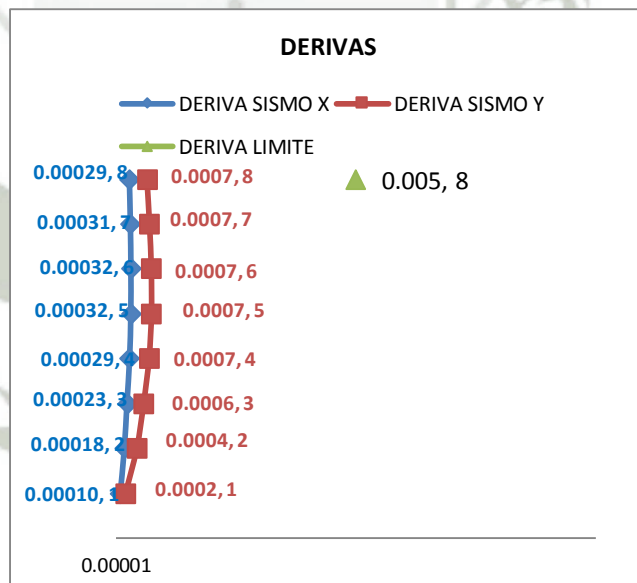


Figura 6.87: Derivas correspondientes al 1er Bloque en ambos ejes (Fuente: Etabs)

Se procede a calcular las derivas y desplazamientos producidos por el análisis dinámico correspondientes al 2bloque.

Material Predominante.	Deriva	$0.75xRx=$	3	MAX DERIVA X	0.000126	OK	DERIVA X	DERIVA Y
MDL	0.005	$0.75xRY=$	3	MAX DERIVA Y	0.000263	OK	Di/hei	Di/hei
PISO	DESPLAZAMIENTO X	DESPLAZAMIENTO Y	DELTA X * 0.75R	DELTA Y * 0.75R	DES. RELA. X	DES. RELA. Y	DERIVA X Di/hei	DERIVA Y Di/hei
8	0.0020	0.0042	0.0061	0.0126	0.0003	0.00056	0.00011	0.0002
7	0.0018	0.0037	0.0053	0.0110	0.0003	0.00060	0.00012	0.0002
6	0.0015	0.0030	0.0044	0.0091	0.0003	0.00064	0.00013	0.0003
5	0.0011	0.0024	0.0034	0.0072	0.0003	0.00065	0.00013	0.0003
4	0.0008	0.0018	0.0025	0.0053	0.0003	0.00062	0.00012	0.0003
3	0.0005	0.0011	0.0016	0.0034	0.0003	0.00055	0.00011	0.0002
2	0.0003	0.0006	0.0009	0.0018	0.0002	0.00041	0.00008	0.0002
1	0.0001	0.0002	0.0003	0.0006	0.0001	0.00019	0.00004	0.0001

Tabla 6.56: Desplazamiento en ambos ejes para el segundo bloque
(Fuente: Elaboración propia)

Con respecto al 2bloque se tiene mayores desplazamientos en el eje “y” debido a que se tiene mayor predisposición de muros en el eje “x”, si bien es cierto no se tiene momentos torsores importantes debido a la gran densidad de muros, es esencial que en este sistema se disponga de longitudes de muros similares en ambos sentidos.

Se procede a graficar los desplazamientos y derivas.

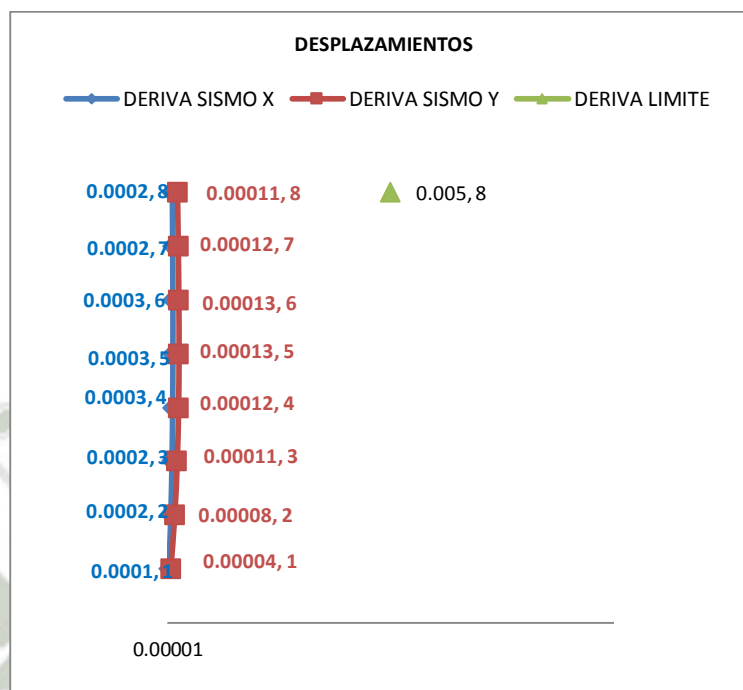


Figura 6.88: Derivas correspondientes al 2do Bloque en ambos ejes
(Fuente: Etabs)

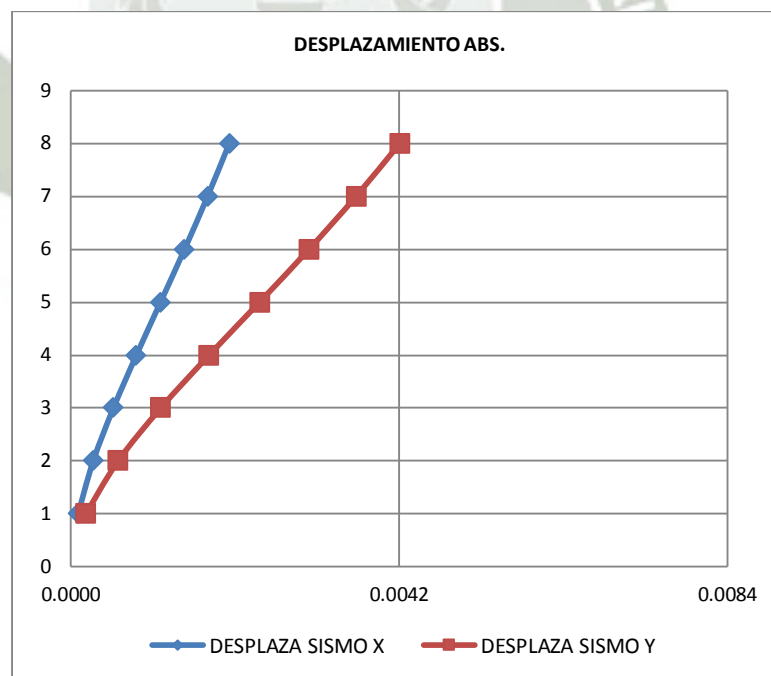


Figura 6.89: Desplazamiento absoluto correspondiente al 2do Bloque
(Fuente: Etabs)



CAPITULO 7

**DISEÑO EN CONCRETO ARMADO USANDO EL SISTEMA
DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

CAPÍTULO VII: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

7.1.1 DISEÑO A LA ROTURA

También llamado diseño por resistencia, este método consiste en dotar a la sección en análisis de una resistencia (capacidad), igual o mayor a la resistencia requerida (demanda).

La resistencia de diseño se define como la resistencia nominal de la sección en análisis multiplicada por los factores de reducción de resistencia (menores a la unidad). Por otro lado, la resistencia requerida es la que se obtiene al multiplicar las combinaciones de carga por los factores de amplificación

7.1.2 COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE AMPLIFICACION

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9 CM \pm CS$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

7.1.3 FACTORES DE REDUCCION DE RISISTENCIA

- Flexión $\Phi = 0.9$
- Cortante $\Phi = 0.85$
- Carga axial $\Phi = 0.7$

Para las diferentes solicitaciones las resistencias nominales que deben satisfacerse son:

- Flexión $\Phi M_n \geq M_u$
- Cortante $\Phi V_n \geq V_u$
- Carga axial $\Phi P_n \geq P_u$

7.2 INTRODUCCION

Los EMDL tienen una alta densidad de muros en cada dirección. El cociente entre el área de muros de una dirección y el área en planta oscila para la mayoría de edificios entre 2.5 y 3.5% y el cociente referido al área total techada está entre 0.45 y 0.55%. Comúnmente se emplea concreto premezclado con un asentamiento mayor a 6" que requieren aditivos superplastificantes. La resistencia nominal f'_c es de 175 kg/cm², valor que en obra suele incrementarse hasta en 30%. Para el refuerzo, por lo general se emplean mallas electro soldadas de escasa o nula ductilidad con un esfuerzo de fluencia equivalente de 5000 kg/cm².

Habitualmente, este tipo de edificios están compuestas por losas armadas y muros estructurales, no tienen vigas, las losas se apoyan

directamente en los muros. Estas son por lo general macizas y vaciadas por separado de los muros.

7.2.1 DUCTILIDAD

Ductilidad es la habilidad de una estructura, de sus componentes o de sus materiales de sostener, sin fallar, deformaciones que excedan el límite elástico, o que excedan el punto a partir del cual las relaciones Esfuerzo vs. Deformación ya no son lineales. Es importante que cuando excedan el límite elástico tengan un recorrido importante en el rango inelástico sin reducir su capacidad resistente.

La ductilidad en las estructuras es absolutamente esencial para el buen desempeño de éstas durante un terremoto. Para lograr una mayor ductilidad en los elementos de concreto armado se debe evitar que los elementos fallen por cortante, esto se logra aumentando el requerimiento de acero transversal. La deformación del acero absorbe la energía sísmica y aplaza el daño absoluto de la estructura.

7.2.2 RESPUESTA CON ALTA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (FLEXION)

Como se ha descrito anteriormente en esta situación el Estado Límite que se presenta se inicia con la fluencia del acero longitudinal, cuando la deformación de este alcanza la platea plástica, esto conlleva a que las deformaciones unitarias en la fibra en compresión del concreto llegue a valores de 0.003 o 0.004 y, por lo tanto, la necesidad de confinar sea ineludible. Asimismo, los estribos en el confinamiento previenen el posible pandeo de las barras longitudinales.

7.3 ESPECIFICACIONES EN EL DISEÑO PARA EDIFICACIONES DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.

7.3.1 LIMITACIONES Y DEFINICIONES

Los EMDL (Edificios de muros de ductilidad limitada) se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. En este sistema los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. Los sistemas de pisos son losas macizas o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido.

Cuando se emplee este sistema en edificios de mayor altura, los pisos inferiores por debajo de los 3 últimos niveles, deberán estar necesariamente estructurados en base a muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 0.15m, que permitan confinar sus extremas con estribos.

7.3.2 MODELO PARA ANALISIS DE LOS EMDL

Para lograr una aceptable representación de la rigidez del edificio y de la distribución de las solicitaciones internas, se debe desarrollar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros de direcciones perpendiculares. Para tal efecto, es necesario compatibilizar las deformaciones, tanto para solicitaciones sísmicas como para cargas de gravedad.

Como alternativa de análisis se puede emplear modelos pseudo tridimensionales de pórticos planos, considerando la contribución de los muros perpendiculares. La longitud de la aleta contribuyente a cada lado del alma deberá ser el menor valor entre el 10% de la

altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo.

7.3.3 DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES

El máximo desplazamiento relativo de entre piso, dividido entre la altura de entrepiso, no debe exceder de 0.005.

Cuando para controlar los desplazamientos laterales se recurra a vigas de acoplamiento entre muros, estas deben diseñarse para desarrollar comportamiento dúctil.

7.3.4 IRREGULARIDADES EN ALTURA Y REQUISITOS DE DISEÑO

Cuando el edificio tenga muros discontinuos, se debe cumplir con las siguientes exigencias:

- Para evitar la existencia de un piso blando, en cualquier entrepiso, el área transversal de los muros en cada dirección no puede ser menor que el 90% del área correspondiente al entrepiso inmediato superior.
- El 50% de los muros debe ser continuo con un área mayor o igual al 50% del área total de los muros en la dirección considerada.
- La resistencia y rigidez del entrepiso donde se produce la discontinuidad, así como los entrepisos inmediatos superior e inmediato inferior debe ser proporcionada exclusivamente por los muros que son continuos en todos los niveles.
- El sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se debe diseñar empleando un factor de reducción sísmica igual al empleado en el edificio, R dividido entre 1.5, es decir $R_{st}=R/1.5$

- Excepcionalmente se permite densidades de muros continuos inferiores a la indicada en el anterior ítem, solo para los entresijos de sótanos. En este caso se puede recurrir a sistemas de transferencias en el nivel correspondientes al techo del sótano debiéndose desarrollar un diseño por capacidad, de acuerdo a los indicado en el anterior ítem de la especificaciones normativas para concreto armado en el caso de EMDL y satisfaciendo adicionalmente lo indicado en lo mencionado anteriormente.

7.3.5 REQUERIMIENTOS EN MATERIALES.

La resistencia a la compresión del concreto en los MDL, debe ser como mínimo $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$, salvo en los sistemas de transferencia donde debe usarse $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$. Mayormente se emplea concreto premezclado con un asentamiento de 6" o más debido al espesor de los muros.

En el diseño de mezcla para los muros debe ser lo suficiente mente plástico y resistente.

El acero de las barras de refuerzo en los muros, debe ser dúctil, de grado 60 siguiendo las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706.

Se puede usar malla electro soldada corrugada con especificaciones ASTM A496 y A497.

7.3.6 REQUERIMIENTOS EN EL DISEÑO DE MUROS.

- El espesor mínimo de los muros de ductilidad limitada debe ser de 0.10 m.

Se puede usar malla electro soldada como refuerzo repartido en los muros de edificios de hasta 3 pisos y, en el caso de mayor número de pisos, se podrá usar mallas solo en los pisos superiores,

- debiéndose usar acero corrugado no electrolizado sino más bien amarrado
- En todos los casos el refuerzo concentrado en los extremos de los muros debe ajustarse a lo mencionado anteriormente.
- Si se usa malla electro soldada, se usa para el diseño debe emplearse como esfuerzo de fluencia, el valor máximo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- En edificios de más de tres pisos, debe proveerse del refuerzo necesario para garantizar una resistencia nominal a flexo compresión del muro por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de su sección. Esta disposición para limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los primeros pisos.
- La profundidad del eje neutro, “c”, de los muros de ductilidad limitada debe satisfacer la siguiente relación:

$$c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta_m}{h_m}\right)}$$

Donde:

L_m : Es la longitud del muros en el plano horizontal.

H_m : La altura total del muro

Δ_m : Es el desplazamiento del nivel más alto del muro, correspondiente a h_m .

- Para el cálculo de “C” se debe considerar el aporte de los muros perpendiculares (aletas) usando como longitud de la aleta contribuyente a cada lado del alma el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo. Debe usarse el mayor valor de “C” que se obtenga de considerar compresión a cada lado del muro.
- Cuando el valor de “C” no cumpla con lo indicado en lo anterior, los extremos del muro debe confinarse con estribos cerrados, para lo cual debe incrementarse el espesor del muro a un mínimo de 0.15m.
- Los estribos de confinamiento deben tener un diámetro mínimo de 8mm y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20 m.
- Cuando se verifique que no se requiere confinar los extremos de un muro, el refuerzo debe espaciarse de manera tal que su cuantía este por debajo de 1% del área en la cual se distribuye.
- La fuerza cortante ultima de diseño (V_u) debe ser mayor o igual que el cortante ultimo proveniente del análisis (V_{ua}) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento proveniente del análisis (M_{ua}), es decir:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Para el cálculo de M_n se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25 f_y$.

En la mitad superior del edificio puede usarse 1.5 como valor máximo del cociente (M_n/M_{ua}).

- La resistencia al corte de los muros, se puede determinar con la expresión:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi (A_c \alpha \sqrt{f'c}) + \phi (A_c \rho_h f_y)$$

Donde:

ϕ : 0.85

A_c : Representa el área de corte en la dirección analizada

ρ_h : La cuantía horizontal del muro

α : Es un valor que depende del cociente entre la altura total del muro y la longitud del muro en planta.

$$\text{si } \left(\frac{h_m}{l_m} \right) \leq 1,5 \quad \alpha = 0,8$$

$$\text{si } \left(\frac{h_m}{l_m} \right) \geq 2,5 \quad \alpha = 0,53$$

$$\text{si } 1,5 < \left(\frac{h_m}{l_m} \right) < 2,5 \quad \alpha \text{ se obtiene interpolando entre } 0,8 \text{ y } 0,53$$

El valor máximo de $V_n < 2.7 \cdot (f'c)^{0.5} \cdot A_c$.

- El refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ϕV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción debe calcularse como:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$$

Donde la fuerza normal última (N_u) se calcula en función de la carga muerta (N_m) como $N_u = 0.9 N_m$, el coeficiente de fricción debe

tomarse como $u=0.6$ y $\phi=0.85$. Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomara $u=1$ y el detalle correspondiente se debe incluir en los plano

- El refuerzo vertical de los muros debe estar adecuadamente anclado, en la platea de cimentación para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90; las longitudes correspondientes a ambos casos deben estar de acuerdo a lo señalado en la Norma E-60.
- Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso, la longitud de empalme (l_e) debe ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo (l_d), es decir $l_e=2 l_d$. En los casos de mallas electro soldadas se debe usar $l_e=3 l_d$.
- El recubrimiento del acero de refuerzo en los extremo de los muros debe ser como mínimo de 2.5 cm.
- La cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros debe cumplir con las siguientes limitaciones:

Si $V_u > 0.5 \phi V_c$ entonces $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v \geq 0.0025$

Si $V_u < 0.5 \phi V_c$ entonces $\rho_h \geq 0.0020$ y $\rho_v \geq 0.0015$

Si $H_m/l \leq 2$ La cuantía vertical del refuerzo no debe ser menor que la cuantía horizontal.

Estas cuantías son aplicables indistintamente a la resistencia del acero.

Cuando no se requieren elementos de borde, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, el refuerzo concentrado

debe espaciarse de tal manera que su cuantía no exceda del 1% medida en el área en la cual se distribuye. En la Figura 7.90 se indica la manera de calcular la cuantía del acero concentrado en los extremos.

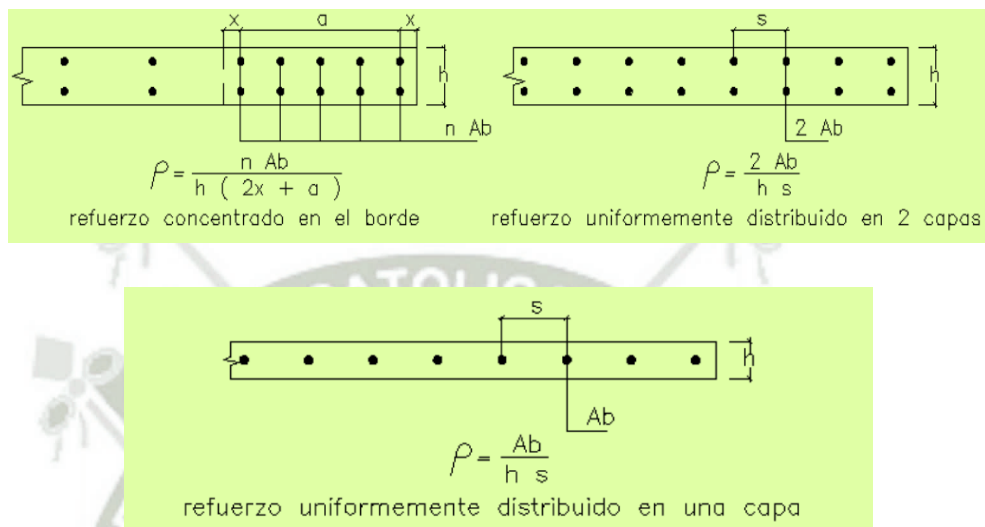


Figura 7.90: Cuantías de acero en bordes no confinados
(Fuente: R.N.E)

7.4 DISEÑO DE ELEMENTOS

7.4.1 DISEÑO DE LOSAS

7.4.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las losas macizas propuestas son de 12.5 centímetros de espesor y en algunos ambientes se plantea losas aligeradas de 20 centímetros. Para el diseño estructural de las losas macizas se usa el programa SAFE que permite exportar las losas macizas desde el programa ETABS. Este software es muy útil para el diseño de losas macizas ya que posee un interfaz muy útil y así mismo facilita la discretización y realiza el diseño por el método de elementos finitos. Para los aligerados se usará el mismo método explicado en el

capítulo V, este método permite realizar un diseño estructural analizando una franja tributaria de losa aligerada alternando las cargas vivas y manteniendo las cargas muertas.

7.4.1.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de las losas macizas se usa el programa Safe, a continuación se analiza una losa maciza a fin de poder establecer criterios para el diseño estructural.

Cuando se realiza la exportación de elementos estructurales se considera también la influencia de las cargas a la que está sujeta la estructura, esta exportación permite exportar también las combinaciones de cargas de servicio. Estas cargas son el peso propio de las losas y la carga viva de 0.2 tn/m² así mismo se considera una sobrecarga por piso terminado de 0.1 tn/m².

Previamente al diseño por flexión, en ambas direcciones de las losas, se revisa que se cumplan con las cuantías mínimas.

Del pre dimensionamiento se tiene que el espesor de la losa es de 12.5cm, por tanto el acero mínimo según cuantía mínima, el área de acero requerido es 2.1 cm², con este acero se tiene un momento resistente de 0.81 Tn.m., por lo que se revisara el momento resistente producto del acero que se predisponga.

A continuación se muestra los momentos generados en la dirección x-x, estos momentos no son de gran consideración debido a la pequeña luz que se presentan.

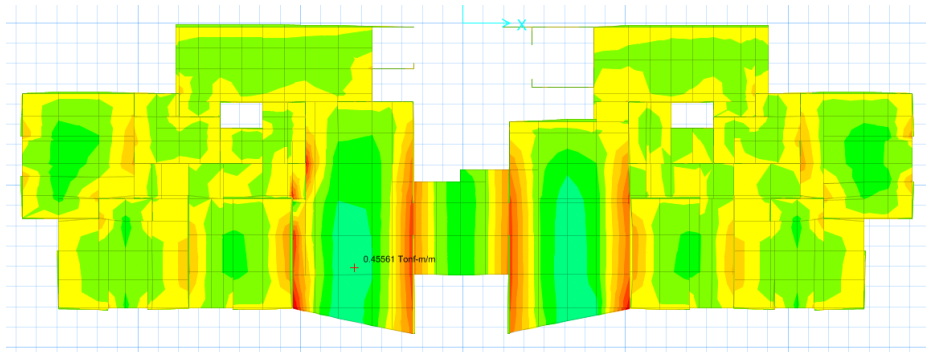


Figura 7.91: Momentos producidos por cargas amplificadas en el Primer Bloque
(Fuente: Safe)

Se puede observar en el grafico que el máximo momento positivo es de 0.5 tn.m. y el momento máximo negativo es 1.1 tn.m.

De acuerdo a los momentos obtenidos se procede a revisar los momentos nominales proponiendo una malla de $\varnothing=3/8"@0.20$, estos momentos nominales multiplicados por el factor de reducción a la flexión deben ser mayor a los momentos últimos. Y también mayores a los momentos resistentes propuesto por la cuantía mínima.

Para el diseño se toma un ancho tributario $b=100$ cm y un $d=10.5$ cm, el momento nominal es de 1.35 tn.m, el cual es mayor al momento último que es de 0.5 tn.m y 1.1 tn.m. Consecuentemente nuestro acero cumple los parámetros requeríos.

A continuación se muestra los momentos generados por las cargas amplificadas en la dirección x-x correspondientes al 2 bloque.

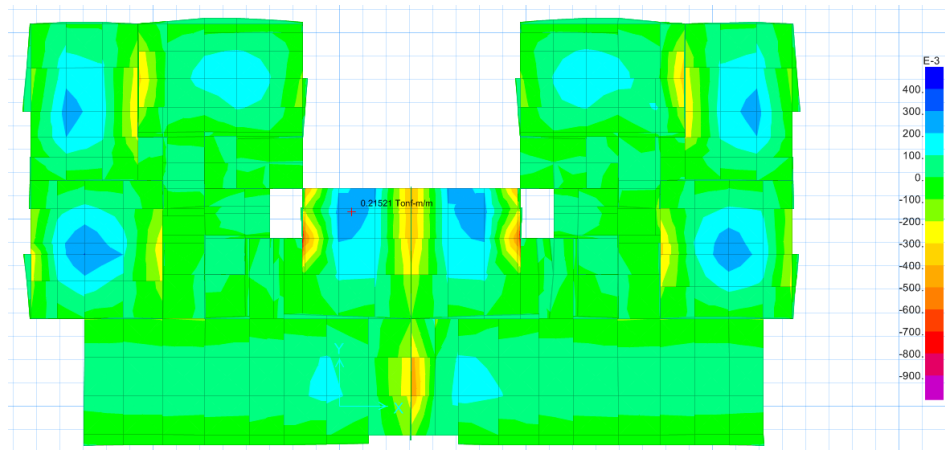


Figura 7.92: Momentos producidos por cargas amplificadas en el Segundo Bloque
(Fuente: Safe)

Los momentos máximos negativos se presentan en los encuentros de las losas macizas con los muros, estos momentos están en el orden de 0.20 tn.m y 0.35 tn.m, y para los momentos negativos se considera el valor de -0.70 tn.m según análisis realizado. Se propone disponer de un refuerzo adicional a la malla superior por medio de bastones de \varnothing 8mm.

Con la misma idea propuesta para el primer bloque, se procede a disponer la misma distribución de acero a fin de compatibilizar los aceros calculados.

Las losas macizas tienen una buena resistencia a la flexión por poseer gran rigidez en su sección.

Para las losas aligeradas se asumen cuantías mínimas ya que estas losas son de dimensiones reducidas.

7.4.1.3 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

De igual manera al diseño por flexión, para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las

fuerzas cortantes últimas obtenidas mediante el programa SAFE para ambas direcciones.

Respecto a la cortante resistente, ésta es diseñada únicamente en base a la resistencia del concreto ya que la losa no posee refuerzo transversal que ayude al corte.

Las fuerzas cortantes máximas producidas en la losa son las siguientes para el primer bloque.

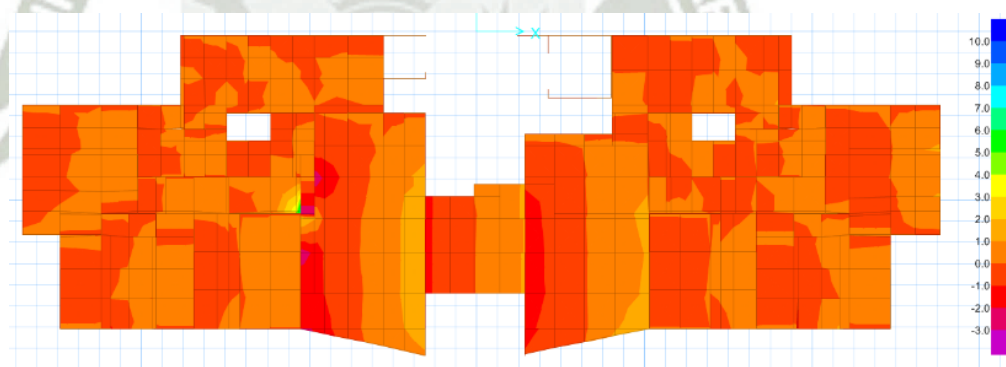


Figura 7.93: Fuerzas cortantes en losas correspondientes al 1er bloque
(Fuente: Safe)

Las fuerzas máximas en la dirección x y y respectivamente son 1.3 Tn y 0.5 Tn. Según la sección de la losa maciza se puede hallar la cortante proporcionada por el concreto.

$$\varnothing VC = 0.85 * 0.53 * (210) * 100 * 10.5 = 6.5 \text{ Tnf.}$$

Siendo esta mucho mayor que la cortante máxima producida por la combinación de la carga.

