

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO
DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL
CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA**

TESIS

PRESENTADO POR:

RONALD MARCO ARAPA ÁLVAREZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE :

INGENIERO CIVIL

PUNO PERÚ

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO
POBLADO DE JAYLLIHUAYA

TESIS PRESENTADO POR:
RONALD MARCO ARAPA ÁLVAREZ
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE :



INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE :
ING: RAUL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

PRIMER MIEMBRO :
ING: EMILIO AUGUSTO MOLINA CHÁVEZ

SEGUNDO MIEMBRO:
ING: YASMANI TEÓFILO VITULAS QUILLE

DIRECTOR DE TESIS:
ING: NICOLAS LUZA FLORES

ASESOR DE TESIS:
ING: JUAN CARLOS ALMONTE BURGOS

TEMA : Simulación Y Diseño Estructural De Edificios
ÁREA : Estructuras
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN : análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN 08 DE SETIEMBRE DEL 2017

DEDICATORIA

El trabajo realizado para la obtención de mi título se lo dedico a mis padres , a mis hermanos quienes me apoyaron en todo momento en todo mi desarrollo personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco, a la persona muy especial en mi vida; por apoyarme y darme fortaleza, quien es un pilar en mi vida que me brinda todo su apoyo.

Agradezco a mis docentes quienes nos brindaron sus conocimientos y experiencias para nuestro desarrollo profesional.

.

ÍNDICE

I.	ASPECTOS GENERALES.....	18
1.1.	ANTECEDENTES.....	18
1.2.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	19
1.2.1.	IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.2.2.	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	20
1.2.2.1.	PROBLEMA GENERAL	20
1.2.2.2.	PROBLEMA ESPECÍFICO.....	20
1.3.	JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	21
1.4.	OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	21
1.4.1.	OBJETIVO GENERAL	21
1.4.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.5.	UBICACIÓN Y EXTENSIÓN	22
1.5.1.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO	22
1.5.2.	UBICACIÓN POLÍTICA DEL PROYECTO.....	23
1.5.3.	ACCESOS.....	23
1.6.	ARQUITECTURA DEL PROYECTO	23
II	MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	26
2.1.	PROPIEDADES DE SUELOS	26
2.1.1.	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT	26
2.2.	MECÁNICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO DE CIMENTACIONES	31
2.2.1.	FUNDACIÓN	31
2.2.2.	TIPOS DE CIMENTACIÓN.....	32
2.2.2.1.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	32
2.2.3.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ..	32
2.2.3.1.	INTRODUCCIÓN:	32
2.2.3.2.	CONCEPTOS DE TIPO DE FALLA	33
2.2.3.3.	TEORÍAS DE LA CAPACIDAD PORTANTE	34
2.2.3.4.	MODIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL FREÁTICO 37	
2.2.4.1.	ASENTAMIENTO TOLERABLE	39
2.3.	ESTRUCTURACIÓN.....	40
2.3.1.	REQUISITOS RELEVANTES EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO	41

2.3.2.	REQUISITOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	42
2.3.3.	CIMENTACIONES	42
2.4.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	43
2.4.1.	PRE DIMENSIONAMIENTO LOSA ALIGERADA	43
2.4.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO LOSA MACIZA.....	44
2.4.2.1.	EN UNA DIRECCIÓN	44
	TABLA Nro. 2 - 3: ESPESOR O PERALTE MÍNIMO PARA LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN	44
2.4.2.2.	EN DOS DIRECCIONES	44
2.4.3.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGA	45
2.4.3.1.	VIGAS PRINCIPALES	45
2.4.3.2.	VIGAS SECUNDARIAS.....	45
2.4.4.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA	46
2.4.5.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE PLACAS	47
2.4.6.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS.....	48
2.5.	METRADO DE CARGAS.....	49
2.5.1.	CARGAS MUERTAS.....	49
2.5.2.	CARGAS VIVAS	49
2.6.	REGLAMENTOS	50
2.7.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	50
2.7.1.	MODELOS ANALÍTICOS.....	51
2.7.2.	MÉTODOS DE ANÁLISIS	52
2.7.2.1.	MÉTODOS MATRICIALES.....	52
2.7.2.2.	MÉTODOS DE ANÁLISIS ELÁSTICO DE PLACAS Y LÁMINA	52
2.7.3.	MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	53
2.7.3.1.	MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	53
2.7.3.2.	MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	67
2.8.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	70
2.9.1.	MÉTODOS DE DISEÑO.....	71
2.9.2.	DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA	71
2.9.2.1.	PREMISAS DE DISEÑO DEL CONCRETO REFORZADO	71
2.9.2.2.	REQUISITOS DE RESISTENCIA.....	72
2.9.2.3.	FACTORES DE CARGA	72
2.9.2.4.	FACTORES DE REDUCCIÓN.....	73