Las máximas fuerzas cortante originadas por las cargas estáticas están en el orden de 0.9 Tn.m.

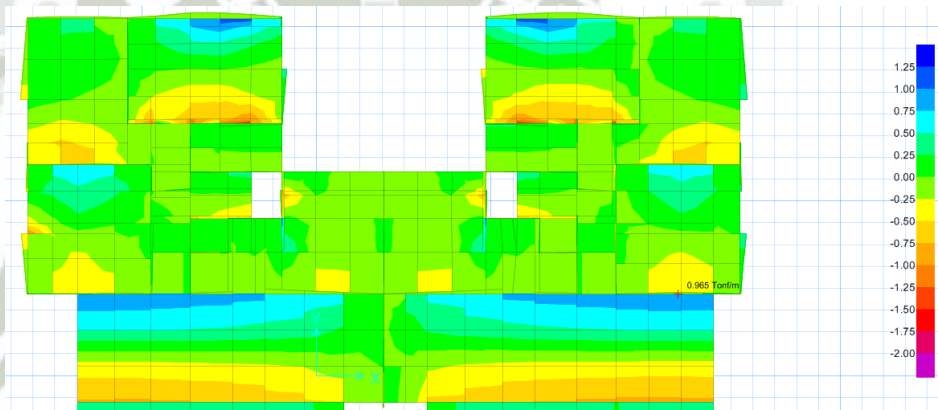


Figura 7.94: Fuerzas cortantes en losas correspondientes al 2do bloque
(Fuente: Safe)

Se calcula la cortante proporcionada por la losa $\emptyset VC = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (210) \cdot 100 \cdot 10.5 = 6.5 \text{ Tnf.}$, lo cual implica que es sumamente mayor a la cortante ultima.

En conclusión, la losa es similar a la losa que se propone en el anterior método.

7.4.2 DISEÑO DE MUROS

7.4.2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de muros de ductilidad limitada se hace de acuerdo a los estipulado en la norma E-060 de concreto armado Capítulo 21 título E-060 de concreto armado Capítulo 21 título 21.10 Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada.

El muro a ser diseñado se encuentra en la intersección de los ejes G y 5,10, el procedimiento de diseño es el mismo para el resto de los muros.

7.4.2.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se precede a analizar el muro más cargado para el diseño respectivo, se realiza el mismo proceso para los demás muros.

Se plantea a continuación una distribución de acero en el muro ubicado en la intersección del eje G y el eje 5,10.

Como se plantea anteriormente los 3 primeros pisos se asume una sección $e=0.15$ m y para los últimos 5 pisos se tiene secciones de 0.10 m.

- Altura de muros H: 19.60 m
- Longitud del muro: 7.425 m
- Espesor de muros: 0.15 m
- Área de la sección: 1.11 m
- Resistencia a compresión $f'c$: 210 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia: 4200 kg/cm³

- Fuerza axial amplificada (Pu): 181.41 tn.
- Momento amplificado Mu: 938.27 tn.m

Se puede obtener la esbeltez del elemento mediante la relación $H/L > 1$, reemplazando datos, $19.60/7.425$, obtenemos 2.64 siendo este valor mayor a 1, lo cual nos dice que es un muro esbelto.

Por lo tanto el muro se diseña como muro esbelto.

Se coloca un acero $\varnothing 3/8'' @ 20$ cm, en los borde confinados se coloca $2 \varnothing 5/8''$.

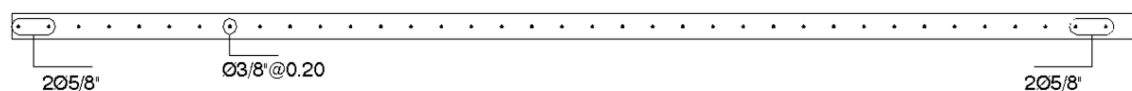


Figura 7.95: Distribución de acero en muro de ductilidad limitada
(Fuente: Safe)

Con dicho armado se tiene una cuantía de acero igual a 0.0028, siendo este valor superior a la cuantía mínima 0.0015

Se procede a establecer las cargas de diseño.

EN LA DIRECCIÓN X-X			
COMBINACIÓN	Pu (Tn)	Vu (Tn)	Mu(Tn)
1.4CM+1.7CV	166.59	0.79	16.84
1.25(CM+CV)+CS	164.47	75.67	931.69
1.25(CM+CV)-CS	164.47	75.67	-931.69
0.9CM+CS	115.15	75.32	949.84
0.9CM-CS	115.15	75.32	-949.84

EN LA DIRECCIÓN Y-Y			
---------------------	--	--	--

COMBINACIÓN	Pu (Tn)	Vu (Tn)	Mu(Tn)
1.4CM+1.7CV	166.59	0.79	16.84
1.25(CM+CV)+CS	164.47	4.95	167.31
1.25(CM+CV)-CS	164.47	4.95	-167.31
0.9CM+CS	115.15	4.61	160.73
0.9CM-CS	115.15	4.61	-160.73

Tabla 7.57: Cargas últimas para la dirección X y Y
(Fuente: Elaboración propia)

Se empieza a analizar a los muros en la dirección más desfavorable:

Para la dirección X:

$$hm = 19.60 \text{ m}$$

$$lmx = 7.425 \text{ m}$$

$$hm / lmx = 2 ; \alpha_x = 0.53$$

Se procede a calcular $\emptyset V_c$:

$$\emptyset V_c = \emptyset * A_c * \alpha * \sqrt{f_c} = 0.85 * (0.8 * 742.5) * 15 * \sqrt{210}$$

$$\emptyset V_c = 109.8 \text{ Tn}$$

Se procede a establecer las cuantías mínimas por cortante:

$$si Vu > 0.5 * \emptyset V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0025 \text{ y } \rho_v \geq 0.0025$$

$$si Vu < 0.5 * \emptyset V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0020 \text{ y } \rho_v \geq 0.0015$$

$$si \left(\frac{hm}{lm} \right) \leq 2, \text{ entonces: } \rho_v \geq \rho_h$$

$\emptyset V_{cx} \cdot 0.5 = 54.88$ y $V_u = 75.67$ entonces $V_u > 0.5 \cdot \emptyset V_{cx}$ se debe de cumplir las cuantías mínimas, para el acero horizontal la cuantía mínima es 0.0025 y para el acero vertical la cuantía mínima es 0.0025.

Con el refuerzo vertical distribuido y calculado en ambas direcciones se procede a generar el diagrama de interacción. En el mismo gráfico se ingresa los puntos correspondientes a las cargas últimas amplificadas provenientes de las combinaciones.

Según el programa Etabs con la extensión de Section Designer se procede a calcular el diagrama de interacción, para los diferentes estados de carga.

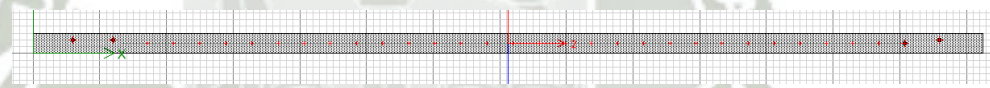


Figura 7.96: Muro diseñado con el programa Section Designer
(Fuente: Etabs)

Se procede a calcular los diagramas de interacción:

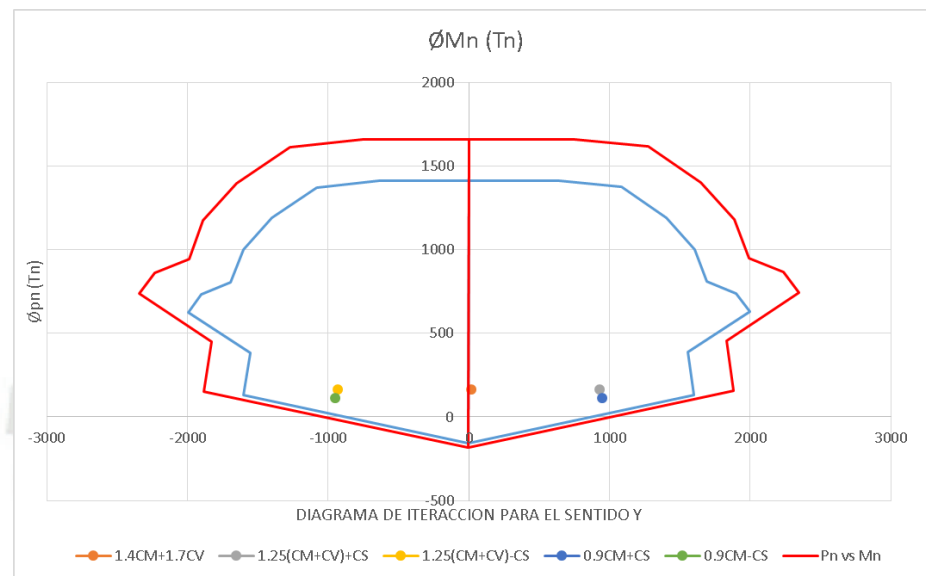


Figura 7.97: Diagrama de interacción para el sentido x
(Fuente: Etabs)

En la respectiva figuras, el diagrama dibujado de color azul es el correspondiente a la resistencia de diseño ($\phi P_n, \phi M_n$); y el diagrama dibujado de color rojo es el correspondiente a la resistencia nominal (P_n, M_n), el cual es necesario para el diseño por cortante mostrado más adelante.

Una vez que el diseño por flexocompresión se ha cumplido satisfactoriamente se debe verificar las especificaciones de la norma

en cuanto al momento de agrietamiento y la compresión en los extremos de los muros.

$$M_{ag} = \frac{I_g}{Y_t} \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right)$$

En la dirección X:

$$A_g = 1.11 \text{ m}^2$$

$$I_g = 5.12 \text{ m}^4$$

$$Y_t = 3.71 \text{ m}$$

$$S = I_x / X_t = 1.38 \text{ m}^3$$

$$P_u = 166.59 \text{ Tn}$$

$$M_{ag} = 1380000 \left(2\sqrt{210} + \frac{166590}{11100} \right)$$

$$M_{ag} = 607.07 \text{ Tn.m}$$

Para un $P_u = 166.59 \text{ Tn}$ se tiene un $M_{nx} = 1800 \text{ Tn}$ este Momento es mayor a $1.2 M_{ag} = 728.5 \text{ Tn.m}$, por lo tanto se cumple $M_n > 1.2 M_{ag}$.

Del cálculo presentado se puede concluir que con el refuerzo colocado se garantiza que la resistencia de diseño de la sección fisurada sea mayor que el momento flector que genera el agrietamiento por flexión

Para estudiar la necesidad de confinamiento en los bordes fue necesario hallar la profundidad del eje neutro de la sección "c".

Se sabe que si se cumple:

$$C \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

El muro necesitara de confinar por lo que primero se necesita hallar el valor de C:

$$C = \frac{As * fy}{0.9 * 0.85 * f'c * b}$$

Reemplazando los datos se obtiene el valor de $C=54.00$ cm

Luego se procede a calcular el valor de C producto de la deriva, el coeficiente ($\delta u/hm$), la deriva no puede ser menor de 0.005, en este caso la deriva ultima en dicho punto es 0.00029, por lo que se adopta el valor de 0.005, el valor de C calculado en según criterio de confinamiento es $C=248$ cm, este valor es superior $C=54$ cm por lo que no se requiere confinamiento

7.4.2.3 DISEÑO POR CORTE

La cortante de diseño Vu debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Donde Vua y Mua son las cortantes y el momento amplificado proveniente del análisis y Mn es el momento nominal resistente del muro

El cociente (Mn/Mua) no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

$$Mn=1800 \text{ Tn.m}$$

$$Mu= 949.84 \text{ Tn.m}$$

Se procede a calcular (Mn/Mu)= 1.89

Con este coeficiente se amplifica el valor del Vu :

$$Vu=Vua*(Mn/Mua)=75.67*1.89=143.016$$

La resistencia nominal al corte V_n no debe de ser mayor de:

$$\phi V_n \leq \phi 2.6 \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

Reemplazando la ecuación se tiene el $\phi V_{n\max} = 356.68$

El ϕV_c calculado anteriormente es 109.8 Tn, este valor es menor que el cortante máximo nominal.

Se procede a calcular el V_s :

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

El valor de V_s es negativo, es decir que el cortante que resiste el concreto es suficiente para resistir la cortante última. Por lo que la cuantía de acero horizontal es la mínima. Se propone colocar $1\phi 3/8" @ 0.20$, la cual da una cuantía de 0.0035 mucho mayor a la cuantía mínima $\rho_h = 0.0025$.

El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción.

$$\phi V_n = \phi u (N_u + A_v * f_y)$$

Donde:

$$\phi: 0.85$$

La fuerza normal N_u se calculó como 0.9 veces la carga muerta. El coeficiente "u" tiene un valor de 1.4 ya que se está considerando que el concreto a colocar es monolítico.

Datos:

$$N_u = 0.9 N_m = 0.9 * 58.39 = 52.55 \text{ Tn}$$

$$A_v = p_v * t * 100 = 0.0025 * 15 * 100 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 81.277$$

Siendo este valor $\phi V_n > V_u$, por lo tanto se garantiza que no se requiere ningún refuerzo adicional.

7.4.3 DISEÑO DE LA CIMENTACION

El uso de plateas de cimentación es usado con mayor frecuencia en estos tipos de sistemas estructurales, por la cantidad de muros de corte que se presentan, al diseñar zapatas combinadas estas se superponen, además, la platea reduce los asentamientos diferenciales que pueden producirse debido a las grandes cargas que se pueden presentar. Así mismo estas plateas deben tener uñas que garanticen una mejor adherencia entre la platea y el suelo,

Se procede a diseñar la losa de cimentación.

7.4.3.1 ESPESOR DE LA LOSA DE CIMENTACION

El espesor de losa de fundación se determina verificando el corte por punzonamiento y las longitudes de anclaje de refuerzo del muro.

7.4.3.1.1 DIMENSIONAMIENTO POR PUNZONAMIENTO

Para ello se observa la zona donde se concentra la mayor cantidad de esfuerzos axiales proveniente de las cargas estáticas, usando el programa Safe, se tiene el siguiente resultado.

Las cargas usadas son las estáticas, ya que la cimentación es un elemento que se diseña mediante un análisis cuasiestático, aunque algunos autores recomiendan utilizar un incremento del 30% por razones sísmicas.

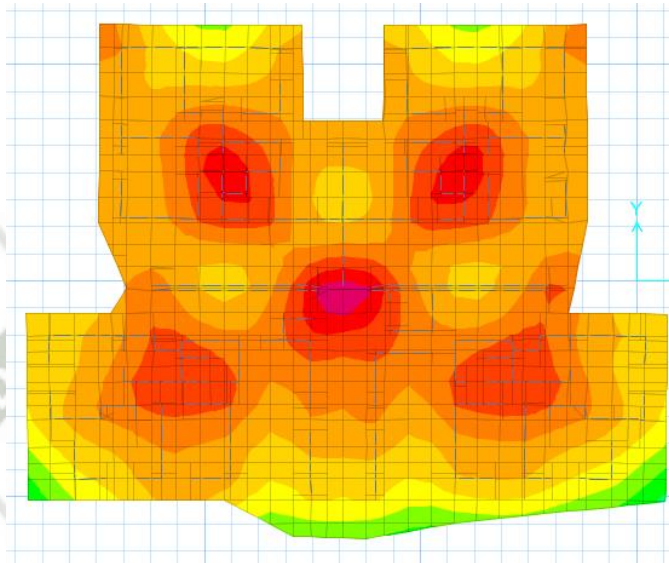


Figura 7.98: Esfuerzos generados por las cargas estáticas en losa de cimentación (Fuente: Safe)

Los mayores esfuerzos originados por las cargas estáticas se presentan en la placa ubicada entre el eje g y 14.

Se procede a calcular el peralte de la platea, amplificando las cargas estáticas en la placa donde se produce la mayor concentración de esfuerzos.

$$W_u = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$$

Con las formulaciones obtenidas se procede a revisar el peralte de la platea revisando la cortante proporcionado por el concreto:

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} * b_o * d ,$$

$$Vc = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{fc} \times bo \times d$$

Con los conceptos de punzonamiento proporcionados por la norma E.060.

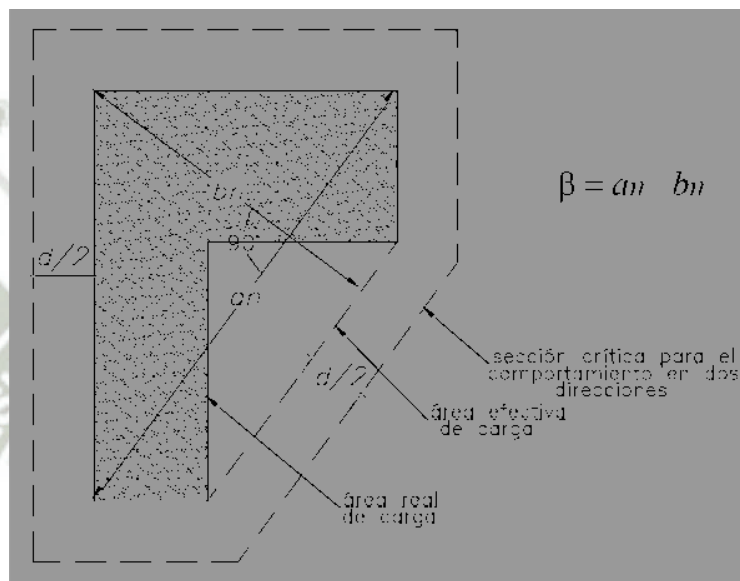


Figura 7.99: Valores de β en una area cargada no rectangular
(Fuente: R.N.E E.060)

Se procede a revisar el dimensionado por punzonamiento asumiendo que el punto más crítico en la platea es la esquina superior izquierda de la platea, correspondiente al segundo bloque.

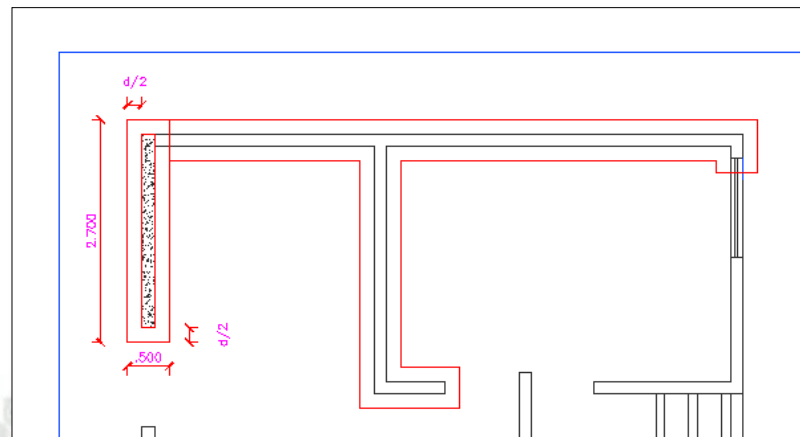


Figura 7.100: Muro analizado para la verificación del peralte de Platea de cimentación
(Fuente: Elaboración Propia)

Con la segunda ecuación se estará en las condiciones más desfavorables.

Usando la segunda ecuación de la cortante, obteniendo, $b_o = 6.40$ m (perímetro de punzonamiento) y un $\beta = 1$, asumiendo un d de 0.35 m (peralte de zapata): se tiene un $\phi V_c = 438.71$ Tn, se revisa $\phi V_c > V_u$:

$$V_u = \sigma u_1 * (A_z - A_o)$$

Como carga muerta se tiene $CM = 21.29$ Tn y como carga viva $CV = 4.05$ Tn.

$$W_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Se tiene como $W_u = 36.70$ Tn como $\sigma_u = W_u/A = 36.70/9.81 = 3.74$ Tn/m², lo que da un $V_u = 31.64$ Tn, siendo A_z el área de influencia de la cimentación de la placa y A_o el área de punzonamiento.

$$V_u < \phi V_c$$
$$31.64 \text{ Tn} < 438.71 \text{ Tn}$$

Queda definido el peralte de la losa de cimentación es $d = 0.35$ m y por efectos de considerar una longitud de anclaje para un acero $\phi 3/8$ " y asumiendo los recubrimientos necesario se opta por definir un peralte de 0.50 m.

La estructura ha sido modelada en el programa "SAFE" y los resultados de cargas y momentos para los casos de carga muerta y viva se han exportado del programa Etabs al programa "SAFE" en el cual se ha analizado la losa de cimentación y se han obtenido esfuerzos y cargas a las que está sometida la losa de cimentación.

7.4.3.1.2 REVISIÓN DE PRESIONES

Las presiones en la losa se controlan con el conocimiento de las cargas, las dimensiones de la cimentación y la excentricidad producida entre el centro de gravedad de la cimentación y el punto de aplicación de la resultante de las cargas actuantes.

$$\sigma = \frac{Q}{A} \times \left[1 \pm \frac{6e}{L} \right]$$

Se tiene que garantizar que el cimiento transmita un esfuerzo menor que el esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} y debe ser menor que $1.3\sigma_{adm}$ si es que se analiza por cargas de sismo.

Para la determinación del centro de gravedad se mantiene el centro de coordenadas globales el cual fue asignado a la losa en el programa Safe.

Se tiene un área de 523.49 m², un perímetro de 111.11 m y un centroide en las coordenadas x= -13.05 m y en y= -0.55 m

Para obtener el punto de aplicación de cargas. Con las cargas de servicio actuantes en la base se calcula el centro de cargas.

PCM= 3222.6	Tn	PCV= 554.0	Tn
MxCM= 900.41	Tn.m	MxCV= 108.53	Tn.m
MyCM= 42157	Tn,m	MyCV= 7276.6	Tn.m

$$x = \frac{MyCM + MyCV}{Pcm + Pcv} = \frac{Muy}{Pu} = 13.09 \text{ m}$$

$$y = \frac{MxCM + MxCV}{Pcm + Pcv} = \frac{Mux}{Pu} = 0.26 \text{ m}$$

De dichos resultados se puede determinar que no existe mucha excentricidad entre el centro de masas y el centro de aplicación de las fuerzas resultantes, esto significa que no ocasionara ningún problema de volteo.

A continuación se revisa la presión originada por las cargas actuantes en la losa de cimentación teniendo en cuenta que la presión admisible del suelo sea mayor que la presión proporcionada por cargas estáticas.

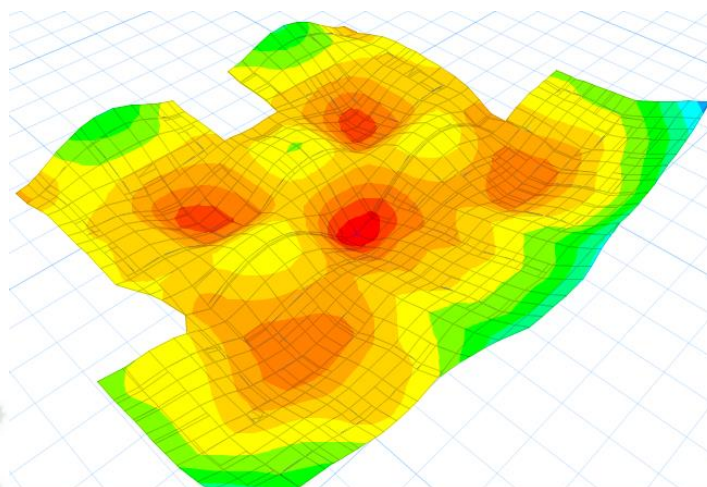


Figura 7.101: Deformada de Platea de cimentacion
(Fuente: Safe)

De esta manera se encuentra que el máximo esfuerzo originado por las cargas estáticas (CM + CV) es de 0.51 kg/cm² siendo este valor menor que el capacidad admisible proporcionada por el suelo que es de 4.11 kg/cm².

7.4.3.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

De acuerdo a las combinaciones de diseño se toma la combinación estática 1.4CM+1.7CV, para el diseño de la platea, se tiene conocimiento que esta platea se encuentra adherida al suelo, por lo que se puede considerar infinitamente rígida en su plano, con este concepto se puede decir que la cimentación estará afectada por las cargas estáticas.

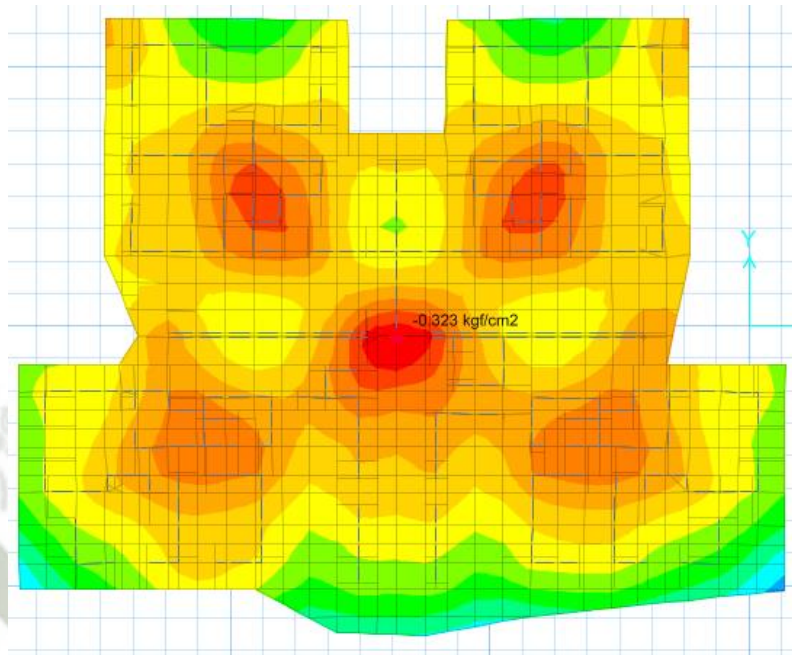


Figura 7.102: Reaccion del suelo frente a la combinación de carga estática
(Fuente: Safe)

De acuerdo a la combinación de las cargas estáticas, se tiene un esfuerzo de 0.51 kg/cm^2 , lo cual indica que el suelo está en compresión, así mismo se tiene asegurado que el suelo no fallará por compresión ya que posee una capacidad portante de 4.11 kg/cm^2 .

A continuación se muestra los momentos generados por las envolventes de diseño, se utiliza franjas de diseño de un metro de ancho tributario para poder diseñar la platea.

Sabiendo que $\phi=0.9$ y b es el ancho de la franja considerada en el diseño.

El diseño de la fundación se realiza bajo esta filosofía, en este caso, tanto en la zona a compresión como en la zona a tracción se utiliza una malla de refuerzo en dos direcciones como respuesta a los momentos que da las condiciones de carga de las envolventes.

Se presenta los aceros calculados para la dirección “x” y “y”.

EN DIRECCION X-X		EN DIRECCIÓN X-X	
MOMENTO (-) (MAX)	0.95 Tnf.m	MOMENTO (+) (MAX)	2.35 Tnf.m
ANCHO (b)	100 cm	ANCHO (b)	100 cm
PERALTE (d)	42,5 cm	PERALTE (d)	42,5 cm
CUANTIA MINIMA	0,0024	CUANTIA MINIMA	0,0024
As min	10,2 cm ²	As min	10,2 cm ²
As calc	0.59 cm ²	As calc	1.47 cm ²
USAR	1/2" @ 12.5 cm	USAR	1/2" @ 12.5 cm

Tabla 7.58: Cálculo de acero en platea de cimentación para la dirección X-X
(Fuente: Elaboración propia)

A modo de verificación se muestra los aceros requeridos por el programa SAFE. En la dirección “X”

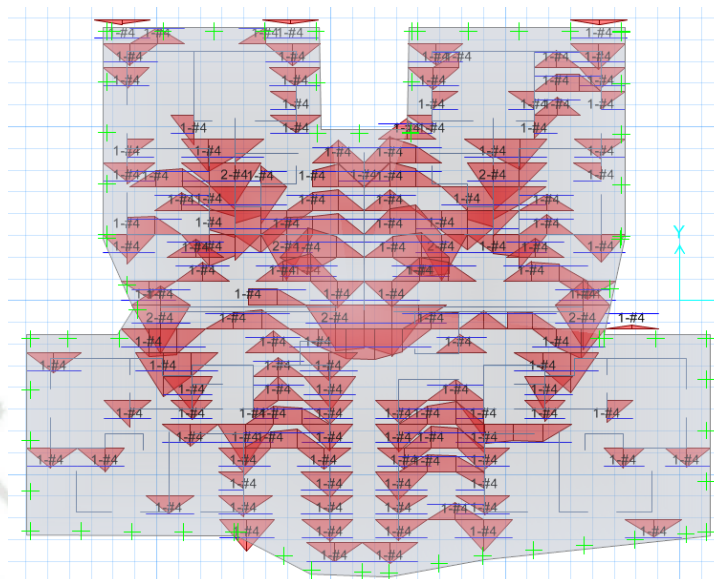


Figura 7.104 Requerimiento de acero en la dirección X-X
(Fuente: Safe)

A continuación se muestra los momentos en la dirección “y” generados por la envolvente de diseño.

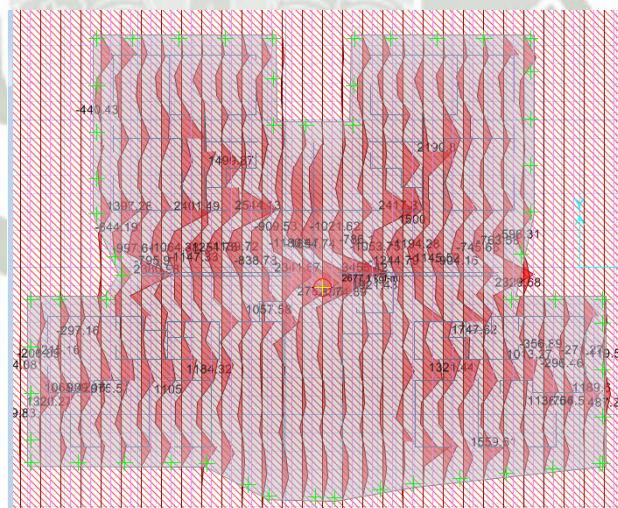


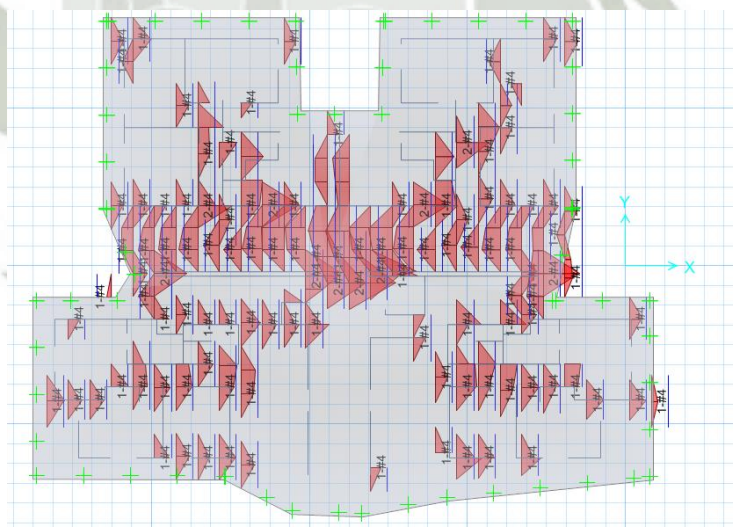
Figura 7.105: Momentos generados por las cargas amplificadas en la dirección Y-Y
(Fuente: Safe)

De acuerdo a los momentos producido por la envolvente en las franjas de diseño en la dirección “Y”, se calcula el acero requerido.

EN DIRECCIÓN Y-Y			EN DIRECCIÓN Y-Y		
MOMENTO (-) (MAX)	-1.24	Tnf.m	MOMENTO (+) (MAX)	3.37	Tnf.m
ANCHO (b)	100	cm	ANCHO (b)	100	cm
PERALTE (d)	42,5	cm	PERALTE (d)	42,5	cm
CUANTIA MINIMA	0,0024		CUANTIA MINIMA	0,0024	
As min	10,2	cm ²	As min	10,2	cm ²
As calc	0.78	cm ²	As calc	2.12	cm ²
USAR ρmin	1/2" @ 12.5 cm		USAR	1/2" @ 12.5 cm	

Tabla 7.59: Cálculo de acero en platea de cimentación para la dirección Y-Y
(Fuente: Elaboración propia)

A continuación se presenta los aceros calculados por el mismo programa el cual nos sirve como verificación.



Una vez conocido los momentos y calculados los aceros, se define el acero inferior $\varnothing \frac{1}{2}$ " espaciada a 12.5 cm en ambas direcciones y para el acero superior es $\varnothing 1/2$ " espaciada a 12.5 cm en ambas direcciones.

Se puede concluir que nuestra malla cumple con los requerimientos mínimos de la norma.





CAPITULO 8

ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO Y PLAZOS DE EJECUCION



CAPÍTULO VIII: ANÁLISIS COMPARATIVO ECONOMICO Y PLAZOS DE EJECUCION

8.1 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

A continuación se realiza un análisis desde el punto de vista constructivo acerca de los sistemas planteados (Dual y MDL), con la finalidad de establecer ciertas diferencias constructivas. Las fallas constructivas se ven reflejado en futuras reparaciones lo cual implica un gasto adicional para el ejecutor de obra.

Los procedimientos constructivos característicos del sistema dual son las excavaciones para cimientos, encofrado de placas y columnas, concretos para placas, columnas y vigas, encofrados de losas, vigas y placas, la tabiquería se realiza posteriormente se haya culminado los trabajos en los elementos sismoresistente (columnas, placas y vigas) y estos pueden ser de mampostería o de Drywall, a diferencia de lo sistemas de MDL estos son más modulares y rápidos, se empieza con la excavación y rellenos compactado del terreno para la construcción de la platea de cimentación, posteriormente se realiza encofrado de los bordes de la platea y el vaciado del concreto, para la construcción de los muros se puede realizar de dos formas según sea el tipo de encofrado, se puede vaciar monóticamente los muros con las losas o independientemente se puede vaciar solo los muros y

posteriormente las losas, su procedimiento constructivo es más rápido ya que se utiliza bombas para el llenado del concreto, en complejos habitacionales se puede modular el llenado del concreto pudiendo vaciar hasta 4 departamentos en una jornada.

Uno de los principales problemas en los sistemas de MDL es que se requiere mayor control en el vaciado del concreto, el realizar vaciados masivos sin el debido cuidado podría ocasionar cangrejeras y posteriormente fisuras, al tener más concreto nuestra estructura requiere un mayor control. A continuación se muestra un análisis más detallado de los procesos constructivos.

8.1.1 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN EL SISTEMA DUAL

Para el proceso constructivo del sistema dual, se hace referencia a las actividades más resaltantes y típicas desde el punto de vista estructural.

8.1.1.1 SOBRE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS

Con respecto al sistema Dual, los movimientos de tierras más importantes son las excavaciones, que dependen del tipo de cimentación, a diferencia de los MDL, esta cimentación son generalmente zapatas asiladas, combinadas y cimientos corridos.

Por lo general los movimientos de tierras son manuales para las zapatas asiladas, estas zapatas son previamente trazadas de acuerdo al plano de cimentaciones. A diferencia de los MDL que los movimientos de tierras son generalmente mínimos, en estos sistemas

las excavaciones son manuales y si son grandes volúmenes se provee de maquinaria, en los sistema de MDL se suele realizar rellenos controlados y compactados, por lo que se requiere un mejor control en obra.



Figura 8.107: Excavación de zapatas aisladas
(Fuente: Internet)

8.1.1.2 CIMENTACIÓN

Con respecto a la cimentación, se recurre más a la construcción de zapatas aisladas, conectadas y combinadas, una vez trazado en el terreno y excavado para las zapatas, se procede a vaciar el concreto que generalmente es de $f'c=210$ kg/cm², por lo general no se tiene grandes volúmenes de concreto con lo que se suele vaciar con la ayuda de bugies y el mezclado se suele realizarse mediante trompos, el vaciado se realiza posteriormente se halla colocado el armado de la columna y con la ayuda de dados de concreto se provee del recubrimiento requerido, antes del vaciado se suele colocar un capa

de concreto pobre llamado solado, para garantizar la nivelación, en caso de no tener un buen suelo se suele colocar concreto ciclópeo en la base de la zapata, posteriormente se vaciara la zapata. A diferencia de los MDL la cimentación está compuesta generalmente por plateas de cimentación que pueden ser vaciadas con concreto premezclado en Mixers y vaciados con bombas de concreto etc., haciéndose más rápida la ejecución.



Figura 8.108: Vaciado de concreto en zapatas
(Fuente: Internet)

8.1.1.3 PLACAS Y COLUMNAS

8.1.1.3.1 ENCOFRADO

El tipo de encofrado puede ser de madera o metálico, la diferencia recae en el precio y las ventajas de cada tipo de encofrado, normalmente cuando se tiene variedad de placas en sus dimensiones y cuando no se tenga la calidad de operarios encofradores se suele realizar el encofrado mediante paneles de

madera, siendo estos más económico y más usados en el mercado, el encofrado de madera requiere un tratamiento especial antes de ser colocado, se le provee de un desmoldante para facilitar el desencofrado, antes de colocar el encofrado se debe de realizar el trazado de la sección de la columna o placa, posteriormente se fija el encofrado mediante apuntalamientos de madera y se asegura las formas con listones para evitar cualquier deformación durante el vaciado, el encofrado de madera requiere más cuidado ya que la mayoría de errores constructivos se refiere a la calidad de mano de obra en el encofrado, la falta de experiencia y la rapidez son factores que influyen en un mal encofrado. Sin embargo hay que resaltar que el encofrado de madera es el más utilizado en el medio, por su antigüedad muchos operarios cuentan con la experiencia en este tipo de encofrados.

El encofrado se realiza posteriormente se halla vaciado la cimentación con el armado de la placa o columna, se utiliza dados de concreto para asegurar los recubrimientos requeridos, después unos días del vaciado se procede a retirar el encofrado para luego ser tratado y poder ser reutilizado.

8.1.1.3.2 ACERO

El acero que se utiliza generalmente es de grado 60 y con un $f_y=4200$ kg/cm². Las canastillas son armadas en un área especial en obra, se suele colocar el acero horizontal una vez vaciada la cimentación, los errores más comunes sucede cuando el acero vertical no cumple los espaciamientos que se muestran en planos, igualmente sucede con el acero vertical, por la rapidez y falta de buenos operarios encofradores, ocasiona que se cometa errores

que en obra no son apreciables, los estribos son armados en bancos especiales, en obra la mayoría de operarios por la rapidez de sus trabajos no cumple con las dimensiones que se especifican en los respectivos planos, convirtiéndose en un error muy frecuente.

Una vez colocado el acero y estando listos para el encofrado de la placa o columna, se procede a revisar los espaciamientos del acero vertical y horizontal, garantizándose de que cumplan con los espaciamientos mostrados en planos, se debe tratar de que el acero este limpio de cualquier lechada de concreto o suciedad. A diferencia de los sistemas MDL, este sistema requiere de un mayor control en las placas ya que estas son confinadas y es necesario que el acero de confinamiento sea el adecuado.

8.1.1.3.3 CONCRETO

El concreto a usar generalmente es de $f'c=210$ kg/cm², para el vaciado se suele usar winhes o mediante tarros o baldes, dependiendo de la altura, el concreto presenta mayor consistencia en comparación al concreto que se utiliza en sistema de MDL, generalmente su Slump está alrededor de 4" mientras que para el sistema de MDL es de 6", cuando se vea necesario se puede usar concreto premezclado y puede ser vaciado mediante una bomba de concreto, dependiendo del tipo de edificación, se requiere controlar el vaciado mediante ensayos de rotura por lo que se toma testigos de pruebas o probetas de concreto, a diferencia de los MDL en el sistema dual se puede vaciar manualmente mediante trompos y buguis, lo cual hace más demoroso el vaciado, se utiliza más personal y en muchas ocasiones se requiere de armar andamiaje o caminos provisionales para llevar los buquies, para evitar las

cangrejeras se hace ventanas de vaciado que permitan que el concreto llegue a todas partes, una ventaja del sistema dual es que se puede controlar mejor los vaciados de las placas ya que son vaciados puntuales, en el sistema dual se presenta menor cantidad de encofrado que el sistema de MDL. La mayor cantidad de fallas constructivas en los vaciados de columnas y placas son las cangrejeras o la presencia de pandeos en placas y columnas, producto de un mal encofrado.

8.1.1.4 VIGAS Y LOSAS

8.1.1.4.1 ENCOFRADO

El encofrado de losas y vigas generalmente se hacen con paneles de madera, las vigas y las losas se vacían conjuntamente.

Para las losas se usa tablonés de madera en caso de ser losas aligeradas se debe considerar el espaciamiento de los ladrillo de techo. En caso de ser maciza se suele usar encofrado metálico ya que provee un buen acabado y garantiza la uniformidad del vaciado, puede también se puede usar encofrado de madera pero teniendo en cuenta que esta deberá tener una superficie regular. Todo el encofrado de losa debe estar apuntalado sobre una superficie segura.

Los elementos principales de los encofrados de vigas son: el fondo del encofrado, los tableros de los costados formados por tablas, barrotes y tornapuntas de soporte, y las "T", formada por los cabezales, los pies derechos* y las crucetas.

El fondo generalmente está formado por tablas o tablones de 1 1/2" de sección por el ancho que corresponde al ancho de las vigas.

En los tableros de los costados, se emplea tablas de 1" o de 1 1/2" montadas sobre barrotes de 2" x 3" o 2" x 4" de sección.

Las "T" de madera cumplen la función de soportar las cargas. Los pies derechos y cabezales deben tener secciones de 2" x 3" o 2" x 4" y la altura requerida para alcanzar el nivel del vaciado.

En primer lugar, se colocan los pies derechos que soportan el encofrado. Éstos se regulan al contacto con el suelo por medio de cuñas de madera. Por ningún motivo se debe utilizar piedras, cartón o cualquier otro material débil, pues pueden fallar con el peso al que son sometidos.

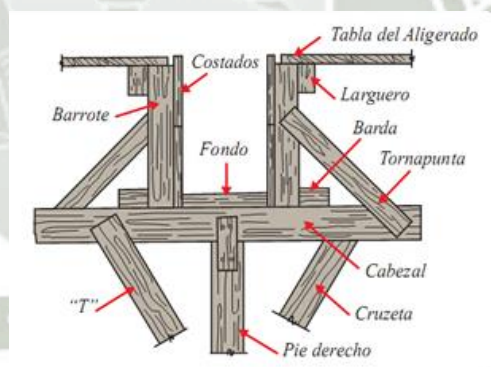


Figura 8.109: Encofrado de Vigas
(Fuente: Internet)

La distancia entre estos pies derechos debe ser como máximo de 90 cm, de ser mayor se podrían producir hundimientos en el entablado.

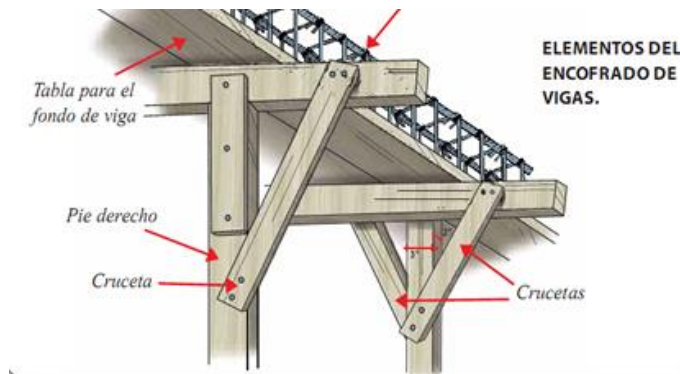


Figura 8.110: Elementos del encofrado de vigas
(Fuente: Internet)

Los tablonces o tableros de los costados, que sirven para dar forma a la sección de viga, cuentan con espaciadores de madera y pasadores de alambre N° 8. Con estos dos elementos se garantiza que el ancho de las vigas sea el que se especifica en los planos.

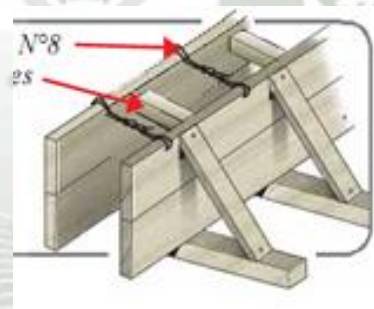


Figura 8.111: Espaciadores en encofrados
(Fuente: Internet)

Los barrotes, que sirven de apoyo a los tablonces de los costados de la viga, son soportados por elementos diagonales llamados tornapuntas, que los arriostran con los cabezales de las "T".

Una vez armado el encofrado, debe verificarse que esté perfectamente horizontal. Para eso, contamos con la ayuda de un nivel de mano.

Para el desencofrado de losas de hasta 6m se puede desencofrar a los 14 días y para mayores luces a los 21 días, para el fondo de vigas de hasta 3 m se puede desencofrar hasta los 7 días, para luces de 3 a 6m es desencofrado a los 14 días y para luces mayores de 6 m es 21 días

8.1.1.4.2 ACERO

Para el acero se debe asegurar que el encofrado se encuentre en óptimas condiciones, que se halla revisado las dimensiones del encofrado y que estén de acuerdo a los planos estructurales. El acero debe de cumplir con los espaciamientos indicado en los planos, el error más común es que en el momento de la colocación del acero no se revisa los espaciamientos ni recubrimientos, esto se puede notar cuando después del vaciado se logra a ver el acero, este error es frecuente cuando no se tiene una buena calidad de operarios. Con respecto a las losas, se debe tener en cuenta el refuerzo negativo, muchos no consideran el acero en el encuentro entre losa y viga, siendo perjudicial para el comportamiento de la estructura, muchos errores constructivos se ven en el armado de las vigas, son pocas personas las que revisan el espaciamiento de los estribos así mismo se puede decir que para el sistema dual se requiere un buena calidad de operarios y profesionales que puedan controlar el procedimiento constructivo.

8.1.1.4.3 CONCRETO

El vaciado de las losas se hace conjuntamente con las vigas, se realiza mediante winches o baldes concreteros dependiendo de la

altura de la edificación, es necesario controlar el vibrado ya que en muchas ocasiones se forman cangrejas en las vigas, un error común en este sistema es el curado del concreto, es necesario realizar un curado adecuado ya sea aplicando productos químicos o con agua, el curado debe realizarse por lo menos hasta que el elemento alcance la resistencia requerida.

Cuando se trata de losas de gran dimensión se suele usar concreto premezclado y mediante bombas de concreto se realiza el llenado, esto es más frecuente cuando son losas macizas, en el sistema dual se requiere que haya monolitismo entre losa y viga, que exista una buena conexión entre viga y columnas y que ayude a formar un nodo compacto, ya que es necesario que este tenga una buena rigidez por lo mismo que en este punto se concentra grandes esfuerzos, por lo general en sistemas duales donde las luces de las losas son pequeñas y además son nervadas se suele usar un vaciado manual mediante buguis y trompo, a diferencia del sistema de MDL que generalmente son losas macizas y que se suelen vaciar con concreto premezclado mediante bombas de concreto.

8.1.2 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Este sistema cada vez se ha sido innovando, creándose nuevas técnicas constructivas, la inclusión de nueva tecnología ha hecho que se tenga un sistema muy práctico, donde se ha logrado optimizar los trabajos constructivos haciéndolos más rápidos y eficientes.

8.1.2.1 SOBRE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS

Usualmente la cimentación se realiza bajo rellenos controlado a fin de reducir los volúmenes de corte del material, generalmente estos suelos tienen capacidades admisibles mayores a 4 kg/cm^2 , la compactación del material se realiza bajo capas de 30 cm como máximo, controlando la compactación mediante ensayos de compactación usando el cono de arena.



Figura 8.112: Relleno compactado
(Fuente: Internet)

8.1.2.2 CIMENTACION

Antes de construir la platea de cimentación se realiza el trazado perimetral y replanteo topográfico de la misma. Luego se retira una profundidad determinada del suelo y se procede a colocar el relleno compactado.

El relleno por lo general se compacta en capas de 15 o 20 cm, siendo las primeras capas compactadas al 95% del proctor modificado y la última capa al 99% del proctor modificado. Por lo general se utiliza afirmado granulado, y es compactado con rodillo.

Una vez colocado el relleno compactado se realiza la excavación de los dientes de la platea de cimentación.

La cimentación suele ser concreto con plastificantes con un slump de 6" y para confinar se cuenta con vigas de borde de 25 x 40 cm aprox, se puede utilizar mallas electro soldadas o acero convencional.

El uso de plateas a diferencia de otros tipos de cimentación de muros (Cimientos Corridos), permiten una mejor programación de los sectores de trabajos, así como también un ahorro en las partidas de encofrado (solo se encofra el friso de 20cm.), rapidez en el armado de acero (uso de mallas electro soldadas), y ahorro de material (Rellenos y Falso pisos).



Figura 8.113: Plateas de cimentación
(Fuente: Internet)

8.1.2.2.1. ENCOFRADO

Para los límites de la cimentación se utiliza encofrado tradicional de madera y no se emplea desmoldante.



Figura 8.114: Encofrado de Frisos en losa de cimentación
(Fuente: Internet)

8.1.2.2.2 ARMADO

Primero se procede a armar y colocar los refuerzos de los dientes en su posición para luego colocar el refuerzo de la cimentación (mallas y bastones) y las tuberías.



Figura 8.115: Colocado de acero en los dientes de la cimentación
(Fuente: Internet)

El refuerzo consta de dos capas (superior e inferior), y bastones generalmente por debajo de los muros principales. Para dejar una adecuada separación entre las capas de acero y el suelo se emplean burritos de acero y dados de concreto.

Durante el armado del refuerzo distribuido se colocan las tuberías en posición. Como paso final, se colocan las espigas en las zonas de los muros.

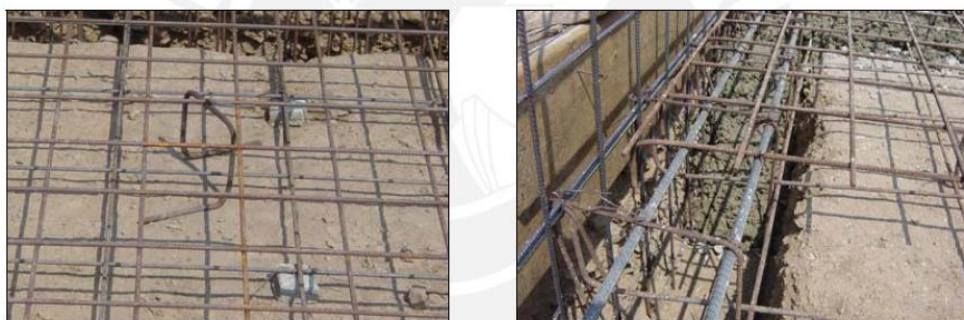


Figura 8.116: Burritos de acero y dado de concreto
(Fuente: Internet)

8.1.2.2.3 VACIADO DE CONCRETO

Previo al vaciado se humedece el suelo para evitar que éste absorba agua de la mezcla de concreto. Por lo general se utiliza concreto premezclado para la construcción de la cimentación y el llenado se realiza mediante una bomba. Cuando se vacían volúmenes no muy grandes, éste es realizado con la ayuda de boggies (carretillas).



Figura 8.117: Vaciado de la cimentación
(Fuente: Internet)

Una cuadrilla de vaciado para un edificio típico podría estar conformada por cinco obreros, dos encargados de maniobrar la manguera de la bomba, dos encargados de vibrar el concreto y uno encargado de alisar la superficie con una regla.

8.1.2.2.4 CURADO

El curado de la platea de cimentación por lo general se realiza empleando agua y cobertores de yute. Se rocía agua en abundante cantidad sobre la platea, luego se colocan las cubiertas de yute, y por último, se vuelve a rociar agua sobre ellas. Se realiza un regado constante por un periodo de 7 días.



Figura 8.118: Curado de cimentación
(Fuente: Internet)

En pocos casos se emplean curadores químicos, los cuales se rocían sobre la cimentación por un periodo de 3 días, pero el tránsito de personas por encima de la cimentación en este periodo puede desgastarlo, impidiendo que este cumpla su función.

8.1.2.2.5 ACABADO

En algunos casos se le suele dar un tratamiento de rayado a la platea en la zona de los muros, sin embargo, este procedimiento, a pesar de ser conveniente, es poco común.

8.1.2.3 MUROS

Estos muros tienen espesores de 10,12 y 15 cm, siendo el más común el de 10 cm.

El refuerzo en los muros de ductilidad limitada se clasifica en dos partes:

La primera parte el refuerzo que se encuentra distribuido a lo largo del muro en la parte central y que viene a ser la malla electro soldada y la segunda parte los refuerzos que se encuentran en los extremos del muro y que son de varilla corrugada.



Figura 8.119: Muros típicos en el sistema de MDL
(Fuente: Internet)

8.1.2.3.1 ENCOFRADOS

Equipo de trabajo utilizado en la construcción de estructuras de concreto, consistente en moldes de madera o de metal destinados a contener el hormigón hasta su endurecimiento o fraguado.

Para el vaciado del hormigón en los muros generalmente se emplean encofrados metálicos, sin embargo también se utilizan encofrados de madera (artesanales)

Los encofrados metálicos comúnmente utilizados son los de aluminio (FORSA), que están hechos en aluminio estructural, con perfiles extruidos y machimbrados de gran resistencia que se ensamblan entre sí de manera ágil y fácil.

Este tipo de encofrados metálicos ofrece una gran ventaja, la resistencia al pandeo, lo que garantiza un correcto acabado y el perfecto alineamiento vertical de las estructuras.

El encofrado de muros y losas es monolítico y permite poder realizar el desencofrado al día siguiente de todos los elementos, excepto las planchas centrales (losa puntal) las cuales se encargan de controlar las deflexiones hasta que el concreto obtenga una resistencia que permita a la losa sostenerse por sí misma.



Figura 8.120: Encofrado de muros en el sistema de MDL
(Fuente: Internet)

Las planchas de encofrado vienen con un sistema de refuerzos transversales, instalados cada 30 cm, que garantizan un mejor comportamiento a la deformación de los paneles en servicio. Asimismo se manejan paneles estándar en anchos entre 15 y 80 cm con alturas de 230 y 240 cm. que permiten un fácil transporte manual (Peso máximo de formaleta de 38 Kg.)

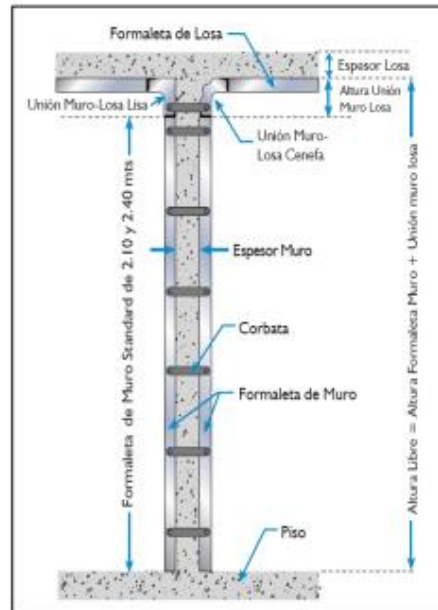


Figura 8.121: Planchas metálicas en el encofrado de MDL
(Fuente: Internet)

Asimismo, el encofrado de muros y losas es monolítico y permite poder realizar el desencofrado al día siguiente de todos los elementos, excepto las planchas centrales (losa puntal de 10x30, 25x20, 20x120), las cuales se encargan de controlar las deflexiones hasta que el concreto obtenga una resistencia que permita a la losa sostenerse por sí misma.



Figura 8.122: Encofrado metálicos y de madera presanda en el sistema de MDL
(Fuente: Internet)

El procedimiento constructivo que se suele seguir para el encofrado de muros incluye los siguientes pasos: trazado de la zona a encofrar, colocación de los escantillones, colocación de las instalaciones sanitarias y eléctricas, aplicación del desmoldante a los paneles y colocación del encofrado nivelado y aplomado.

La aplicación de la capa de desmoldante al encofrado permite un adecuado desencofrado y mejora el acabado del concreto.

Para evitar que los paneles de encofrado se junten se utilizan separadores también llamados corbatas de 10 cm a cada 1.5 m. Así mismo con el fin de facilitar la colocación del encofrado se emplean topes, que son muretes de un espesor igual al del muro y de aproximadamente 5 cm de altura. Otra técnica usual es la construcción de dados de concreto como topes para los encofrados. Tanto los topes como los dados, son hechos con una mezcla de concreto simple, sin especificaciones técnicas o diseño de mezcla.



Figura 8.123: Corbatas, muretes de concreto para encofrados y dados de concreto (Fuente: Internet)

8.1.2.3.2 ARMADO

El acero es habilitado previo a su colocación (cortado y doblado de ganchos). Durante la colocación del acero se verifica la concordancia

del acero colocado (números y diámetros) respecto a lo especificado en el plano estructural.

En el primer piso, el refuerzo vertical es amarrado a las espigas de la cimentación y en el resto de niveles al acero de los muros del piso inferior. Primero se coloca el acero distribuido y luego el acero concentrado. Cuando se emplea acero corrugado para el refuerzo distribuido se atortolan los empalmes con alambre # 8.

Se utilizan separadores para asegurar que el refuerzo esté centrado y cuente con el recubrimiento necesario.

8.1.2.3.3 VACIADO DE CONCRETO

Existen dos métodos usuales para el llenado de muros. El primero y más común, consiste en vaciar conjuntamente los muros y la losa para una zona o sección del edificio en construcción. En este método se encofran conjuntamente los muros y las losas de un departamento o un sector del edificio. Se realiza primero el vaciado de los muros y luego el de la losa inmediatamente en la misma operación. Es muy común en este método la utilización de encofrados metálicos ligeros FORZA. Esta práctica se realiza a pesar de ser prohibida por los requerimientos del ACI-318.



Figura 8.124: Vaciado conjunto de muros y losa
(Fuente: Internet)

El segundo método consiste en primero vaciar los muros y luego, el día siguiente, vaciar la losa. Para lograr una buena adherencia entre ambos elementos la superficie del muro se deja sin alisar. Antes de vaciar la losa se coloca una capa de lechada de cemento o de epóxico a la parte superior de los muros para lograr una adecuada adherencia en la unión muro – losa. Por lo general, se emplean los encofrados ULMA o EFCO.

El vaciado de los muros se realiza empleando concreto premezclado y el llenado se ejecuta mediante la utilización de una bomba. Una cuadrilla típica podría estar compuesta de seis obreros, dos encargados de maniobrar la manguera de la bomba, dos encargados de vibrar el concreto con vibradores aguja y dos encargados de golpear el encofrado con una comba de goma para asegurar que no se formen burbujas de aire y evitar cangrejas. Se verifica que la mezcla de concreto tenga el slump especificado en el diseño, el cual suele variar entre 6” y 8” para los muros.



Figura 8.125: Vaciado separado de muros y losa
(Fuente: Internet)

El procedimiento de vaciado se realiza en tres capas a tercios del encofrado, vibrando la mezcla durante 3 segundos como mínimo cada 40 cm y asegurando un vaciado homogéneo entre el vaciado de cada capa. En algunos casos se opta por realizar el vaciado de los muros desde el centro de estos, para que así, el concreto vaya escurriendo hacia los costados de manera homogénea, con el fin de disminuir las cangrejeras.

El vaciado de los muros se realiza de forma modular. Cada departamento es vaciado por separado repitiendo la misma forma en todos los departamentos y pisos llegando así al famoso método de construcción de estos edificios que es conocido como “un departamento por día”. Es por esto que las juntas se realizan en la unión entre departamentos. Para asegurar un espaciamiento adecuado entre bloques estructurales por lo general se emplean planchas de tecnopor como separador de junta.

8.1.2.3.4 DESENCOFRADO

Los muros son desencofrados al día siguiente del vaciado, por lo menos doce horas después.

8.1.2.3.5 CURADO

El curado por lo general se hace con un curador químico el cual es rociado sobre el muro por ambos lados hasta dejar una capa delgada. Este proceso se realiza por 3 días, y dependiendo del clima el curador se puede rociar más de una vez al día. En algunos casos el curado se realiza con agua que es rociada sobre los muros por un periodo de 3 días.

8.1.2.3.6 RESANE DE MUROS

Luego de realizar el desencofrado se debe verificar que los muros no tengan imperfecciones superficiales, las cuales necesitan ser resanadas.



Figura 8.126: Imperfecciones previas al resane y muro luego del resane.
(Fuente: Internet)

8.1.2.4 LOSAS MACIZAS

Las losas empleadas para este el sistema de muros de ductilidad limitada son por lo general losas bidireccionales macizas.

El espesor de la losa es igual al espesor de los muros, esto para que al vaciar el sistema sea monolítico. Los muros y las losas presentan casi siempre el mismo espesor debido a que estos son vaciados, al mismo tiempo.

8.1.2.4.1 ENCOFRADO

Para el vaciado de las losas por lo general se emplean encofrados metálicos, sin embargo también se pueden emplear encofrados de triplay o planchas de madera prensada. Los más comunes en el mercado son los encofrados metálicos EFCO, los encofrados de aluminio FORZA y los encofrados de madera prensada ULMA.



Figura 8.127: Encofrado metalico de losa.
(Fuente: Internet)

El encofrado de las losas incluye los siguientes pasos: se coloca el desmoldante a los paneles, se verifica la modulación, se controlan los niveles y se colocan y apuntalan los paneles.

Una cuadrilla típica de encofrado podría constar de un capataz, 2 operarios y 3 peones.

8.1.2.4.2 ARMADO

Se debe verificar que los refuerzos se coloquen según las especificaciones de los planos. Primero se coloca la malla o acero corrugado y después los bastones. En caso de emplear acero corrugado se procede a doblar ganchos en la salida de muros.

Cuando se usa doble malla se colocan separadores entre el refuerzo inferior y el encofrado de cómo mínimo 2 cm, mientras que la malla superior se separa con burritos de acero. Para el caso de una sola malla (losa de 10cm) se usan separadores de aproximadamente 4 a 4.5 cm



Figura 8.128: Separadores plasticos para encofrado metalico.
(Fuente: Internet)

8.1.2.4.3 CONCRETO

El vaciado de la losa es similar al vaciado de la cimentación. Una cuadrilla típica podría constar de seis obreros, dos encargados de maniobrar la manguera de la bomba, dos encargados de vibrar el concreto con vibradores, uno encargado de alisar la superficie con una regla y un ayudante encargado de acomodar el concreto con una pala.

Tal como se explicó en los muros, existen dos métodos usuales de vaciado de losas. El primer método y el más común, consiste en vaciar en conjunto el muro y la losa, mientras que el segundo método consiste en primero vaciar los muros y luego el día siguiente vaciar la losa.

El vaciado de la losa, al igual que el de los muros se realiza de forma modular, es decir se realiza el vaciado de cada departamento por separado. Es por esto que la planificación adecuada de juntas de construcción resulta muy importante.

En muchos casos, la junta entre distintos paños de la losa se deja lisa, sin embargo es preferible dejar una junta rugosa e irregular para una mejor adherencia entre ambas losas.

El procedimiento que se suele seguir para el vaciado de las losas es el siguiente: se verifica el slump del concreto que suele estar entre 5" y 6" y se vacía vibrando a cada 30 cm de distancia durante 3 segundos.

8.1.2.4.4 DESENCOFRADO

Las losas son desencofradas al día siguiente del vaciado. Para evitar la aparición de deflexiones en la losa recién desencofrada se conservan sólo unos pocos puntales soportando directamente la losa por 7 días



Figura 8.129: Puntales conservados
(Fuente: Internet)

8.1.2.4.5 CURADO

El curado de las losas por lo general se hace con curadores químicos, la mayoría de las veces se emplean los curadores de Z aditivos. El curador es rociado sobre la losa por ambos lados hasta dejar una capa delgada, este proceso se realiza por 3 días. En el caso de la cara superior de la losa se deberá limitar el tránsito sobre ella durante este periodo para evitar el desgaste de la capa de curador. En el caso que se utilice agua, ésta es rociada tres veces por día.

8.1.2.5 INSTALACIONES ELECTRICAS Y SANITARIAS

Una vez colocado los refuerzos y mallas de los pisos se colocan las respectivas instalaciones, en el caso de las IIEE las cajas se sujetan con pequeños puntos de soldadura en retazos de varillas las cuales son luego sujetadas firmemente al acero de refuerzo de los MDL (varillas o mallas) para evitar que se desplacen durante el vaciado. Los MDL también permiten poder reducir el recorrido de las tuberías empotradas mediante el uso de tuberías flexibles.

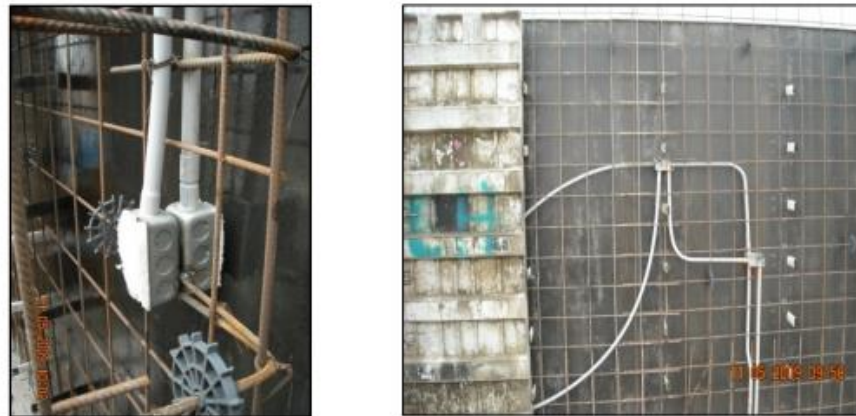


Figura 8.130: Cajas electricas sujetas a la malla electrosoldada y distribucion de tuberias electricas
(Fuente: Internet)

En el caso de las IISS se usa un sistema nuevo de tuberías semi flexibles de polipropileno que permite poder colocar en los muros antes del vaciado todas las llaves de los departamentos como la Llave principal, cocina y baño y también las salidas de las termas (las cuales fueron reemplazados los codos de fierro galvanizado), asimismo los recorridos de las tuberías de agua fría y caliente se realizan a través de los muros a diferencia de un sistema convencional donde dichas

tuberías suelen ir por la losa de piso, los cuales se pueden dañar al momento del vaciado.

En ambos casos, el poder ejecutar la mayor cantidad de instalaciones antes del vaciado bajo un riguroso cumplimiento del control calidad (Inspección y llenado de protocolos de pruebas bajo un ingeniero a cargo) permite una importante reducción de personal y se mejora el tiempo en la ejecución de los acabados.

En el caso del desagüe, el uso de Inodoros con descarga vertical obliga usar un espesor de losa mayor (20cm) y una modulación especial en el encofrado en el tramo del baño para poder pasar la salida de tubería de 4", Para poder cubrir la tubería horizontal en el baño se hace un pequeño dado de concreto en la parte de atrás del inodoro, el cual queda totalmente enchapado al momento de la entrega del departamento.

8.1.3 VENTAJAS DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Entre las principales ventajas que se tiene en este sistema constructivo son:

- Por el uso de los encofrados de acero, las paredes ya quedan casi acabadas. No necesitan revoque, cuando mucho una mano de estuque y la pintura.
- Los encofrados por ser metálicos tienen mayor durabilidad, resistencia y son fáciles de manejar.

- Es un sistema económico en edificaciones de gran metraje.
- El proceso constructivo es relativamente rápido.
- El tiempo de ejecución de la obra es prácticamente la mitad del tiempo dedicado a una misma edificación de sistema tradicional.
- Por el tipo de encofrado, este sistema permite que se construyan varias viviendas simultáneamente, ya que mientras una vivienda se va desencofrando, se puede ir encofrando otra y así cumplir con los tiempos de fraguado del concreto.
- El aislamiento acústico y térmico que alcanzan las paredes.

8.1.4 DESVENTAJAS DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- Debido a que todos los muros tienen una función estructural no es posible cambiar o quitar muros a criterio de los usuarios.
- Generalmente no hay estacionamientos en niveles inferiores, siendo estos casi siempre exteriores al edificio. Es importante señalar con claridad que este sistema de muros de concreto, permite obtener edificios con gran rigidez lateral y gran resistencia frente a acciones sísmicas.

- Para la construcción de este tipo de viviendas se necesita tener mano de obra calificada y un mayor control de obra.

8.2 ANALISIS DE COSTOS

Particularmente se realiza el análisis de costos para cada sistema estudiado, el metrado es independiente para cada sistema, así mismo en sus costos unitarios.

Después obtener los planos estructurales finales se procede a realizar establecer las unidades de medidas para cada partida.

Se parte del metrado respectivo el cual involucra partidas estructurales ya que las de arquitectura no variarían.

Es importante establecer la adecuada unidad de medida de la partida analizada por lo que se utiliza el reglamento de metrados como base fundamental para dicho análisis.

Este análisis sirve para cuantificar económicamente los dos sistemas y poder establecer conclusiones para ambos casos.

Después de establecer los metrados y precios unitarios se procede a efectuar el presupuesto final.

8.2.1 METRADO DE PARTIDAS USANDO EL SISTEMA DUAL

A continuación se realiza el metrado respectivo para el sistema dual considerando las medidas tomadas en los planos estructurales, las

unidades de medición están de acuerdo al reglamento nacional de metrado.

Como partidas representativas se tiene la cantidad de concreto total de la estructura, la cantidad de acero y la cantidad de encofrado, estas cantidades ayudan a la comparación de los dos sistemas propuestos.

8.2.2 METRADO DE PARTIDAS USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

El sistema de MDL es un sistema basado en muros portantes, es decir es un sistema de muros estructurales, las partidas que comprometen este tipo de edificaciones son partidas que involucren trabajos relacionados al concreto, ya que no hay mampostería.

Los vaciados generalmente son vaciados masivos, que se realizan en un jornada, según nuestro reglamento de metrados no especifican partidas especiales para este sistema por lo que se consideran las mismas partidas que se puedan presentar en cualquier sistema estructural el cual el elemento sismoresistente son los muros de concreto.

8.2.3 DE LA INCIDENCIA DE PARTIDAS REPRESENTATIVAS EN AMBOS SISTEMAS

A continuación se realiza la comparación de las partidas más representativas entre ambos sistemas de las cuales son encofrados,

concreto y acero, las cuales representan el mayor monto presupuestal.

Siguiendo el grafico Figura 8.131 se puede observar que la cantidad de concreto, usando el sistema de muros de ductilidad limitada es mayor al sistema dual, siendo este incremento un 12% con respecto al sistema dual, otra consideración es que en el sistema de MDL todos los muros portantes son de concreto lo que incrementa el volumen de concreto, así mismo se sabe que para estos sistemas se realiza una cimentación basada en plateas de cimentación lo cual también implica mayor cantidad de concreto con respecto a la cimentación superficial (zapatas) usada en el sistema dual. En el sistema dual se denota mayor incidencia del concreto en las placas de concreto, ya que estas son de 25 cm de espesor y nacen desde la cimentación hasta el último nivel.

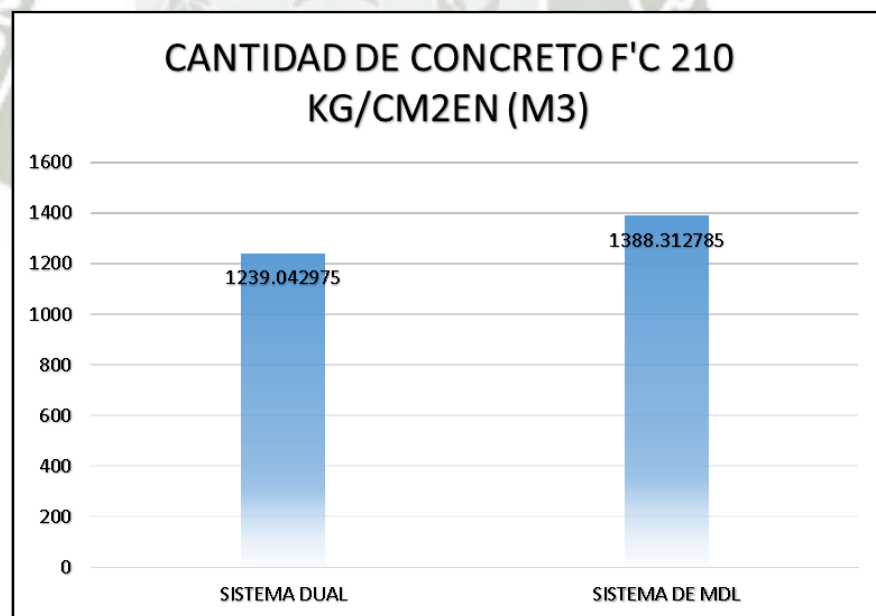


Figura 8.131: Cantidad de concreto f'c 210 kg/cm2 en el sistema dual y de MDL
(Fuente: Elaboración propia)

Según la Figura 8.132, se puede observar que la mayor incidencia de concreto f'c=210 kg/cm2 en el sistema dual se da en las placas

representando este el 41%, seguido de las losas macizas que representan un 24% y por último se tiene las vigas siendo este el 15%.

La mayor cantidad de concreto en esta ocasión se da en las placas. La cantidad de concreto que puede presentarse en las placas dependen de la cantidad de placas que se coloquen en la estructura así mismo del espesor de este, siendo este valor variable según sea la estructura, a diferencia de los sistemas de MDL ya que estos presentan mayor proporción de concreto según sea la cantidad de muros que presente la edificación.

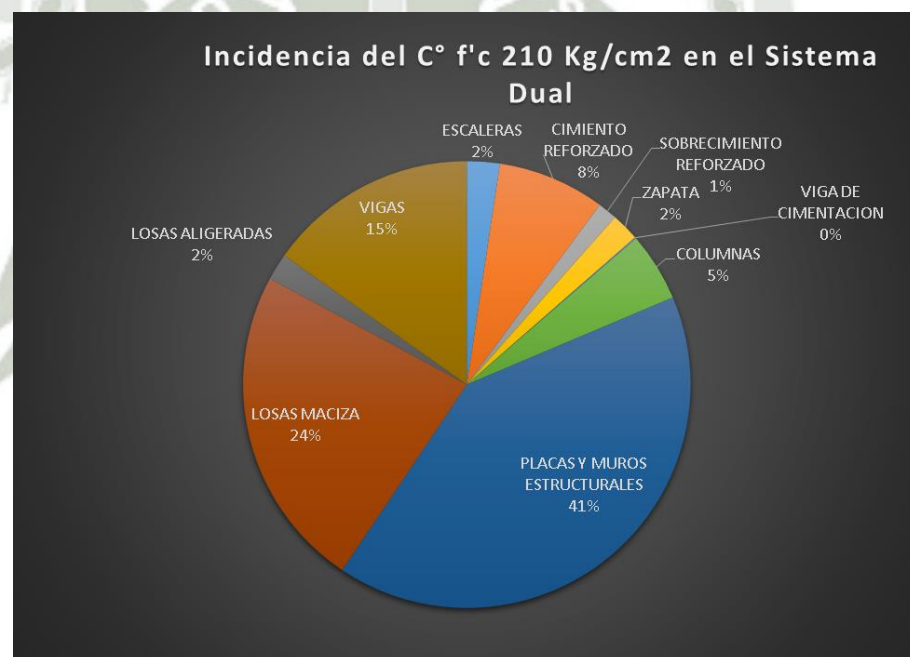


Figura 8.132: Incidencia de concreto f'c 210 kg/cm² en el sistema dual
(Fuente: Elaboración propia)

En la Figura 8.133, se tiene la incidencia del concreto usando el sistema de MDL, la cual se observa que el mayor porcentaje de concreto esta dado en los muros estructurales la cual corresponde a un 50%, seguido de las losas macizas que está representado por un

22%, luego se tiene a la platea de cimentación que corresponde al 19% del concreto total de la edificación, como se sabe la mayor incidencia de concreto se da en los muros estructurales ya que es el elemento estructural más significativo de la edificación.

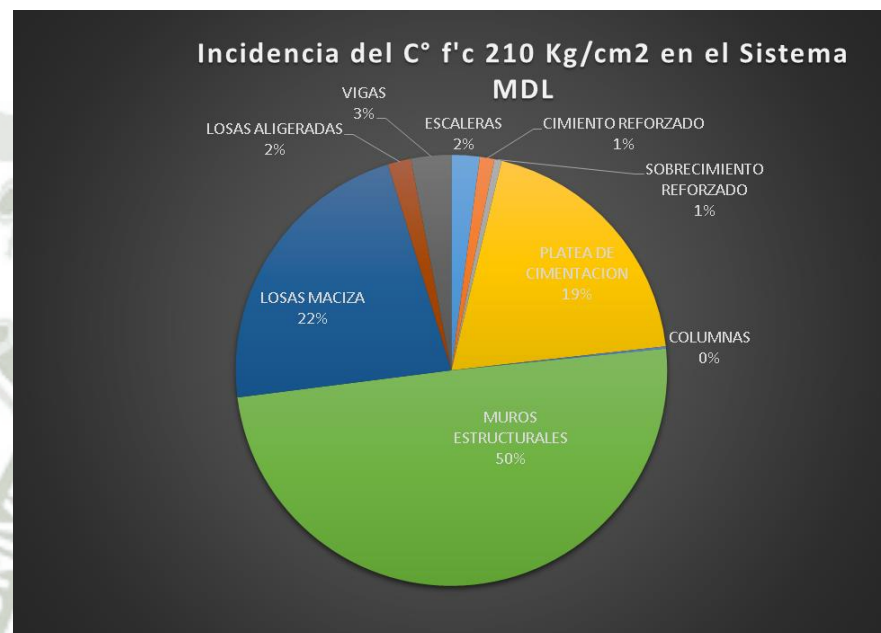


Figura 8.133: Incidencia de concreto $f'c$ 210 kg/cm² en el sistema de MDL
(Fuente: Elaboración propia)

De lo analizado se puede deducir que los elementos verticales en ambos sistemas son lo que representan la mayor cantidad de concreto con respecto a otros elementos, la diferencia se hace que en el sistema de MDL el concreto de los elementos verticales debe ser fluido es decir debe tener un Slump de alrededor de 6" y que adicionalmente estos vaciado requieren un mayor cuidado ya que debido a su reducido espesor se pueden presentar cangrejeras y pueden ocasionar puntos frágiles en a la estructura, a diferencia de lo que sistemas duales estos vaciados son puntuales y pueden ser vaciado con mayor cautela ya que no suelen ser vaciados masivos como en el sistema de MDL.

Otra consideración con respecto al concreto es que en los sistemas duales el concreto no necesariamente requiere de aditivos plastificantes, basta con un buen control de obra, cuidando el vibrado del concreto en el momento del vaciado y verificando la fluidez de dichos vaciados mediante pruebas de campo. Se puede deducir que mientras menos vaciados de elementos resistentes tengamos estos pueden ser controlados con mucho mayor cuidado ya que estos vaciados son puntuales y específicos, a diferencia de los vaciados masivos que se realizan en el sistema de MDL.

La ventaja de los vaciados masivos en el sistema de MDL es que estos son rápidos y se ahorra tiempo.

Con respecto a los encofrados se procede a analizar la mayor incidencia del encofrado en los diferentes elementos estructurales, posteriormente se realiza la comparación entre ambos sistemas.

Como se puede observar en la Figura 8.134, en el sistema dual el encofrado de las placas y muros estructurales representan el 46%, seguido de las losas macizas que representan un 25% y por último se tiene a las vigas con un 18%, el encofrado en el sistema dual puede ser variable dependiendo de la altura, en edificios altos la mayor cantidad de encofrado se da en las placas y muros estructurales, a diferencia del edificaciones pequeñas donde las mayor cantidad de encofrado se da en las losas y vigas, el encofrado en el sistema dual puede ser de madera, teniendo como ventaja la reutilización de este encofrado.

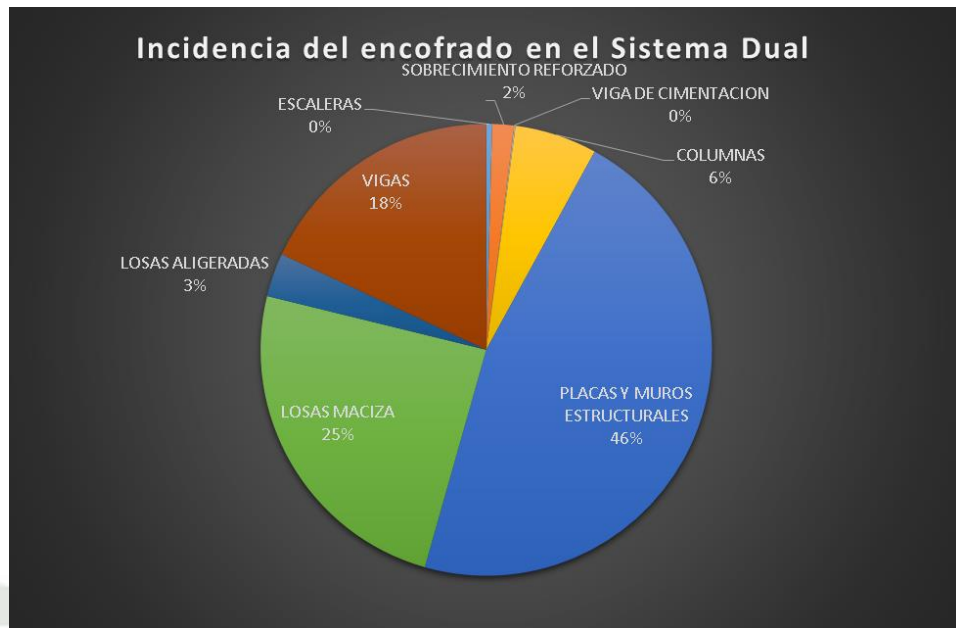


Figura 8.134: Incidencia del encofrado en el sistema Dual
(Fuente: Elaboración propia)

Según la Figura 8.135 se tiene la incidencia del encofrado en los diferentes elementos estructurales del sistema de MDL, la mayor cantidad de encofrado se da en los muros estructurales representando este un 75% del total de encofrado de la estructura, seguido de las losa macizas con un 18%, a diferencia del sistema dual, en el sistema de MDL el encofrado es metálico y requiere de ciertos accesorios para poder realizar dicho encofrado, se requiere que los operarios encofradores tengan mayor conocimiento acerca del uso de dicho encofrado.

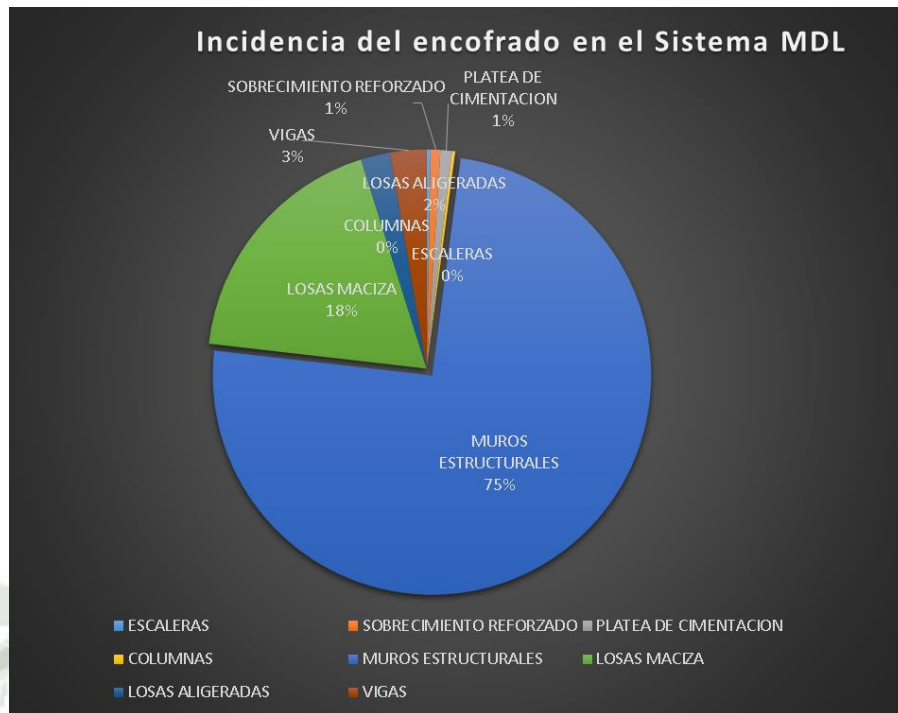


Figura 8.135: Incidencia del encofrado en el sistema de MDL
(Fuente: Elaboración propia)

Como se puede observar en la Figura 8.136 la mayor cantidad de encofrado se da en el sistema de MDL, esto es debido a la cantidad de muros estructurales que se requiere encofrar, a diferencia del sistema dual que el mayor requerimiento se da en los encofrados de placas y muros estructurales, esto se ve influenciado también en la altura de la edificación, por lo tanto podemos concluir que en estos tipos de edificación la mayor incidencia de encofrado se da en los edificios de MDL por la cantidad de muros portantes que este sistema presenta.

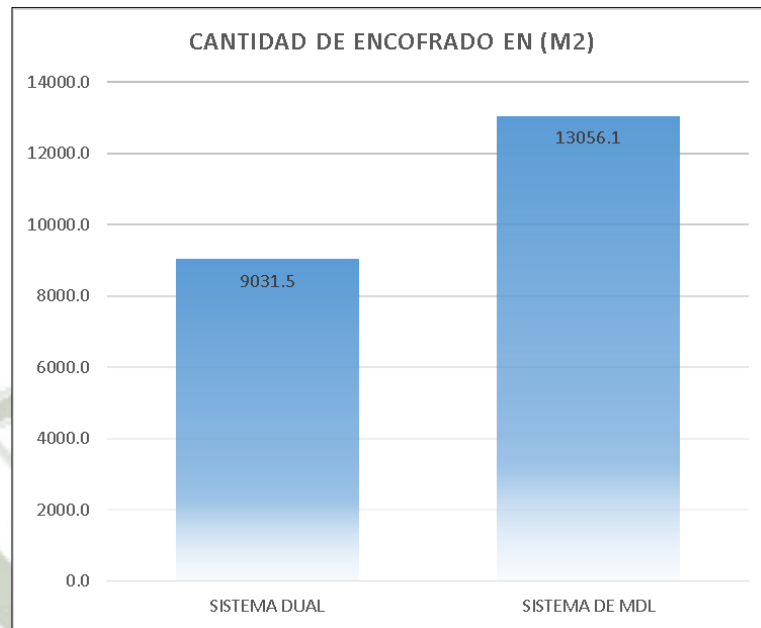


Figura 8.136: Cantidad de encofrado en ambos sistemas
(Fuente: Elaboración propia)

Hay que mencionar que el sistema de MDL requiere encofradores con experiencia en encofrados metálicos, lo cual implica que estos encofradores tengan el conocimiento del encofrado en los diferentes elementos estructurales. Este encofrado es ventajoso en el sentido de que los muros no requieren tarrajeos sino más bien un resane y un solaqueo, a diferencia de los sistemas duales que si requieren un mayor acabado por el tipo de encofrado.

A continuación se realiza un análisis de la cantidad de acero que ambos sistemas requieren.

Según la Figura 8.137 se tiene la incidencia del acero en los diferentes elementos estructurales usando el sistema dual.

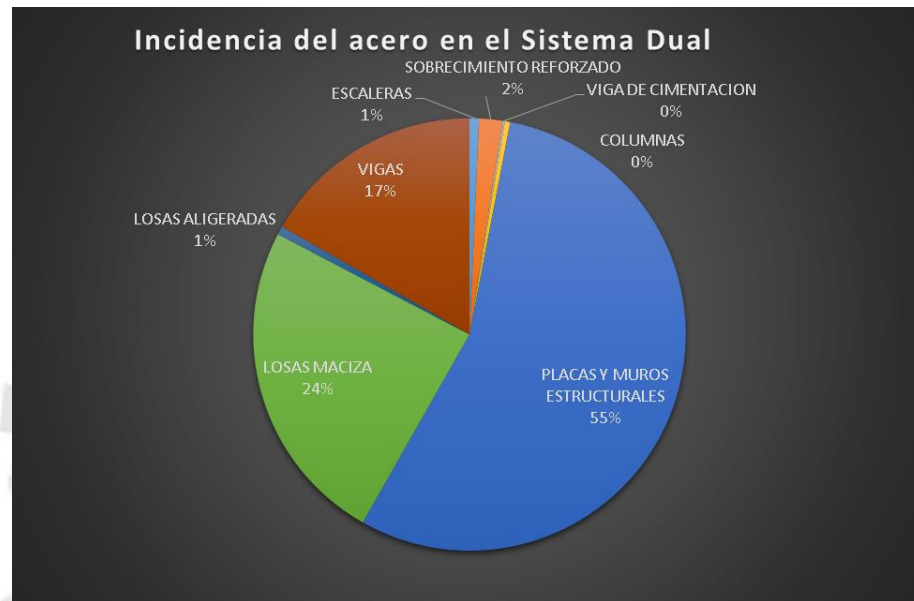


Figura 8.137: Incidencia del acero en el sistema dual
(Fuente: Elaboración propia)

Como se puede observar en la Figura 8.137 la mayor cantidad de acero se presenta en las placas representando el 55% del total de acero, seguido de las losas macizas y vigas, para el sistema dual el acero representativo se da en la placas ya que estos aceros son de diámetros mayores con respecto a los otros elementos estructurales, para edificios altos la mayor cantidad de acero se concentran en las placas.

A diferencia del sistema de MDL, el acero es de mayor diámetro y se concentra los aceros de mayor diámetro en la zona de confinamiento de las placas.

A continuación se muestra la incidencia del acero en los diferentes elementos estructurales usando el sistema de MDL.

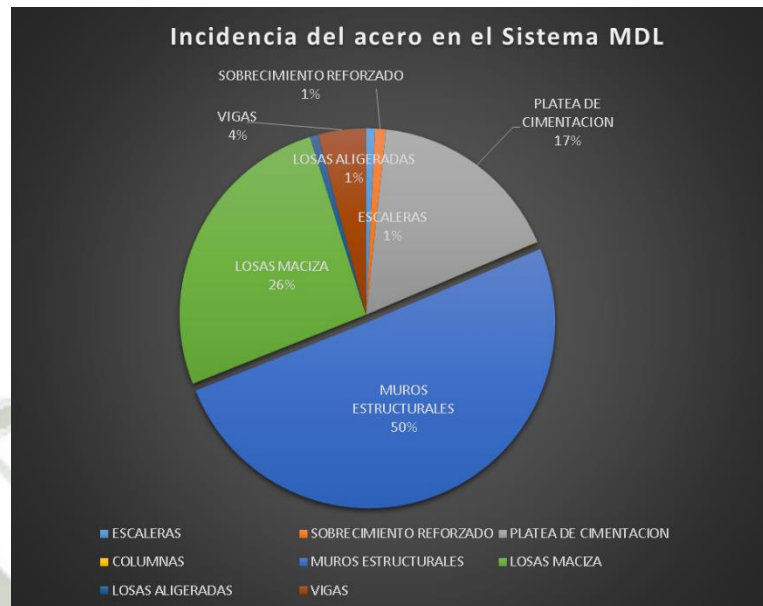


Figura 8.138: Incidencia del acero en el sistema de MDL
(Fuente: Elaboración propia)

Según la Figura 8.138 se puede observar que la mayor cantidad de acero se da en los muros estructurales que representan el 50%, las losa macizas el 26% y la platea de cimentación que representa el 17%. La cantidad de acero que se da en los muros estructurales es por la cantidad de muros portantes que presenta la edificación lo cual hace que se incremente la cantidad de acero, en edificaciones de este tipo que presentan gran cantidad de muros estructurales es común ver que los acero son de diámetros reducidos con respecto a los sistemas duales, es decir los aceros son de diámetros 3/8", 12 mm o 8mm, esos aceros son colocados en el alma de los muros, se suele colocar diámetros mayores entre aceros de 1/2" y 5/8" en las esquinas o bordes de muros a fin de asegurar un confinamiento.

A continuación se muestra la comparación entre ambos sistemas.

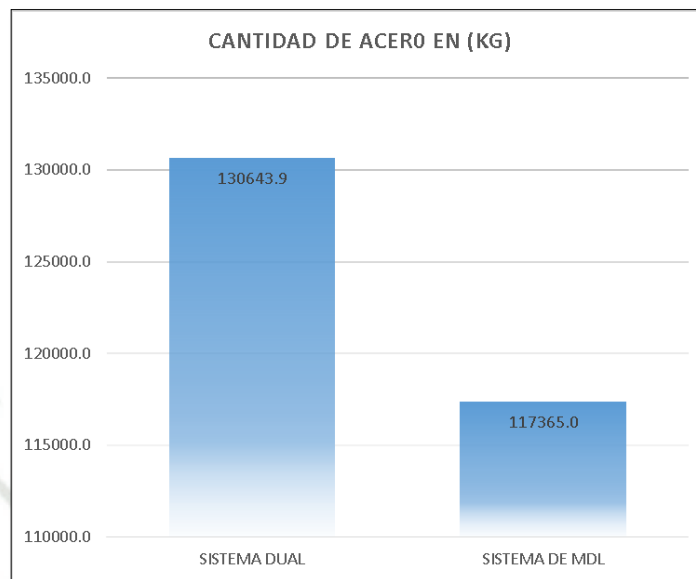


Figura 8.139: Comparación de la cantidad de acero en ambos sistemas
(Fuente: Elaboración propia)

Según la Figura 8.139 se puede denotar que la mayor incidencia de acero se presenta en el sistema dual, esto debido al incremento de los aceros en las placas y muros estructurales, estos aceros van a depender de las fuerzas a la que están expuestas, cabe mencionar que la altura de la edificación influye en el incremento de las fuerzas, con respecto al sistema de MDL, los aceros son de diámetros mínimos, ya que no requieren confinamiento.

Otro aspecto importante es que los aceros en el sistema de MDL pueden ser mallas electro soldadas, estas mallas son de mucha utilidad en estos sistemas ya que su colocación es más rápida.

8.2.4 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS USANDO EL SISTEMA DUAL

En el análisis de precios unitarios contempla los costos directos involucrados, es decir materiales, equipos y mano de obra, lo cuales sumados y afectados por el rendimiento unitario, da el costo directo,

para efectos de esta tesis solo se realizará el presupuesto a nivel de costo directo.

Para el sistema dual se analiza los materiales involucrados en la edificación, dicho análisis servirá para poder realizar el presupuesto final.

8.2.5 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Después de realizar el metrado respectivo se procede a establecer los precios unitarios respecto a dicho sistema, para efectos de cálculo se establece el presupuesto a nivel de costo directo.

Para el sistema de MDL se estableció que los vaciados son mediante concreto premezclado y con bomba, ya que estas edificaciones presentan vaciados masivos.

8.2.6 PRESUPUESTO USANDO EL SISTEMA DUAL

Después de realizar el respectivo metrado y después de establecer los precios unitarios, se procede a realizar el presupuesto, con respecto las partidas de concreto se establece que para los vaciados puntuales y de poca magnitud como escaleras, sobre cimientos, zapatas etc., serán vaciados mediante concreto hecho en obra por medio de trompos, y para los vaciados masivos como placas, losas macizas y vigas, serán mediante concreto premezclado, por la rapidez y facilidad en los vaciados **(Anexo 6)**.

8.2.7 PRESUPUESTO USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Respecto al presupuesto se define que los costó unitarios son de acuerdo a los rendimientos que se presentan en obra y los precios son lo que se encuentran en el mercado, el encofrado es metálico y el vaciado es por medio de bombas de concreto premezclado.

El presupuesto final es a nivel de costo directo y se suman todas las partidas involucradas (**Anexo 7**).

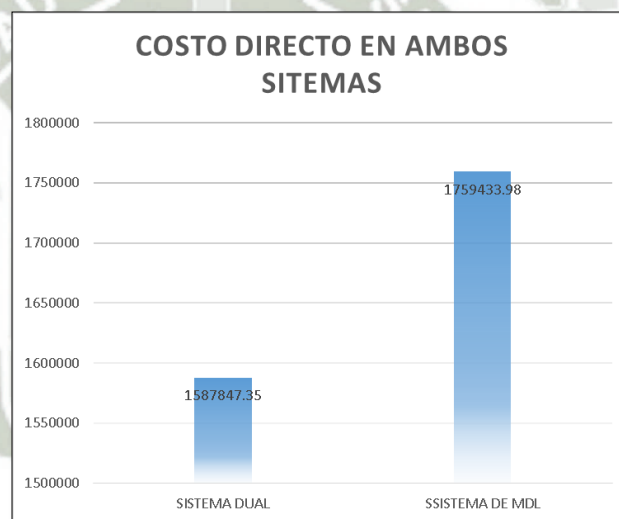


Figura 8.140: Comparacion de costos directos entre ambos sistemas (Fuente: Elaboración propia)

Según la Figura 8.141, se puede observar que el sistema de MDL presenta mayor presupuesto que el sistema dual, a continuación se desglosa los principales costos que se presentan en ambos sistemas.

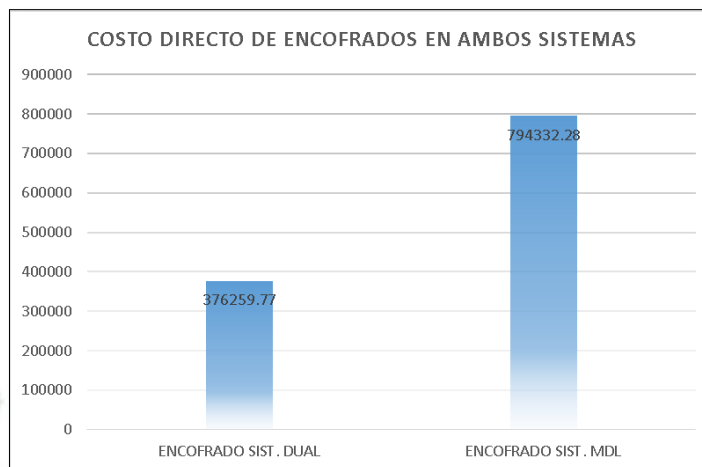


Figura 8.141: Comparación de costos directos en encofrados entre ambos sistemas
(Fuente: Elaboración propia)

Otro factor importante que hace que se incremente el presupuesto en el sistema de MDL, es el encofrado, en el sistema dual se propone un encofrado de madera el cual es más económico que el metálico, con respecto al sistema de MDL, el metrado de encofrado es mayor con respecto al sistema dual, esto debido a la gran cantidad de muros que este sistema implica.

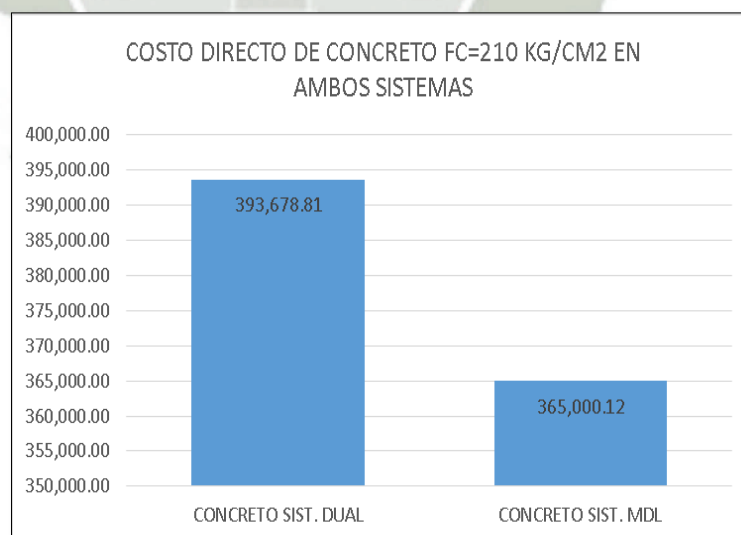


Figura 8.142: Comparación de costos directos en concreto entre ambos sistemas
(Fuente: Elaboración propia)

Según el presupuesto, se puede denotar que los costos en el concreto en el sistema dual son mayores, ya que los costos unitarios son mayores que en el sistema de MDL, debido a que los rendimientos en concreto son menores que en el sistema de MDL, en el sistema de MDL se puede observar hoy en día la industrialización de estos sistemas, ya que se está innovando nuevas tecnologías para mejorar la productividad en este sistema y ahorrar el mayor tiempo posible.

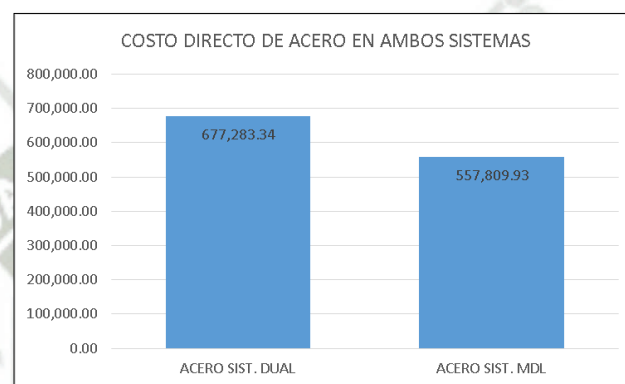


Figura 8.143: Comparación de costos directos en acero entre ambos sistemas
(Fuente: Elaboración propia)

Con respecto al acero se puede mencionar que según la Figura 8.143 el costo directo del acero en el sistema Dual es mayor que en el sistema de MDL, esto debido al metro, con respecto al sistema dual se tiene que los aceros son de mayor diámetro que en el sistema de MDL, esto debido al diseño estructural, mientras que en el sistema de MDL se tienen diámetros inferiores a $\frac{1}{2}$ " en el sistema dual se tienen diámetros en el orden de $\frac{5}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ " y 1". Esto incrementa el metro de acero en el sistema dual, hay que mencionar el acero que se coloca en las vigas, estas vigas son elementos estructurales que se presentan en dicho sistema, a diferencia del sistema de MDL que presiden de estos elementos estructurales.

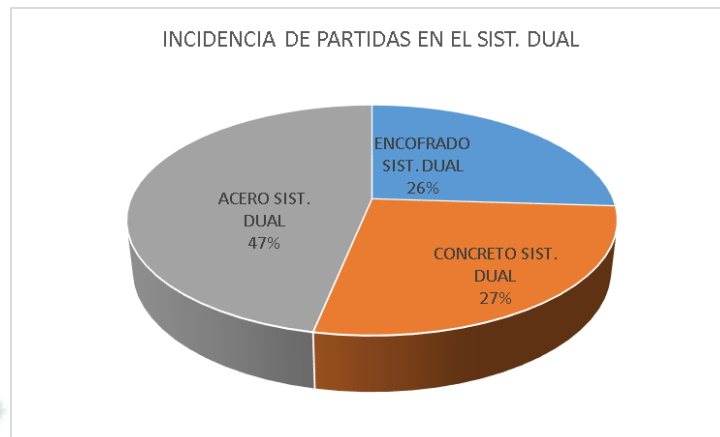


Figura 8.144. Incidencia de partidas en los costos en el sistema dual
(Fuente: Elaboración propia)

Con respecto a la incidencia de partidas en el sistema dual se tiene que las partidas que generan mayores costos son las de acero, esto debido a los volúmenes de acero que se presentan en la edificación.

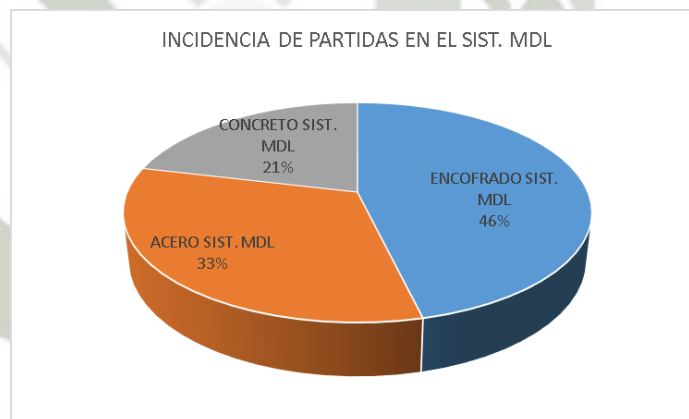


Figura 8.145. Incidencia de partidas en los costos en el sistema MDL
(Fuente: Elaboración propia)

Con respecto al sistema de MDL, se tiene que el mayor costo se da en los encofrados, esto debido al precio unitario del encofrado metálico y la cantidad de encofrado que demanda dicho sistema.

En líneas generales se puede mencionar que el sistema dual es más económico que el sistema de MDL.

8.3 ANALISIS DE PLAZOS DE EJECUCION

A continuación se muestra el análisis de plazos de ejecución por lo cual se considera realizar un análisis respecto a cada sistema.

8.3.1 PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DUAL

Para realizar la programación se usa el programa Ms Project, posteriormente se establece la ruta crítica, de acuerdo a la programación dada, se establece los plazos de ejecución. Para el sistema dual se utiliza la secuencia de los procesos constructivos **(Anexo 8)**.

8.3.2 PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.

De la misma manera se realiza la programación utilizando el sistema de MDL con el objetivo de comparar los plazos de ejecución, este sistema es más ventajoso en cuanto a rapidez ya que su programación es modular, lo cual ayuda a aumentar la productividad de los trabajos **(Anexo 9)**.



CAPITULO 9

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a la arquitectura que se tiene, en el primer bloque se denota la forma alargada en el sentido x lo cual hace que la densidad de muros sea desigual con respecto al otro sentido, las placas que se presenta en el sistema dual son placas muy rígidas por su espesor, a diferencia de los muros de ductilidad limitada que son de espesores reducidos, la diferencia se hace notar en estructuras que presentan gran densidad de muros de carga, es común que estas edificaciones representen a los complejos habitacionales formados por 4 o más departamentos en una sola planta.

Con respecto al sistema dual se tiene que los desplazamientos son menores en comparación al sistema de MDL, de lo cual se injiere de que no es necesario tener un sistema formado por muros de concreto para rigidizar más una estructura, con la buena predisposición de placas y columnas se puede obtener sistemas muy resistentes. Si se desea aprovechar la densidad de muros es necesario que tenga una arquitectura muy favorable, es decir que presente una buena densidad de muros, en ambos sentidos x y y, que presente una área en planta considerable que permita distribuir las fuerzas a lo largo de dichos muros.

Ambos sistemas son muy buenos pero depende del estructurista, si la arquitectura favorece y se tiene áreas en plantas regulares y típicas se puede utilizar este sistema, pero si la arquitectura no lo permite y se tiene un sentido de eje más desfavorable que otro se optará por usar otro sistema.

A diferencia del primer bloque, en el segundo bloque se tiene desplazamientos menores usando el MDL, esto se debe a que la arquitectura favorece enormemente a una buena distribución de muros, se tiene una buena densidad de muros en ambos sentidos haciendo que sea un sistema muy resistente. Ambos sistemas presentan desplazamientos mínimos, pero favoreció el sistema de MDL.

En conclusión se tiene que ambos sistemas son eficientes, pero la ventaja de usar un sistema dual en edificios altos como este, es que se puede orientar el comportamiento de la estructura predisponiendo las placas según la necesidad que se tiene..

Los desplazamientos en ambos sistemas son menores, para una arquitectura que presente una buena densidad de muros y que tenga formar regular se podrá usar el sistema de MDL.

Se puede conseguir desplazamientos similares entre el sistema de MDL y el sistema dual, ambos pueden presentar desplazamientos similares, solo depende de la ubicación y predisposición de placas.

En el sistema Dual se tiene la facilidad de reubicar las placas y elementos sismoresistente a fin de reducir los efectos torsores, es conveniente este tipo de sistemas cuando se tiene arquitecturas

irregulares en planta, a diferencia del sistema de muros de ductilidad limitada que se debe limitar a la arquitectura que se tenga, es recomendable para arquitecturas simétricas en ambos sentidos y que presenten buena densidad de muros, a diferencia del sistema dual, los MDL pueden presentar daños irreparables ante momentos torsores, así mismo no se puede deducir el comportamiento torsor de un muro que presenta un forma irregular en planta, debido a la complejidad de su comportamiento, En el sistema dual se tiene una tendencia del desplazamiento de los elementos sismoresistente.

La norma E.030 no hace una mención especial con respecto al diseño sísmico estático para este tipo de edificaciones (EMDL) pero si hace mención a ciertos requisitos que la estructura debe cumplir, es válido realizar el método sísmico estático presentado en la norma.

Con respecto a las cortantes, de acuerdo al análisis en la edificación se encuentra que para el primer bloque se tiene una fuerza cortante de 326.84 Tn usando el sistema dual y con respecto al sistema de muros de ductilidad limitada se tiene 391.20 Tn lo que hace suponer que al decrecer el $R=7$ a $R=4$ hace que se maximice la cortante y por ende que los muros presenten mayor rigidez lateral, con respecto al segundo bloque se tiene que nuestra cortante en la base es de 287.8 Tn mientras que para el sistema de MDL es 300.76 Tn, lo cual confirma nuestra hipótesis, para cualquier sistema de MDL que presente $R=4$ o $R=3$ en caso de ser irregular, aumentará la cortante en comparación con otros sistemas haciendo que estas estructuras sean más rígidas y tengan mayor resistencia lateral ante la fuerza sísmica.

Al presentar un R inferior al sistema dual y adicionalmente considerando que todos los muros son de concreto se asume que su masa es superior a otros sistemas que utilizan los muros interiores como tabiquería, esta tabiquería puede ser de ladrillo o Drywall, haciendo que la estructura sea más ligera en comparación con el sistema de MDL., mientras más masa tenga nuestra estructura más será nuestra cortante

Al formar muros en L u otras formas hacen que estos muros asuman mayores fuerzas que si fuesen asilados, haciendo complicada su interacción con dichas fuerzas externas, a diferencia del sistema dual, en el sistema de MDL se duplica los esfuerzos, se debe garantizar que la sección que se provea sea la suficiente para absorber dichos esfuerzos, a diferencias de las placas que se forman el sistema dual estas podrán ser de la mejor forma que el proyectista plantea a fin de mejorar el comportamiento de la estructura, esto quiere decir que si tiene una placa en L y se desea rigidizar más un lado que otro se puede aumentar sus sección o alargar más la placa con la finalidad de que cumpla las expectativas que se desee, la principal diferencia entre el sistema de MDL y el dual es que estos carecen de confinamiento por que no se originan desplazamientos inelásticos a diferencia del dual que si puede tener desplazamientos inelásticos, en conclusión si se ha encontrado la rigidez y ductilidad necesario teniendo desplazamientos y derivas permisibles, no es necesario aplicar el otro sistema (EMDL), este sistema puede aplicarse a arquitecturas que presenten cualquier forma en planta ya sea regular o irregular, si bien es cierto la norma no indica hasta qué punto hay que rigidizar sino más bien hasta qué punto es permisible los desplazamientos entonces si se encuentra en el sistema dual los desplazamientos necesarios y derivas que estén por debajo de las

Permisibles hemos encontrado un sistema suficientemente resistente haciéndose innecesario rigidizar más de lo debido, en el sistema de MDL se rigidiza tanto que es posible encontrar desplazamiento muy por debajo de lo permisible, entonces se puede decir que este sistema es un sistema sobre reforzado, el sistema de MDL está más ceñido a arquitecturas que tengan una forma en planta simétrica en ambos sentidos que posee gran densidad de muros y que cumpla ciertos criterios de simetría y regularidad. La diferencia estructural entre ambos sistemas es mínima ya que ambos son sistemas muy resistentes, con lo que se podría establecer diferencias desde el punto de vista constructivo.

Una desventaja en los sistemas duales para edificios altos es la presencia de columnas en el interior de los ambientes, estas columnas modifican de cierta forma la arquitectura así mismo se originan juntas entre los elementos sismo resistentes y la tabiquería, lo cual genera mal aspecto arquitectónico en el interior de la edificación. Más adelante se planteara conclusiones desde el punto de vista económico, de plazos, constructivos y de confort.

Entre las principales ventajas que se tiene en el sistema de MDL desde el punto de vista constructivo son:

- Por el uso de los encofrados de aluminio o acero, las paredes ya quedan casi acabadas. No necesitan revoque, cuando mucho una mano de estuque y pintura.
- Los encofrados por ser metálicos tienen mayor durabilidad, resistencia y fáciles de manejar.
- Es un sistema económico en edificaciones de gran metraje

- El proceso constructivo es relativamente rápido.
- El tiempo de ejecución de la obra es prácticamente la mitad del tiempo dedicado a una misma edificación de sistema tradicional.
- Por el tipo de encofrado, este sistema permite que se construyan varias viviendas simultáneamente, ya que mientras una vivienda se va desencofrando, se puede ir encofrando otra y así cumplir con los tiempos de fraguado del concreto.
- El aislamiento acústico y térmico que alcanzan las paredes. El ambiente interior adquiere una temperatura media de 18°C.

Como desventajas se tiene:

- Debido a que todos los muros tienen una función estructural no es posible cambiar o quitar muros a criterio de los usuarios.
- Generalmente no hay estacionamientos en niveles inferiores, siendo estos casi siempre exteriores al edificio. Es importante señalar con claridad que este sistema de muros de concreto, permite obtener edificios con gran rigidez lateral y gran resistencia frente a acciones sísmicas.
- Para la construcción de este tipo de viviendas se necesita tener mano de obra calificada y un mayor control de obra.

De acuerdo a lo analizado se tiene que el presupuesto para el sistema dual es de s./ 1,587,847.35 y para el sistema de MDL se tiene s./ 1 759 433.98, por lo que se puede decir que el sistema de MDL presenta mayor costo que el sistema dual.

Otro factor importante que hace que se incremente el presupuesto en el sistema de MDL, es el encofrado, en el sistema dual se propone un encofrado de madera el cual es más económico que el metálico, con respecto al sistema de MDL, el metrado de encofrado es mayor por lo que aumenta el presupuesto ya que todos los muros son de concreto.

Según el presupuesto, se puede denotar que los costos en el concreto en el sistema dual son mayores, ya que los costos unitarios son mayores que en el sistema de MDL, debido a que los rendimientos en concreto son menores que en el sistema de MDL, en el sistema de MDL se puede observar hoy en día la industrialización de estos sistemas, ya que se está innovando nuevas tecnologías para mejorar la productividad en este sistema y ahorrar el mayor tiempo posible.

Con respecto al acero se puede mencionar que el costo directo del acero en el sistema Dual es mayor que en el sistema de MDL, esto debido a los metros, con respecto al sistema dual se tiene que los metros son de mayor diámetro que en el sistema de MDL, esto debido al diseño estructural, mientras que en sistema de MDL se tiene diámetros inferiores a $\frac{1}{2}$ " en el sistema dual se tiene diámetros en el orden de $\frac{5}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ " y 1". Esto incrementa el metrado de acero en el sistema dual, hay que mencionar el acero que se coloca en las vigas, estas vigas son elementos estructurales que se presentan en dicho sistema, a diferencia del sistema de MDL que presiden de estos elementos estructurales.

Con respecto a la incidencia de partidas en el sistema dual se tiene que las partidas que generan mayores costos son las del acero, esto debido a la cantidad de acero que se presenta en la edificación.

Con respecto al sistema de MDL, se tiene que las partidas representativas en lo referente a costos son los encofrados, esto debido al precio unitario del encofrado metálico y la cantidad de encofrado que demanda dicho sistema.

En líneas generales se puede mencionar que el sistema dual es más económico que el sistema de MDL, y que el mayor factor que marca la diferencia entre ambos sistemas es el tipo encofrado.

Según los anexos se tiene que para el sistema dual nuestro plazo de ejecución es de 478 días mientras que para el sistema de MDL se tiene 248 días.

La diferencia se denota en la sistematización que se ha implementado en los sistemas de MDL, lo cual ha generado que se optimice los tiempos, y se reduzca los tiempo no contributarios, esto ayudado por las nuevas tecnologías que se han impuesto como la implementación de grúas, la facilidad del vaceado usando bombas de concreto y la colocación de mallas electro soldadas prefabricas ha hecho este que este sistema tenga buena aceptación frente a muchos proyectistas.

A diferencia del sistema dual, estos presentan ciertas restricciones, como el desencofrado de las vigas peraltadas, las cuales deben esperar cierto tiempo para su desencofrado, en los sistemas de MDL

carecen de vigas ya que las losas se apoyan directamente sobre los muros lo cual hace que se ahorre tiempo.

Estructuralmente ambos sistemas son muy eficientes, la diferencia se da que en el sistema de muros de ductilidad limitada se requiere de una gran densidad de muros portantes y estos se presenta generalmente en edificaciones multifamiliares, a diferencia del sistema dual en la que se predispone las placas y pórticos de la manera más adecuada a fin de poseer la rigidez necesaria para soportar las cargas estipuladas, siendo ventajoso este sistema a cualquier tipo de edificación ya sea multifamiliar, oficinas, hospitales ect. Desde el punto de vista estructural, en los edificios multifamiliares por la gran densidad de muros, es más ventajoso aplicar el sistema de muros de ductilidad limitada por la gran rigidez lateral que se presenta. Cabe mencionar que la diferencia se da con mayor notoriedad en el tema productivo, siendo los sistemas de muros de ductilidad limitada un sistema casi perfecto ya que se optimiza los tiempos contributarios y se minimiza los tiempos no productivos, haciendo que todas las partidas sean parte de la ruta crítica. Siendo más notorio cuando se realiza proyectos inmobiliarios de gran magnitud donde implica la construcción secuencial de varios departamentos.

**UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA
CIVIL Y DEL AMBIENTE**

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TOMO II

**“ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL
SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE
AREQUIPA”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

Bach. Ing. Mauricio Urquiza Surco

AREQUIPA – PERU

2014



CAPITULO 10

ANEXOS



ANEXO 1

PLANO DE UBICACION Y PERFIL ESTRATIGRAFICO





ANEXO 2

ANALISIS GRANULOMETRICO





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANDERA :	4239	gr
PESO DE BANDERA :	995	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	3244	gr

Sondaje :	C-1
Muestra :	M-1
Profundidad (m) :	-1.50 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
			(gr)	(%)
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	3244.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	3244.0	100.00
1 "	25.000	60.00	3184.0	98.15
3/4 "	19.000	93.00	3091.0	95.28
1/2 "	12.500	92.00	2999.0	92.45
3/8 "	9.500	155.00	2844.0	87.67
1/4 "	6.300	217.00	2627.0	80.98
Nº 004	4.750	240.00	2387.0	73.58
Nº 010	2.000	483.00	1904.0	58.69
Nº 020	0.850	519.00	1385.0	42.69
Nº 040	0.425	739.00	646.0	19.91
Nº 100	0.150	419.00	227.0	7.00
Nº 200	0.075	122.00	105.0	3.24
Fondo		105.00		
Suma		3244.00		

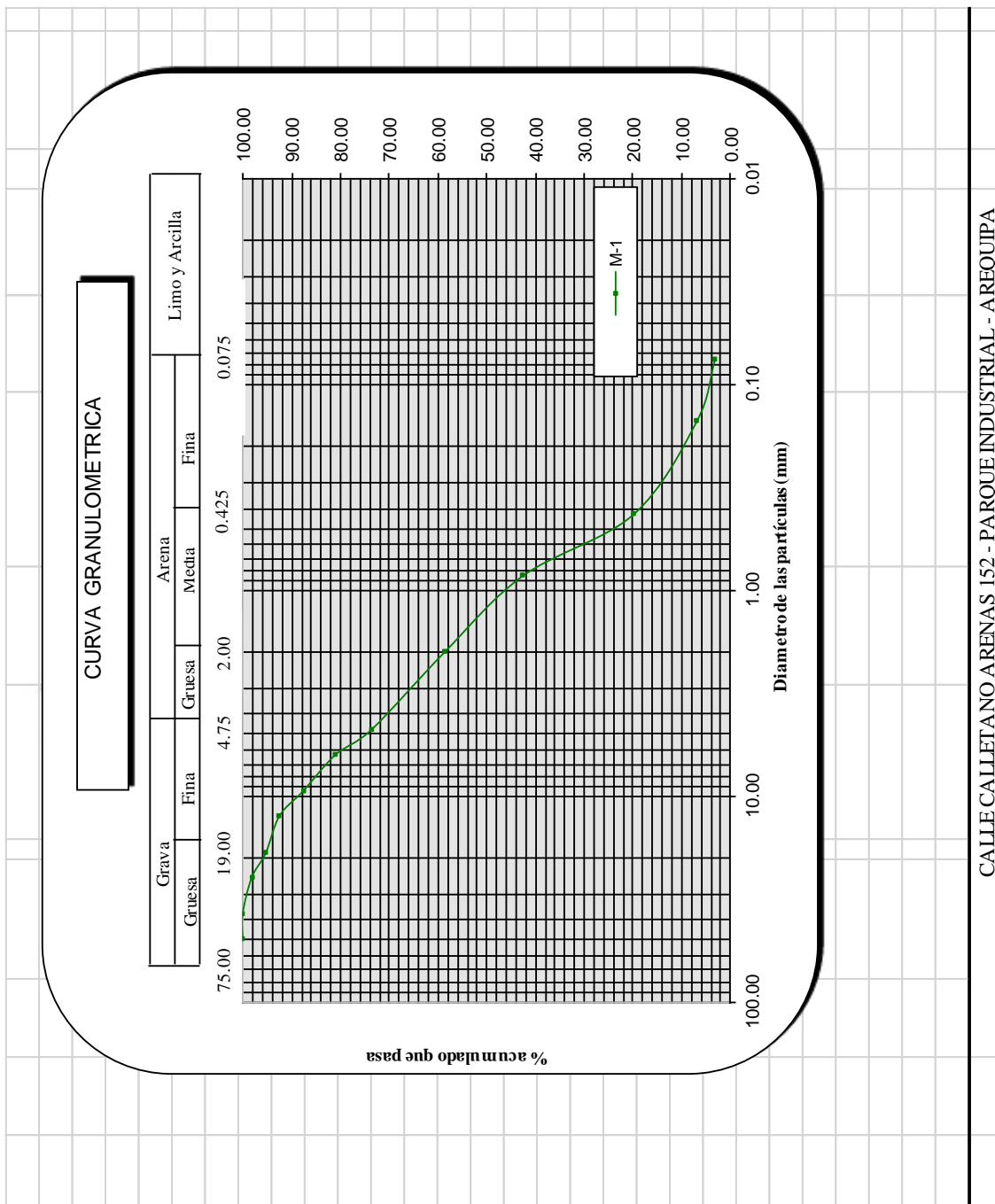
Contenido de Humedad	(%)	3.67%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-b
Descripción (AASHTO)		Santos, grava y arena

	PESO gr	%
GRAVA	857.0	26.42%
ARENA-FINA	2387.0	73.58%

D10	0.15
D30	0.60
D60	2.20

CU=	14.67
CC=	1.09

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
*Se considera según su clasificación SUCS como una arena bien graduada
*Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA - BANDA:	3912	gr
PESO DE BANDA:	568	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA:	3344	gr

Sondaje	C-1
Muestra	M-2
Profundidad (m)	-3.00 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	3344.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	3344.0	100.00
1 "	25.000	91.00	3253.0	97.28
3/4 "	19.000	70.00	3183.0	95.19
1/2 "	12.500	209.00	2974.0	88.94
3/8 "	9.500	164.00	2810.0	84.03
1/4 "	6.300	276.00	2534.0	75.78
Nº 004	4.750	247.00	2287.0	68.39
Nº 010	2.000	778.00	1509.0	45.13
Nº 020	0.850	662.00	847.0	25.33
Nº 040	0.425	336.00	511.0	15.28
Nº 100	0.150	306.00	205.0	6.13
Nº 200	0.075	67.00	138.0	4.13
Fondo		138.00		
Suma		3344.00		

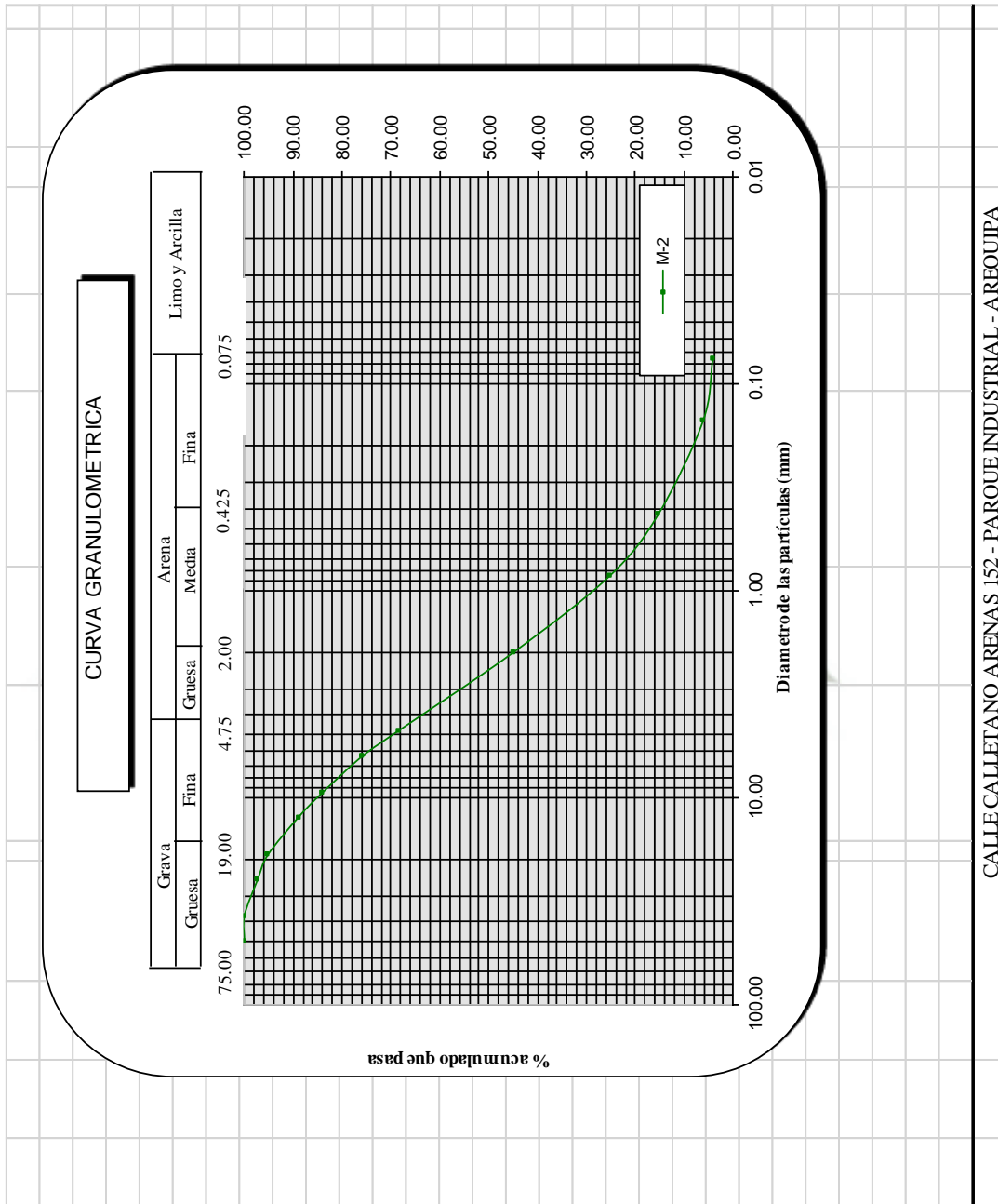
Contenido de Humedad	(%)	2.91%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-a
Descripción (AASHTO)		Carbón, grava y arena

	PESO gr	%
GRAVA	1057.0	31.61%
ARENA-FINA	2287.0	68.39%

D10	0.25
D30	1.15
D60	3.60

CU=	14.40
CC=	1.47

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
*Se considera según su clasificación SUCS como una arena bien graduada
*Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente



CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PEO DE LA MUESTRA SECA - BANCALIA :	4094	gr
PEO DE BANCALIA :	978	gr
PEO DE LA MUESTRA SECA :	3116	gr

Sondaje :	C-1
Muestra :	M-3
Profundidad (m) :	-6.00 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	3116.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	3116.0	100.00
1 "	25.000	0.00	3116.0	100.00
3/4 "	19.000	33.00	3083.0	98.94
1/2 "	12.500	95.00	2988.0	95.89
3/8 "	9.500	112.00	2876.0	92.30
1/4 "	6.300	214.00	2662.0	85.43
Nº 004	4.750	309.00	2353.0	75.51
Nº 010	2.000	745.00	1608.0	51.60
Nº 020	0.850	738.00	870.0	27.92
Nº 040	0.425	378.00	492.0	15.79
Nº 100	0.150	328.00	164.0	5.26
Nº 200	0.075	62.00	102.0	3.27
Fondo		102.00		
Suma		3116.00		

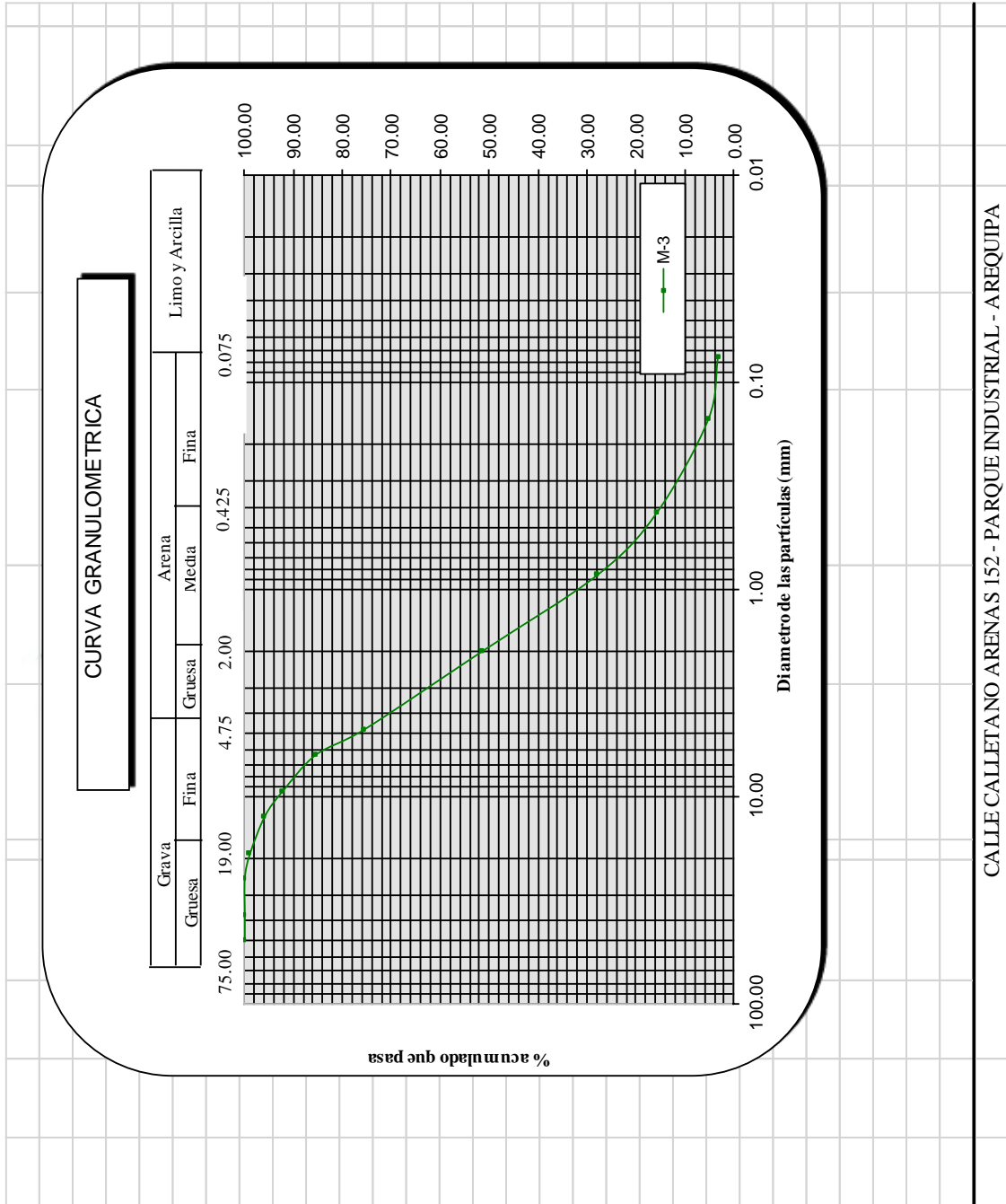
Contenido de Humedad	(%)	2.79%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-b
Descripción (AASHTO)		Carbón, grava y arena

	PESO gr	%
GRAVA	763.0	24.49%
ARENA-FINA	2353.0	75.51%

D10	0.25
D30	0.93
D60	2.80

CU=	11.20
CC=	1.24

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
*Se considera según su clasificación SUCS como una arena bien graduada
* Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANDA:	3698	gr
PESO DE BANDA:	987	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	2711	gr

Sondaje	: C-2
Muestra	: M-1
Profundidad (m)	: -1.00 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	2711.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	2711.0	100.00
1 "	25.000	0.00	2711.0	100.00
3/4 "	19.000	41.00	2670.0	98.49
1/2 "	12.500	150.00	2520.0	92.95
3/8 "	9.500	106.00	2414.0	89.04
1/4 "	6.300	159.00	2255.0	83.18
Nº 004	4.750	210.00	2045.0	75.43
Nº 010	2.000	410.00	1635.0	60.31
Nº 020	0.850	426.00	1209.0	44.60
Nº 040	0.425	518.00	691.0	25.49
Nº 100	0.150	306.00	385.0	14.20
Nº 200	0.075	253.00	132.0	4.87
Fondo		132.00		
Suma		2711.00		

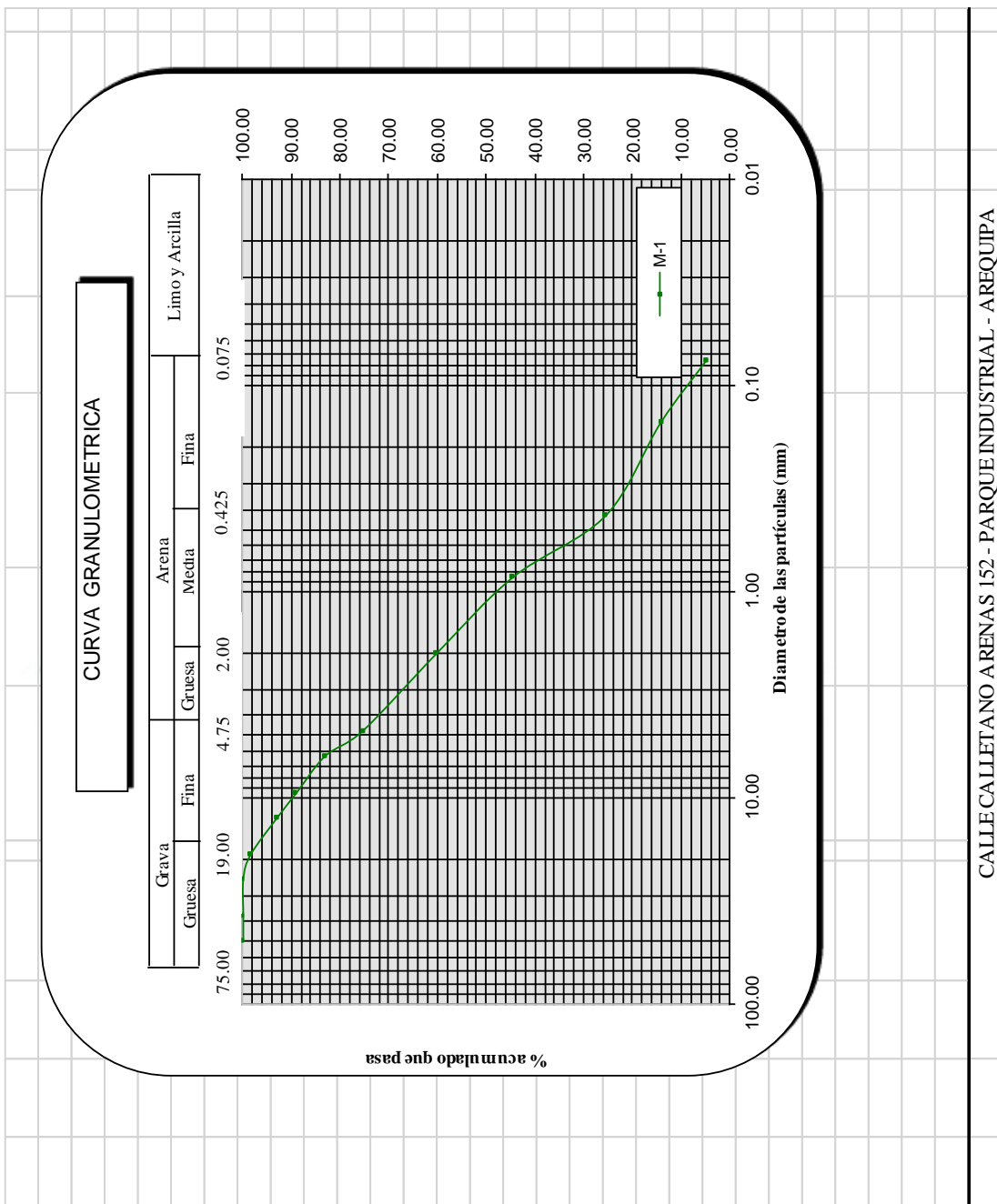
Contenido de Humedad	(%)	2.63%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-b
Descripción (AASHTO)		Cantos, grava y arena

	PESO gr	%
GRAVA	666.0	24.57%
ARENA-FINA	2045.0	75.43%

D10	0.12
D30	0.53
D60	2.00

CU=	16.67
CC=	1.17

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
*Se considera según su clasificación SUCS como una arena bien graduada
*Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANGUEA :	3506	gr
PESO DE BANGUEA :	492	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	3014	gr

Sondaje :	C-2
Muestra :	M-2
Profundidad (m) :	-3.00 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	3014.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	3014.0	100.00
1 "	25.000	66.00	2948.0	97.81
3/4 "	19.000	109.00	2839.0	94.19
1/2 "	12.500	191.00	2648.0	87.86
3/8 "	9.500	164.00	2484.0	82.42
1/4 "	6.300	237.00	2247.0	74.55
Nº 004	4.750	154.00	2093.0	69.44
Nº 010	2.000	526.00	1567.0	51.99
Nº 020	0.850	534.00	1033.0	34.27
Nº 040	0.425	349.00	684.0	22.69
Nº 100	0.150	388.00	296.0	9.82
Nº 200	0.075	147.00	149.0	4.94
Fondo		149.00		
Suma		3014.00		

Contenido de Humedad	(%)	2.90%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-B
Descripción (AASHTO)		Cantos, grava y arena

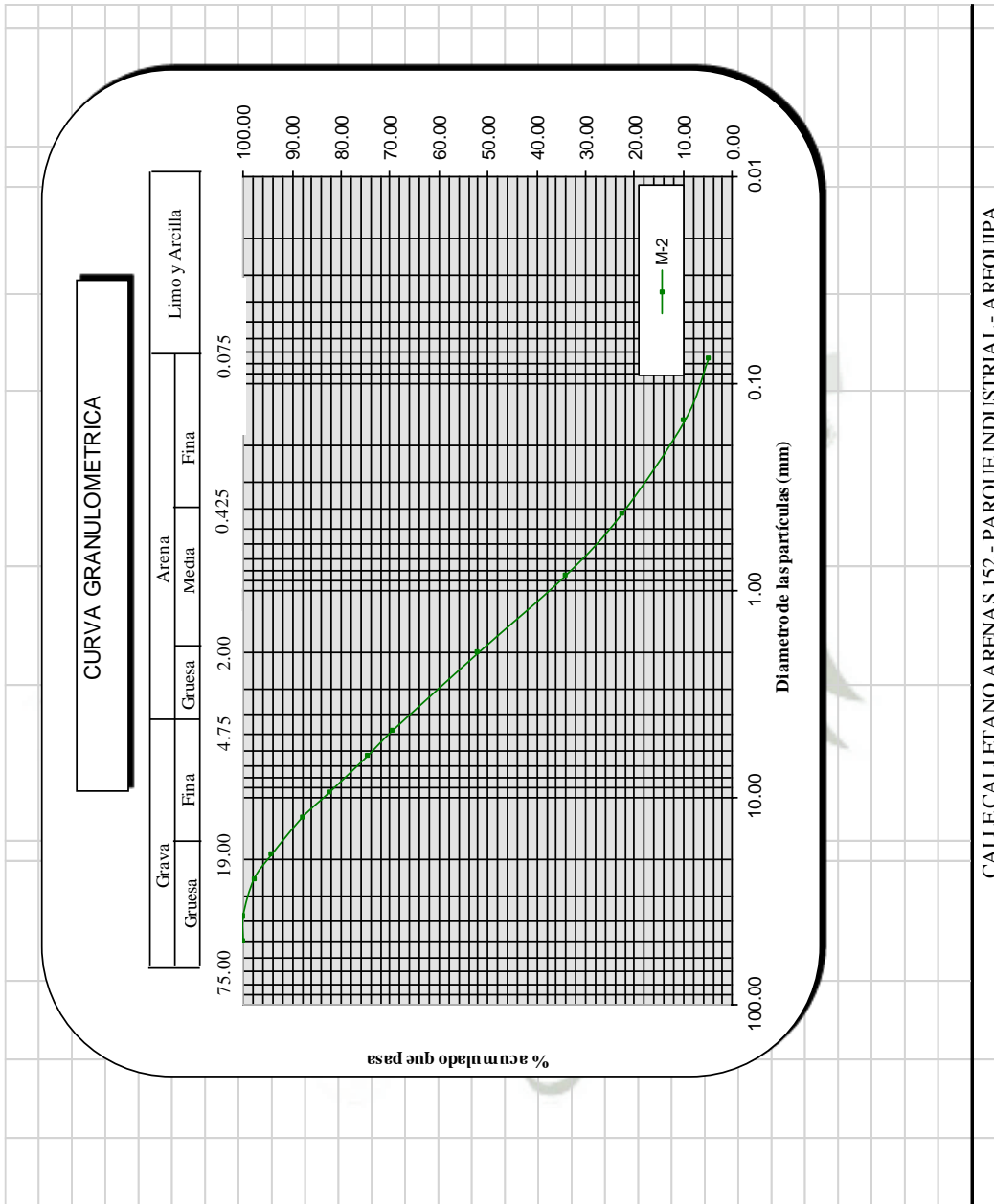
	PESO gr	%
GRAVA	921.0	30.56%
ARENA-FINA	2093.0	69.44%

D10	0.16
D30	0.78
D60	3.00

CU=	18.75
CC=	1.27

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
*Se considera según su clasificación SUCS como una arena bien graduada
*Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

**ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)**

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANDA:	3361	gr
PESO DE BANDA:	650	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	2711	gr

Sondaje	: C-2
Muestra	: M-3
Profundidad (m)	: -6.00 m

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
			(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	2711.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	2711.0	100.00
1 "	25.000	10.00	2701.0	99.63
3/4 "	19.000	15.00	2686.0	99.08
1/2 "	12.500	65.50	2620.5	96.66
3/8 "	9.500	83.00	2537.5	93.60
1/4 "	6.300	87.00	2450.5	90.39
Nº 004	4.750	110.00	2340.5	86.33
Nº 010	2.000	229.50	2111.0	77.87
Nº 020	0.850	632.00	1479.0	54.56
Nº 040	0.425	625.00	854.0	31.50
Nº 100	0.150	566.00	288.0	10.62
Nº 200	0.075	174.00	114.0	4.21
Fondo		114.00		
Suma		2711.00		

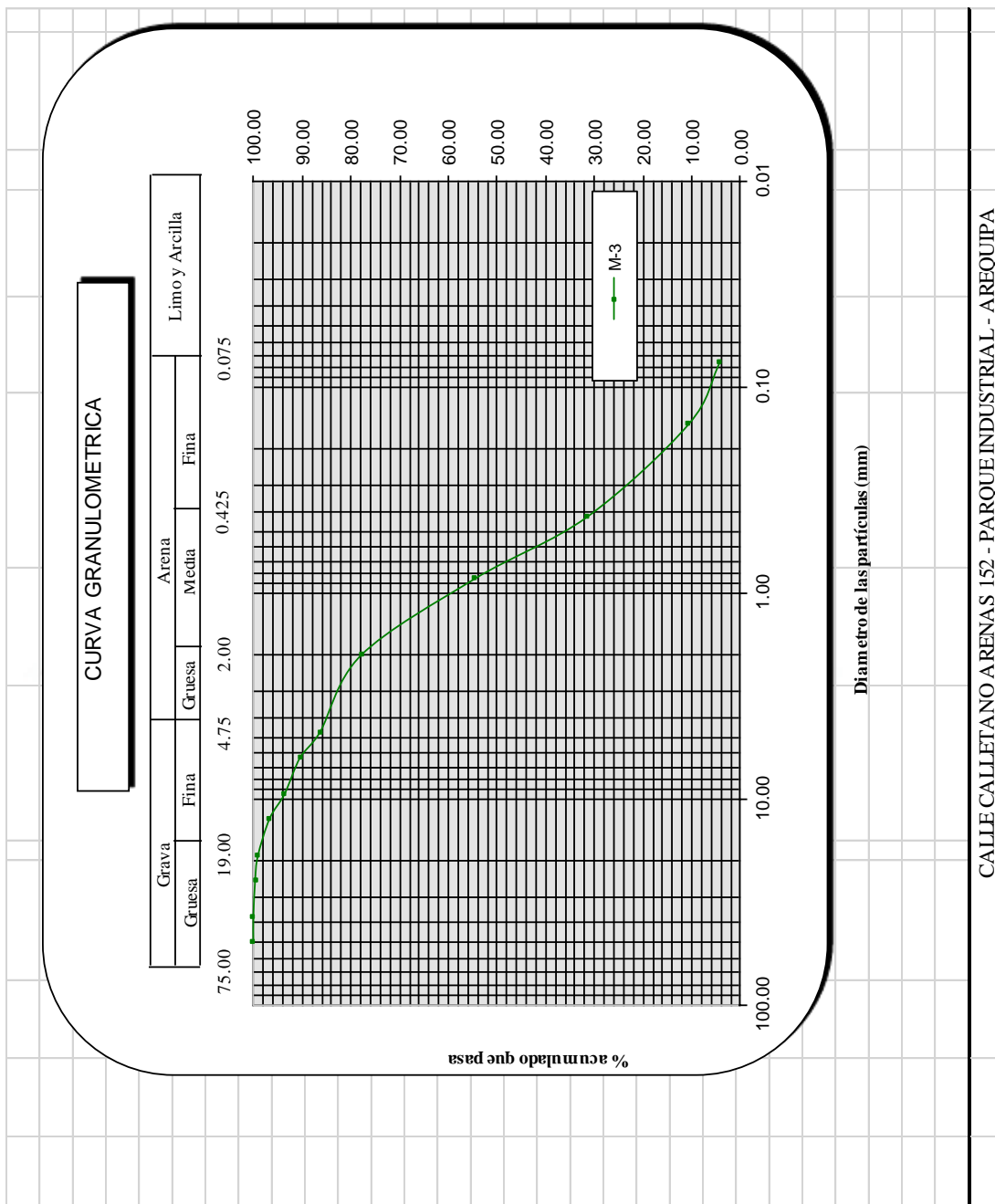
Contenido de Humedad	(%)	1.61%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-b
Descripción (AASHTO)		GRAVA, FINA Y ARENA

	PESO gr	%
GRAVA	370.5	13.67%
ARENA-FINA	2340.5	86.33%

D10	0.15
D30	0.45
D60	1.30

CU=	8.67
CC=	1.04

*Suelos bien gradados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
*Se considera según su clasificación SUCS como una arena bien graduada
*Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANCALIA :	3490	gr
PESO DE BANCALIA :	993	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	2497	gr

Sondaje :	C-3
Muestra :	M-1
Profundidad (m) :	-1.50 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(t)
2 "	50.000	0.00	2497.0	100.00
1 1/2 "	37.500	112.00	2385.0	95.51
1 "	25.000	108.00	2277.0	91.19
3/4 "	19.000	37.00	2240.0	89.71
1/2 "	12.500	151.00	2089.0	83.66
3/8 "	9.500	163.00	1926.0	77.13
1/4 "	6.300	192.00	1734.0	69.44
Nº 004	4.750	110.00	1624.0	65.04
Nº 010	2.000	334.00	1290.0	51.66
Nº 020	0.850	354.00	936.0	37.48
Nº 040	0.425	260.00	676.0	27.07
Nº 100	0.150	350.00	326.0	13.06
Nº 200	0.075	121.00	205.0	8.21
Fondo		205.00		
Suma		2497.00		

Contenido de Humedad	(%)	2.97%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW-SM
Clasificación (AASHTO)		A-1-b
Descripción (AASHTO)		Carotas, grava y arena

	PESO gr	%
GRAVA	873.0	34.96%
ARENA+FINA	1624.0	65.04%

D10	0.10
D30	0.53
D60	3.50

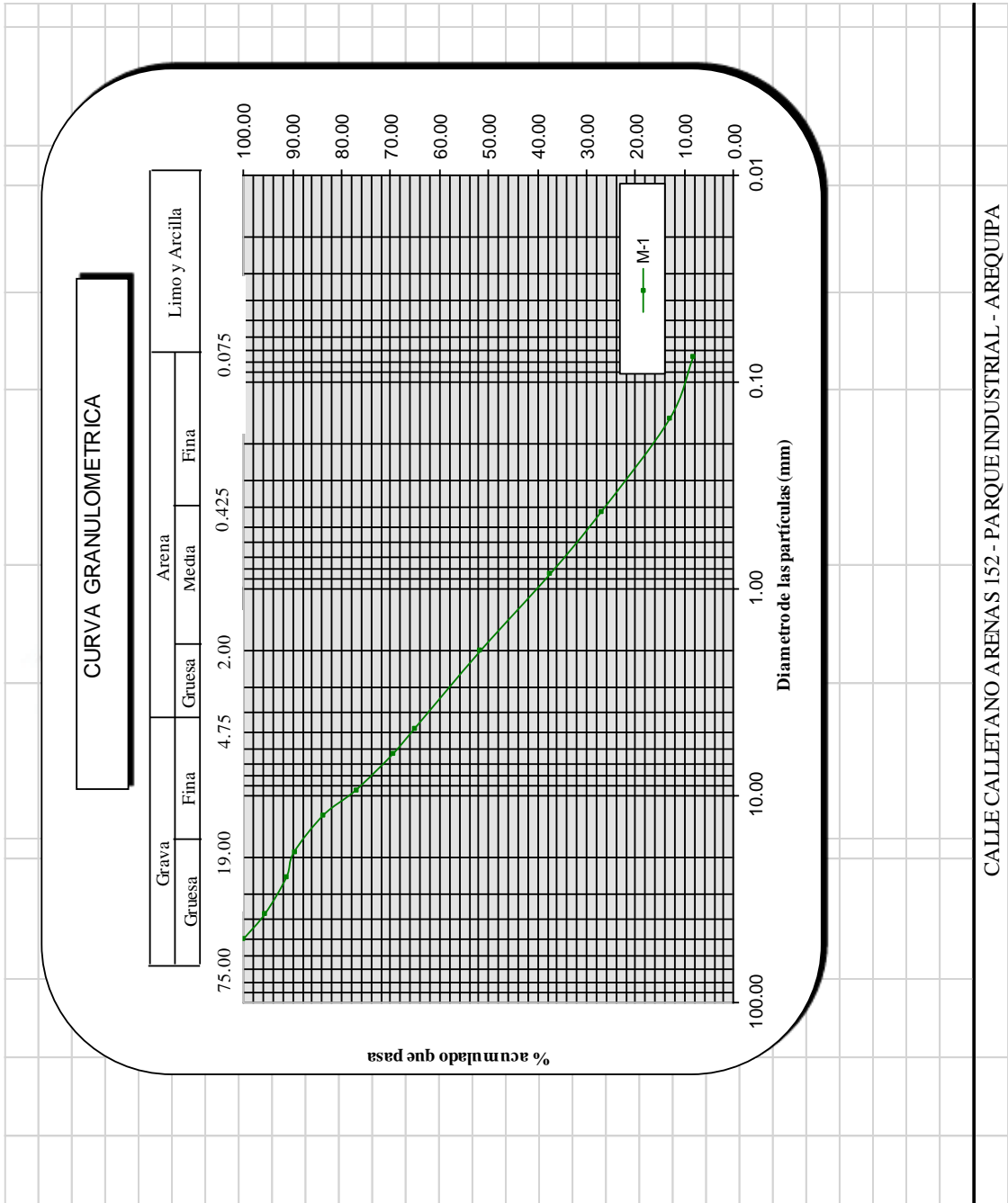
CU=	35.00
CC=	0.79

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3

*Suelos uniformes presentan cu menores a 3

*Corresponde a una arena bien graduada con limo

* Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente



CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO 2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANGSA :	3394	gr
PESO DE BANGSA :	970	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	2424	gr

Sondaje :	C-3
Muestra :	M-2
Profundidad (m) :	-3.00 m

TAMICES	ABERTURA	PESO RETENIDO	PESO QUE PASA POR EL TAMIS	
ASTM	(mm)	(gr)	(gr)	(%)
2 "	50.000	0.00	2424.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	2424.0	100.00
1 "	25.000	30.00	2394.0	98.76
3/4 "	19.000	44.00	2350.0	96.95
1/2 "	12.500	139.00	2211.0	91.21
3/8 "	9.500	99.00	2112.0	87.13
1/4 "	6.300	164.00	1948.0	80.36
N° 004	4.750	125.00	1823.0	75.21
N° 010	2.000	421.00	1402.0	57.84
N° 020	0.850	404.00	998.0	41.17
N° 040	0.425	473.00	525.0	21.66
N° 100	0.150	272.00	253.0	10.44
N° 200	0.075	133.00	120.0	4.95
Fondo		120.00		
Suma		2424.00		

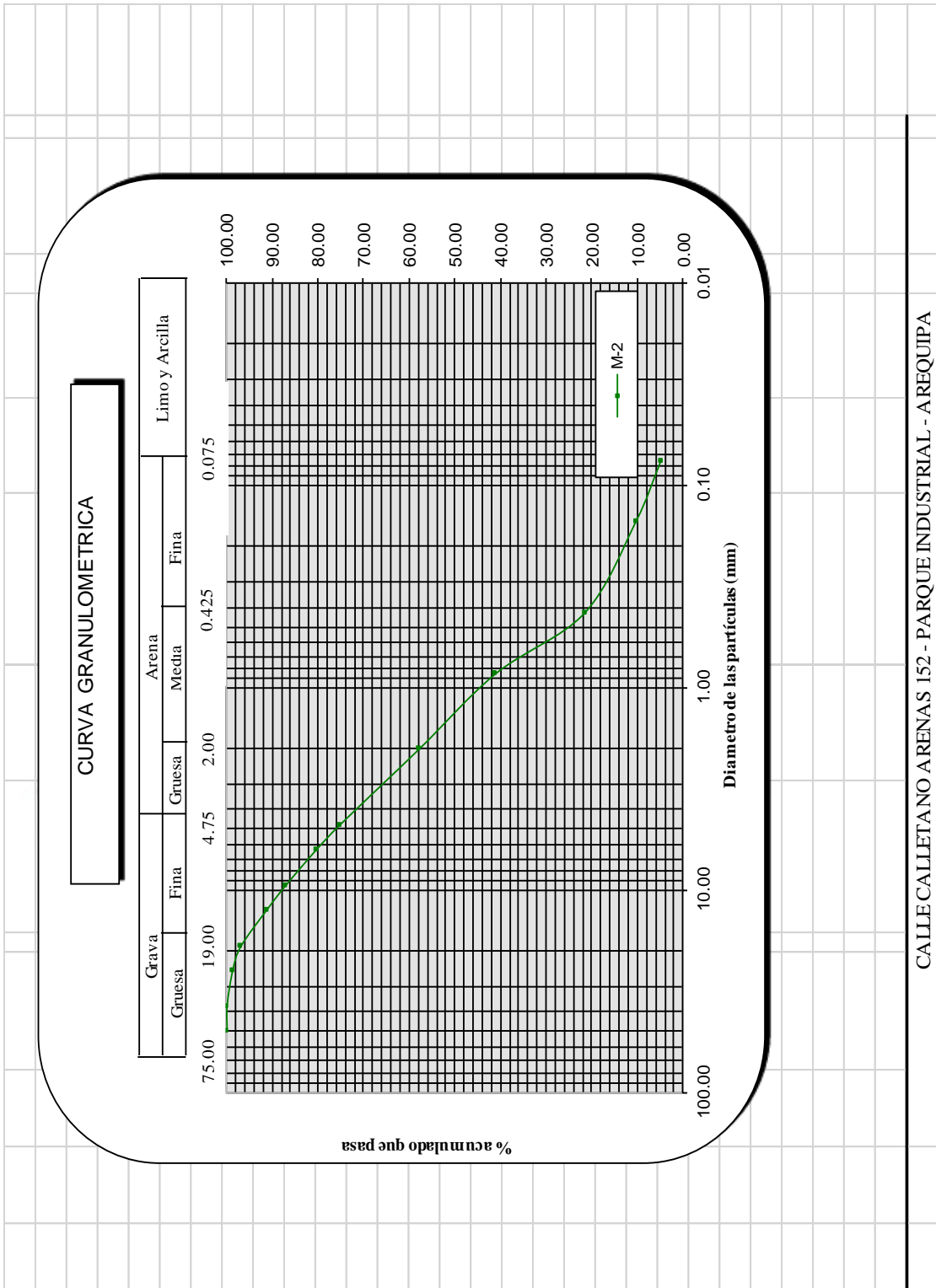
Contenido de Humedad	(%)	2.66%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SW
Clasificación (AASHTO)		A-1-b
Descripción (AASHTO)		Cañitos, grava y arena

	PESO gr	%
GRAVA	601.0	24.79%
ARENA+FINA	1823.0	75.21%

D10	0.12
D30	0.60
D60	2.20

CU=	18.33
CC=	1.36

- *Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
- *Suelos uniformes presentan cu menores a 3
- *Corresponde a una arena bien graduada
- * Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

ANALISIS GRANULOMETRICO
(ASTM D422)

INFORME : ANEXO2
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

PESO DE LA MUESTRA SECA + BANDEJA :	2826	gr
PESO DE BANDEJA :	640	gr
PESO DE LA MUESTRA SECA :	2186	gr

Sondaje :	C-3
Muestra :	M-3
Profundidad (m) :	-6.00 m

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO QUE PASA POR EL TAMIS		
		PESO RETENIDO (gr)	(gr)	(%)
ASTM 2 "	50.000	0.00	2186.0	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	2186.0	100.00
1 "	25.000	23.00	2163.0	98.95
3/4 "	19.000	53.00	2110.0	96.52
1/2 "	12.500	60.00	2050.0	93.78
3/8 "	9.500	42.00	2008.0	91.86
1/4 "	6.300	62.00	1946.0	89.02
N° 004	4.750	45.00	1901.0	86.96
N° 010	2.000	155.00	1746.0	79.87
N° 020	0.850	179.00	1567.0	71.68
N° 040	0.425	174.00	1393.0	63.72
N° 100	0.150	889.00	504.0	23.06
N° 200	0.075	328.00	176.0	8.05
Fondo		176.00		
Suma		2186.00		

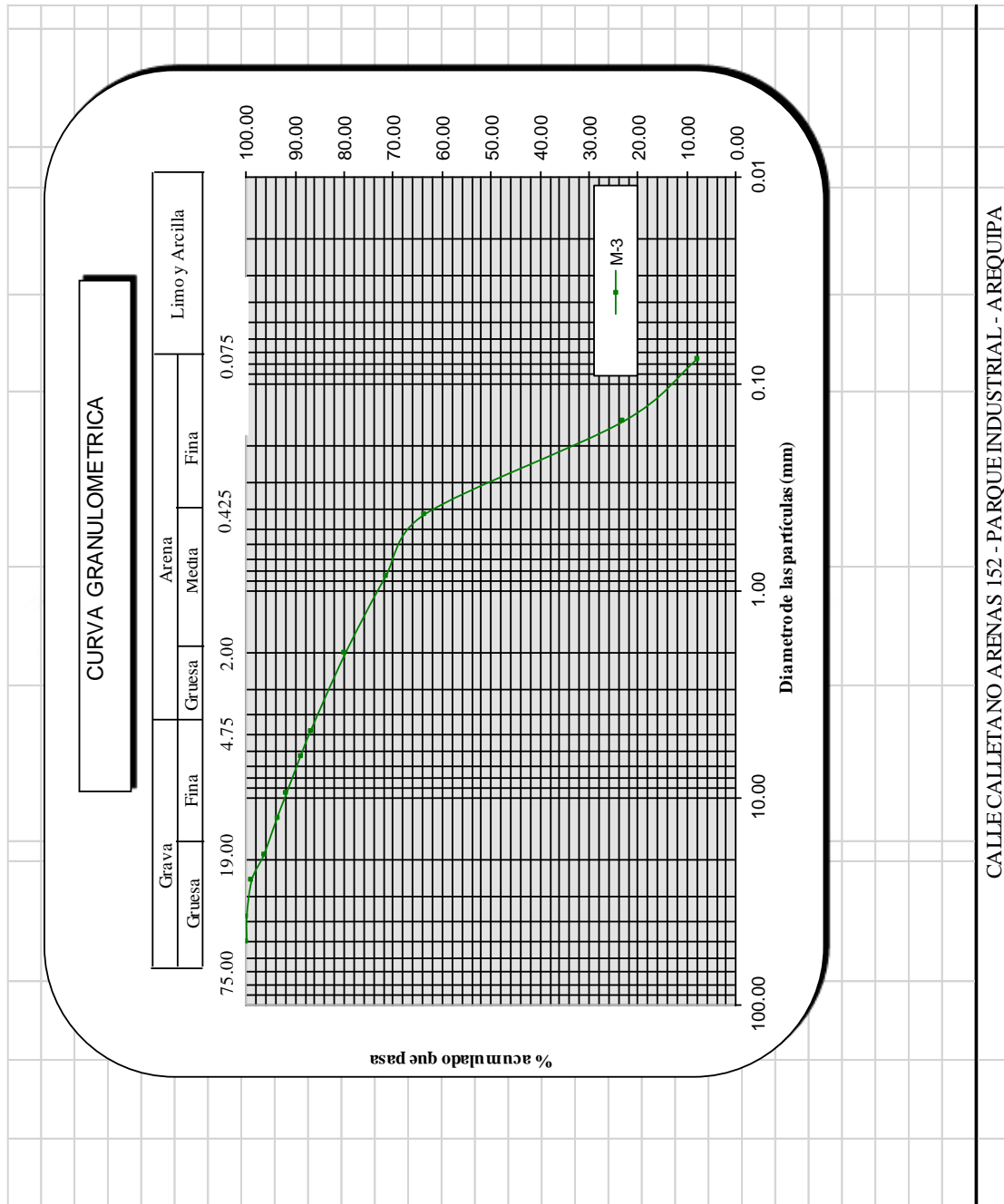
Contenido de Humedad	(%)	2.94%
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)		SP-SM
Clasificación (AASHTO)		A-3a
Descripción (AASHTO)		Arena Fina

	PESO gr	%
GRAVA	285.0	13.04%
ARENA-FINA	1901.0	86.96%

D10	0.08
D30	0.18
D60	0.37

CU=	4.46
CC=	1.06

*Suelos bien graduados presentan cc entre 1 y 3
*Suelos uniformes presentan cu menores a 3
* Por su coeficiente uniformidad podemos mencionar que la muestra es una arena mal graduada con presencia de limo
* Según la clasificación AASHTO el suelo es de bueno a excelente





ANEXO 3

DENSIDAD MÁXIMA Y DENSIDAD MÍNIMA





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

Dnsidad Mínima y Maxima
(ASTM D-4253 D-4254)

INFORME : ANEXO 3
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

Sondaje	C-1	C-1	C-1
Muestra	M-1	M-2	M - 3
Profundidad (m)	-1.50 m	-3.00 m	-6.00 m

Peso del molde (gr)	8433	8433	8433
Volumen de Molde (cm ³)	3316	3316	3316
Peso de Molde + Muestra suelta (gr)	13115	13577	13624
Peso de Muestra suelta (gr)	4682	5144	5191
Densidad minima (gr/cm ³)	1.41	1.55	1.57

Peso del molde (gr)	3580	3580	3580
Volumen de Muestra Comp. (cm ³)	2344	2381	2362
Peso de Molde + Muestra Comp. (gr)	7736	7995	8217
Peso de la Muestra (gr)	4156	4415	4637
Densidad Maxima (gr/cm ³)	1.77	1.85	1.96

Area Molde = 183.85 cm²
 Diametro de molde = 15.30 cm

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

Dnsidad Mínima y Maxima
(ASTM D-4253 D-4254)

INFORME : ANEXO 3
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

Sondaje	C-2	C-2	C-2
Muestra	M-1	M-2	CV - 6
Profundidad (m)	-1.00 m	-3.00 m	-6.00 m

Peso del molde (gr)	8433	8433	8433
Volumen de Molde (cm3)	3316	3316	3316
Peso de Molde + Muestra suelta (gr)	13103	13513	13273
Peso de Muestra suelta (gr)	4670	5080	4840
Densidad minima (gr/cm3)	1.41	1.53	1.46

Peso del molde (gr)	3580	3580	3580
Volumen de Muestra Comp. (cm3)	2381	2399	2482
Peso de Molde + Muestra Comp. (gr)	7728	8010	8116
Peso de la Muestra (gr)	4148	4430	4536
Densidad Maxima (gr/cm3)	1.74	1.85	1.83

Area Molde = 183.85 cm²
 Diametro de molde = 15.30 cm

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

Dnsidad Mínima y Maxima
(ASTM D-4253 D-4254)

INFORME : ANEXO 3
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

Sondaje	C-3	C-3	C-3
Muestra	M-1	M-2	M-3
Profundidad (m)	-1.50 m	-3.00 m	-6.00 m

Peso del molde (gr)	8433	8433	8433
Volumen de Molde (cm ³)	3316	3316	3316
Peso de Molde + Muestra suelta (gr)	13000	13552	13479
Peso de Muestra suelta (gr)	4567	5119	5046
Densidad mínima (gr/cm ³)	1.38	1.54	1.52

Peso del molde (gr)	3580	3580	3580
Volumen de Muestra Comp. (cm ³)	2399	2399	2436
Peso de Molde + Muestra Comp. (gr)	7590	7994	8033
Peso de la Muestra (gr)	4010	4414	4453
Densidad Maxima (gr/cm ³)	1.67	1.84	1.83

Area Molde = 183.85 cm²
 Diametro de molde = 15.30 cm

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



ANEXO 4

DENSIDAD NATURAL IN SITU MEDIANTE METODO DE
ARENA





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

LABORATORIO GEOTECNICO

**DENSIDAD EN SITU
(ASTM D1556)**

INFORME : ANEXO4
PROYECTO : TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR : BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION : CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA : AGOSTO-2013

01.00	Peso arena + frasco	grs	5124.00
02.00	Peso de arena que queda + frasco	grs	1330.00
03.00	Peso de arena en cono	grs	1730.00
04.00	Peso neto de arena en el hueco	grs	2064.00
05.00	Densidad de arena	gr/cm3	1.47
06.00	Volumen del hueco	cm3	1404.08
07.00	Peso de suelo + grava + bandeja	grs	2730.00
08.00	Peso de Bandeja	grs	180.00
09.00	Peso neto de suelo + grava	grs	2550.00
10.00	Peso grava seca + bandeja	grs	336.00
11.00	Peso grava seca	grs	156.00
12.00	Volumen de grava por desplazamiento	cm3	59.82
13.00	Porcentaje de grava	%	6.12
14.00	Peso de suelo	grs	2394.00
15.00	Volumen del suelo	cm3	1344.27
16.00	Densidad del suelo humedo	gr/cm3	1.78
17.00	Porcentaje de humedad	%	3.50
18.00	Densidad seca	gr/cm3	1.72
19.00	Peso especifico de grava	gr/cm3	2.61

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



ANEXO 5

ENSAYO DE CORTE DIRECTO





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
LABORATORIO GEOTECNICO

CORTE DIRECTO
(ASTM 3080)

INFORME ANEXO 5
PROYECTO TESIS "ESTUDIO COMPARATIVO Y DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DUAL Y DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA"
REALIZADO POR BACH. ING MAURICIO URQUIZO SURCO
UBICACION CERRO COLORADO -URB RESID. CAMPO VERDE
FECHA AGOSTO-2013

CALICATA 1 :	M2	
PESO DE LA CAJA DE CORTE :	1239.22	gr
VOLUMEN DE LA CAJA DE CORTE :	93.6	cm ³
DENSIDAD DE LA MUESTRA :	1.85	gr/cm ³
HUMEDAD :	2.8	%
PESO DE LA MUESTRA :	173.2	gr
PESO DE CAJA DE CORTE + MUESTRA :	1412.4	gr
AREA DE CORTE:	36.0	cm ²

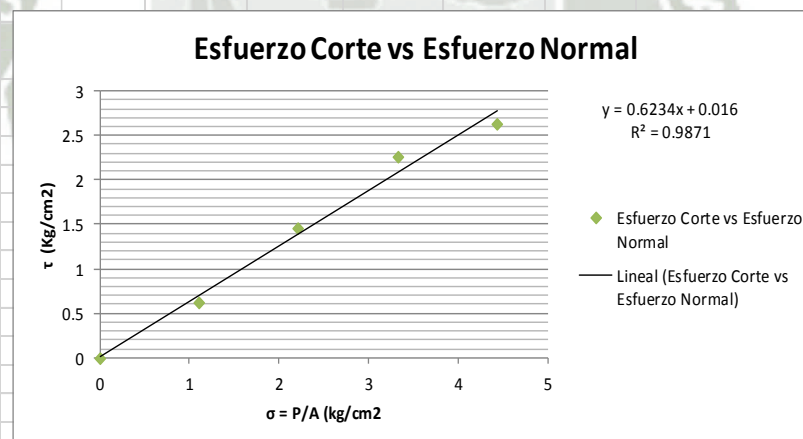
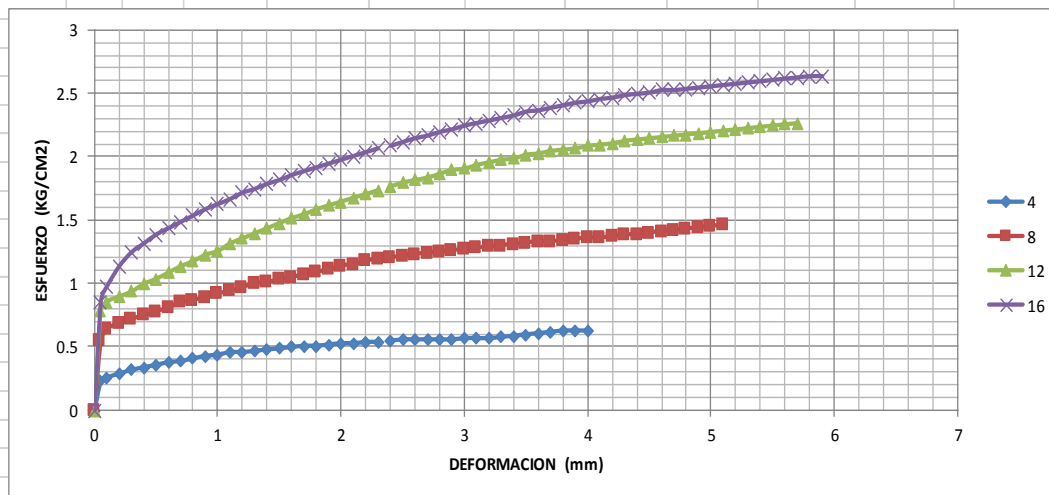
Dez (x 10 ⁻² mm)	t (kg/cm ²)			
	4	8	12	16
0	0	0	0	0
5	0.23	0.55	0.79	0.86
10	0.26	0.64	0.86	0.98
20	0.29	0.69	0.90	1.14
30	0.32	0.72	0.94	1.25
40	0.34	0.75	1.00	1.32
50	0.36	0.78	1.04	1.39
60	0.38	0.81	1.09	1.44
70	0.39	0.85	1.14	1.49
80	0.41	0.87	1.18	1.54
90	0.43	0.89	1.23	1.59
100	0.44	0.92	1.26	1.63
110	0.46	0.94	1.32	1.67
120	0.46	0.97	1.36	1.72
130	0.47	1.00	1.40	1.75
140	0.48	1.01	1.44	1.79
150	0.49	1.03	1.48	1.82
160	0.5	1.05	1.52	1.86
170	0.51	1.07	1.55	1.89
180	0.51	1.09	1.59	1.92
190	0.52	1.11	1.62	1.95
200	0.53	1.14	1.65	1.98
210	0.53	1.15	1.68	2.01
220	0.54	1.18	1.71	2.04
230	0.54	1.19	1.74	2.07

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA

240	0.55	1.2	1.77	2.09
250	0.56	1.22	1.8	2.12
260	0.56	1.23	1.82	2.15
270	0.56	1.24	1.84	2.17
280	0.56	1.25	1.87	2.20
290	0.56	1.26	1.9	2.22
300	0.57	1.27	1.91	2.25
310	0.57	1.28	1.94	2.27
320	0.57	1.29	1.96	2.29
330	0.58	1.3	1.98	2.31
340	0.59	1.31	1.99	2.33
350	0.6	1.32	2.02	2.36
360	0.61	1.33	2.03	2.37
370	0.62	1.33	2.05	2.39
380	0.63	1.34	2.06	2.41
390	0.63	1.35	2.07	2.43
400	0.63	1.36	2.09	2.44
410		1.36	2.1	2.46
420		1.37	2.11	2.47
430		1.38	2.13	2.49
440		1.39	2.14	2.50
450		1.4	2.15	2.51
460		1.41	2.16	2.53
470		1.42	2.17	2.53
480		1.43	2.18	2.54
490		1.44	2.19	2.55
500		1.45	2.2	2.56
510		1.46	2.21	2.57
520			2.22	2.58
530			2.23	2.59
540			2.24	2.60
550			2.25	2.61
560			2.26	2.62
570			2.27	2.63
580				2.64
590				2.64

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA

CARGA (kg)	$\sigma = P/A$ (kg/cm ²)	τ (Kg/cm ²)
4	1.11	0.63
8	2.22	1.46
12	3.33	2.27
16	4.44	2.64



Angulo de fricción (ϕ) =	31.94
Cohesion (c) =	0

CALLE CALLETANO ARENAS 152 - PARQUE INDUSTRIAL - AREQUIPA



ANEXO 6

PRE SUPUESTO USANDO EL SISTEMA DUAL



Presupuesto

EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS USANDO EL SISTEMA DUAL

Cliente U.C.SM
Lugar AREQUIPA - AREQUIPA - CERRO COLORADO

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				1,587,847.35
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				15,105.31
01.01.01	EXCAVACIONES				11,006.07
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO PESADO	m3	151.63	15.79	2,394.24
01.01.01.02	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	m3	278.70	30.90	8,611.83
01.01.02	RELLENOS				4,099.24
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	153.30	26.74	4,099.24
01.02	CONCRETO SIMPLE				11,490.78
01.02.01	SOLADOS				1,313.21
01.02.01.01	CONCRETO SOLADO MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON e=0.05 m.	m2	107.64	12.20	1,313.21
01.02.02	CIMIENTO CORRIDO				7,357.32
01.02.02.01	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	39.46	186.45	7,357.32
01.02.03	SOBRECIMIENTO				2,820.25
01.02.03.01	CONCRETO SOBRECIMIENTOS MEZCLA 1:8 + 25% P.M.	m3	3.99	199.63	796.52
01.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	53.20	38.04	2,023.73
01.03	CONCRETO ARMADO				1,561,251.26
01.03.01	ESCALERAS				18877.14
01.03.01.01	CONCRETO ESCALERAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	29.35	375.31	11,015.35
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ESCALERA	m2	71.32	49.21	3509.66
01.03.01.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	918.17	4.74	4,352.13
01.03.02	CIMIENTO REFORZADO				24,385.28
01.03.02.01	CONCRETO CIMIENTO REFORZADO $f_c=210$ Kg/cm ²	m3	96.19	250.04	24,051.35
01.03.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	70.45	4.74	333.93
01.03.03	SOBRECIMIENTO REFORZADO				22,083.78
01.03.03.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO REFORZADO $f_c=210$ kg/cm ²	m3	17.26	344.36	5,943.65
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	141.06	38.04	5,365.92
01.03.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	2,273.04	4.74	10,774.21
01.03.04	ZAPATAS				17,522.71
01.03.04.01	CONCRETO ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	25.14	294.85	7,412.53

01.03.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,132.95	4.74	10,110.18
01.03.05	VIGA DE CIMENTACION				1,741.45
01.03.05.01	CONCRETO VIGAS DE CIMENTACION $f_c=210$ kg/cm2	m3	1.08	258.23	278.89
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACION	m2	8.64	47.65	411.70
01.03.05.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	221.70	4.74	1,050.86
01.03.06	COLUMNAS				97,543.18
01.03.06.01	CONCRETO COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm2	m3	61.80	271.81	16,797.86
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS 0.45x0.45x2.40 m.	m2	532.66	57.51	30,633.28
01.03.06.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	10,572.16	4.74	50,112.04
01.03.07	PLACAS Y MUROS ESTRUCTURALES				651,867.20
01.03.07.01	CONCRETO PLACAS Y MUROS ESTRUCTURALES $f_c=210$ kg/cm2	m3	505.24	262.54	132,645.71
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACAS Y MUROS ESTRUCTURALES	m2	4,192.56	42.32	177,429.14
01.03.07.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	72,108.09	4.74	341,792.35
01.03.08	LOSAS MACIZAS				297,124.14
01.03.08.01	CONCRETO LOSA MACIZA $f_c=210$ KG/CM2	m3	290.71	254.62	74,020.58
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS MACIZAS	m2	2,206.22	32.49	71,680.09
01.03.08.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	31,945.88	4.74	151,423.47
01.03.09	LOSAS ALIGERADAS				92,858.43
01.03.09.01	CONCRETO LOSAS ALIGERADAS $f_c= 210$ kg/cm2	m3	290.71	254.62	74,020.58
01.03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA ALIGERADA	m2	282.10	32.49	9,165.43
01.03.09.03	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.20 m	und	2,368.00	2.38	5,635.84
01.03.09.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	851.60	4.74	4,036.58
01.03.10	VIGAS				228,484.18
01.03.10.01	CONCRETO VIGAS $f_c=210$ kg/cm2	m3	188.23	252.31	47,492.31
01.03.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	1,630.52	47.65	77,694.28
01.03.10.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	21,792.74	4.74	103,297.59
01.03.11	MUROS Y TABIQUES				108,763.77
01.03.11.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	2,239.32	48.57	108,763.77

Costo Directo

1,586,193.89

SON : UN MILLON QUINIENTOS OCHENTISEIS MIL CIENTO NOVENTITRES Y 89/100 NUEVOS SOLES



ANEXO 7

PRE SUPUESTO USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE
DUCTILIDAD LIMITADA



Presupuesto

EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS USANDO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Cliente **U.C.S.M**
Lugar **AREQUIPA - AREQUIPA - CERRO COLORADO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				1,759,433.98
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				22,467.05
01.01.01	EXCAVACIONES				12,511.21
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO PESADO	m3	792.35	15.79	12,511.21
01.01.02	RELLENOS				9,955.84
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	372.32	26.74	9,955.84
01.02	CONCRETO SIMPLE				6,185.40
01.02.01	SOLADOS				6,185.40
01.02.01.01	CONCRETO SOLADO MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON e=0.05 m.	m2	507.00	12.20	6,185.40
01.03	CONCRETO ARMADO				1,730,781.53
01.03.01	ESCALERAS				17,225.75
01.03.01.01	CONCRETO ESCALERAS f _c =210 kg/cm ²	m3	29.35	375.30	11,015.06
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ESCALERA	m2	37.72	49.05	1,850.17
01.03.01.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	919.94	4.74	4,360.52
01.03.02	CIMIENTO REFORZADO				4,188.93
01.03.02.01	CONCRETO CIMIENTO REFORZADO f _c =210 Kg/cm ²	m3	15.18	250.24	3,798.64
01.03.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	82.34	4.74	390.29
01.03.03	SOBRECIMIENTO REFORZADO				10,554.43
01.03.03.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO REFORZADO f _c =210 kg/cm ²	m3	7.51	239.07	1,795.42
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	93.79	37.63	3,529.32
01.03.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1,103.31	4.74	5,229.69
01.03.04	LOSA DE CIMENTACION				168,555.84
01.03.04.01	CONCRETO LOSA DE CIMENTACION FC=210 KG/CM ²	m3	270.32	260.33	70,372.41

01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE BORDE EN LOSA DE CIMENTACION h=1.00 m.	m2	111.17	39.25	4,363.42
01.03.04.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	19,793.25	4.74	93,820.01
01.03.05	COLUMNAS				3,316.54
01.03.05.01	CONCRETO COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm2	m3	2.27	372.28	845.08
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	30.46	39.97	1,217.49
01.03.05.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	264.55	4.74	1,253.97
01.03.06	MUROS ESTRUCTURALES				1,027,070.66
01.03.06.01	CONCRETO MUROS ESTRUCTURALES $f_c=210$ kg/cm2	m3	688.72	263.82	181,698.11
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS ESTRUCTURALES	m2	9,756.59	57.93	565,199.26
01.03.06.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	59,108.29	4.74	280,173.29
01.03.07	LOSAS MACIZAS				405,198.47
01.03.07.01	CONCRETO LOSA MACIZA $f_c=210$ KG/CM2	m3	308.96	254.88	78,747.72
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS MACIZAS	m2	2,395.12	75.53	180,903.41
01.03.07.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	30,706.19	4.74	145,547.34
01.03.08	LOSAS ALIGERADAS				36,985.45
01.03.08.01	CONCRETO LOSAS ALIGERADAS $f_c= 210$ kg/cm2	m3	24.04	254.88	6,127.32
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS ALIGERADAS	m2	282.10	75.10	21,185.71
01.03.08.03	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.20 m	und	2,368.00	2.38	5,635.84
01.03.08.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	851.60	4.74	4,036.58
01.03.09	VIGAS				49,682.10
01.03.09.01	CONCRETO VIGAS $f_c=210$ kg/cm2	m3	41.97	252.57	10,600.36
01.03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	349.11	46.07	16,083.50
01.03.09.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	4,851.95	4.74	22,998.24
01.03.10	ALFEISER DE LADRILLO				8,003.36
01.03.10.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	164.78	48.57	8,003.36

Costo Directo

1,759,433.98

SON : UN MILLON SETECIENTOS CINCUENTINUEVE MIL CUATROCIENTOS TRENTITRES Y 98/100 NUEVOS SOLES



ANEXOS

PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DUAL





ANEXO 9

**PROGRAMACION DE OBRA USANDO EL SISTEMA DE
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**





CAPITULO 11

BIBLIOGRAFIA



CAPÍTULO XI: BIBLIOGRAFIA

1. Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú, Lima. Ed. Megabyte, 2012.
2. Bazán Enrique, Meli Roberto. "Diseño sísmico de edificios". México. Editorial Limusa.2011.
3. Badillo Juarez, Rodríguez Rico. "Mecánica de suelos Tomo I y II". México. Editorial Limusa. Tercera edición. 1974.
4. Ottazzi Pasino Gianfranco. "Diseño en concreto armado". Peru, Lima. 2006.
5. Bowles, Joseph. "Foundation Análisis and Design". New York, Mc Graw-Hill. 1997.
6. San Bartolome, Angel 199 "Análisis de edificios". Segunda edición. Lima: "Pontificia Universidad Católica del Peru", fondo editorial.
7. Nawy, E. "Concreto Reforzado" Un enfoque básico. New Jersey. Editorial Prentice hall. 1998.
8. Fratelli, Maria Graciela. "Edificios Altos y Estructuras Sismo resistentes". Venezuela. U.C.V.199.
9. Chopra, Anika. "Dynamics of Structure" University of California at Berkeley. New Jersey. Pretince hall. 1995.
10. Morales Morales, Roberto. "Diseño en concreto armado". Lima Perú. Editorial I.C.G. 2006.
11. Blanco Blasco, Antonio. "Estructuración y Diseño de Edificación de Concreto Armado. Lima-Perú. Editorial C.I.P.1999.
12. Alfaro, Juan. "Análisis Estático y Dinámico Lineal y No lineal de sistemas de Edificios". Lima Perú. Editorial Megabyte. 2004
13. Nuñez Pelaez, Alejandro. "Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamiento en la Norma Peruana de Diseño Sismoresistente". Lima Perú. 1998.
14. Chávez A, Antonio José. "Disposiciones Especiales para el diseño sísmico". Lima Perú.
15. Morales Morales, Roberto. "Configuración Estructural Sismoresistente". Lima Perú. Estructuras y Construcción – ACI Capítulo Peruano Vol. Nº 1 año 1999.
16. San Bartolomé, Ángel. Ishikawa Rojas, Luis. Koo, Jose Ivan." Estudio experimental de los dos criterios del aci empleadosPara confinar los bordes de los muros de concreto armado. Lima Perú.
17. San Bartolomé, Ángel. "Interacción Tabique-Pórtico". Lima Perú. Fondo Editorial PUCP.

18. San Bartolomé, Ángel. "Construcciones de Albañilería". Lima Perú. Fondo editorial PUCP.1998.
19. Blanco Blasco, Antonio. "Conferencia Cimentaciones en Edificaciones". Lima Perú.
20. Artículo "Factores que determinan el tipo de cimentación".
21. Luna Arroyo, José Luis. Tena Colunga, Arturo. "Observaciones sobre algunos criterios de diseño Sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado".México. Artículo publicado en enero 2002.
22. Prato, Carlos. Ceballos, Mareclo. Pinto Federico. "Método Modal espectral", curso de la carrera de Ing Civil.2010.
23. Artículo publicado por Chuy, Cecilia y Neurohr, Erich. "Comportamiento sísmico de Edificios Irregulares en Elevación".
24. Aguiar Falconi, Roberto. "Análisis Sísmico de Edificios". Primera edición. Quito Ecuador. 2008.
25. Artículo: "Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos"
26. Hamsen E. Teodoro. "Diseño de estructuras de concreto Armado" Tercera Edición. Lima Perú. Fondo Editorial 2002.
27. Gonzales Cuevas, Oscar. "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". México
28. Calavera, J. "Cálculo de estructuras de cimentación". 4 Edición. Editorial Intemac.
29. Tesis: Taboada García, José Antonio. "Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadora". Lima Perú. PUCP.
30. Tesis: Villegas Gonzales, María Virginia. "Diseño de un Edificio de departamentos de siete pisos con muros de concreto armado". Lima Perú. PUCP.2009
31. San Bartolome, Angle. Nuñez, Alejandro. Villagarcia, Mariela. "Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con malla electrosoldadas".PUCP
32. Galvez Villacorta, Adolfo Guillermo, "Propuesta del factor de reducción sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras ductiles y mallas electrosoldadas". Lima Peru. 2008.
33. Nuños, Alejandro y Tinman Marcos. "Edificios Integrales de Concreto Armado para viviendas Economicas".Lima Peru.PUCP. Prisma Ingenieros.
34. Tesis: Delgado Ehni, Raul Javier y Rodríguez-Larrain Peña, Catalina. "Edificios Peruanos con muros de concreto de ductilidad Limitada". Lima Perú. PUCP.2006.
35. Colegio de Ingenieros del Peru. Blanco Blasto Antonio, Muñoz Alejandro, Ottazi, Gianfranco."Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada". Lima Perú. 2004.
36. Tesis: Granados Saenz, Valentino. Lopez Wong Jorge Junior. "Diseño de un edificio de muros de ductilidad limitada de cinco niveles". Lima Perú. PUCP.2012.

37. San Bartolomé, Ángel. "Comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzado con malla electro soldada y acero dúctil". Lima Perú. PUCP