2.9.3.	DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	73
2.9.3.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA HZ DE LA ZAPATA.....	74
2.9.3.2.	FALLA POR LONGITUD DE DESARROLLO	76
2.9.3.3.	TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN	76
2.9.3.4.	CRITERIOS PARA DETERMINAR PROFUNDIDAD DE DESPLANTE..	77
2.9.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN: VIGAS	78
2.9.4.1.	VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS	78
2.9.4.2.	VIGAS DOBLEMENTE REFORZADAS	79
2.9.5.	DISEÑO POR CORTANTE: VIGAS	79
2.9.5.1.	REFUERZO MÍNIMO POR CORTANTE.....	81
2.9.6.	TORSIÓN EN VIGAS	81
2.9.7.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: COLUMNAS	82
2.9.7.1.	COLUMNAS ROBUSTAS.....	83
2.9.7.2.	COLUMNAS ESBELTAS.....	87
2.9.8.	DISEÑO POR CORTANTE: COLUMNAS.....	88
2.9.9.	COLUMNAS ESBELTAS O LARGAS	90
2.9.10.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: MUROS DE CORTE	93
2.9.11.	DISEÑO POR CORTANTE: MUROS DE CORTE.....	95
2.9.12.	ADHERENCIA	97
2.9.11.1.	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN.	97
2.9.11.2.	LONGITUD GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN	98
2.9.11.3.	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADAS A COMPRESIÓN.....	98
III	INGENIERÍA DEL PROYECTO.....	99
3.1.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	99
3.1.1.	ESTRUCTURACIÓN.....	99
3.1.2.	LOSAS	99
3.1.3.	VIGAS.....	100
	VIGAS PRINCIPALES	100
	VIGAS SECUNDARIAS.....	101
3.1.4.	COLUMNAS	102
3.1.5.	ESCALERAS	109
3.2.	ANÁLISIS SÍSMICO	109
3.2.1.	CÁLCULOS Y RESULTADOS DEL MODELO CON BASE FIJA.....	110

3.2.1.1.	DERIVAS MÁXIMAS POR NIVEL.....	110
3.2.1.2.	MODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL.....	113
3.2.1.3.	DERIVAS MÁXIMAS POR NIVEL.....	115
3.2.1.4.	MODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL.....	117
3.2.1.5.	VERIFICACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA “R”	119
3.2.1.6.	REACCIONES EN LA BASE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO	123
3.2.1.7.	REACCIONES EN LA BASE DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	127
3.2.1.8.	ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN.....	131
3.3.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	131
3.3.1.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	131
3.3.1.1.	CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	131
3.3.1.2.	Pre dimensionamiento de la cimentación.....	133
3.3.1.3.	CIMENTACIÓN: PLATEA DE CIMENTACIÓN	133
3.3.1.4.	VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO....	134
3.3.1.5.	VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO	136
3.3.1.6.	PLATEA DE CIMENTACIÓN	137
3.3.2.	DISEÑO DE LAS LOSAS ALIGERADAS.	141
3.3.3.	DISEÑO DE VIGAS.....	148
	VIGAS SECUNDARIAS.....	159
3.3.4.	DISEÑO DE COLUMNAS	167
3.3.4.1.	DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN.....	167
3.3.5.	DISEÑO DE MUROS DE CORTE	178
3.3.6.	DISEÑO DE ESCALERAS	185
IV	CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS.....	189
V	CONCLUSIONES GENERALES	195
	CONCLUSIONES ESPECÍFICOS	195
VI	BIBLIOGRAFÍA.....	197

FIGURA Nro. 1 - 1: UBICACIÓN DEL PROYECTO	22
FIGURA Nro. 1 - 2: PLANOS DE PLAN ELEVACIÓN Y CORTES.	25
FIGURA Nro. 2 -2a: FALLA POR CORTANTE GENERAL	33
FIGURA Nro. 2 -2b: FALLA POR CORTE LOCAL	34
FIGURA Nro. 2 - 3: FALLA PUNZONANTE	34
FIGURA Nro. 2 -4: ZONAS DE FALLA BAJO LA CIMENTACIÓN	35
FIGURA Nro. 2 -6 b: MODIFICACIÓN POR NIVEL FREÁTICO	38
FIGURA Nro. 2 -6 a: ASENTAMIENTO DIFERENCIAL	39
FIGURA Nro. 2 -7: FACTORES DE ZONA	55
FIGURA Nro. 2 -8: PUNZONAMIENTO EN UNA ZAPATA AISLADA	75
FIGURA Nro. 2 -9: SECCIONES CRÍTICAS EN ZAPATAS AISLADAS	75
FIGURA Nro. 2 - 10: SECCIÓN CRÍTICA PARA LONGITUD DE DESARROLLO EN ZAPATAS	76
FIGURA Nro. 2 - 11: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS	87
FIGURA Nro. 2 - 12: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS	91
FIGURA Nro. 2 - 13: DIAGRAMA DE DISTANCIA ENTE LOS PUNTOS DE INFLEXIÓN	92
FIGURA Nro. 3 - 1: ÁREAS TRIBUTARIAS.	104
FIGURA Nro. 3 - 2: ÁREAS TRIBUTARIAS.	108
FIGURA Nro. 3 - 3: DETALLE DE ESCALERA	109
FIGURA Nro. 3 - 4: MODELO PARA EL ETABS2014	110
FIGURA Nro. 3 - 4.a: DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN DIRECCIÓN X	111
FIGURA Nro. 3 - 4.b: DESPLAZAMIENTOS LATERALES DIRECCIÓN Y	112
FIGURA Nro. 3 -5: DISTRIBUCIÓN MODIFICADA	114
FIGURA Nro. 3 -6: DISTRIBUCIÓN MODIFICADA	115
FIGURA Nro. 3 -7: DERIVAS EN SENTIDO SÍSMICO X -Y	116
FIGURA Nro. 3-8: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	118
FIGURA Nro. 3-9: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	118
FIGURA Nro.3-10:MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	118
FIGURA Nro.3-11: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	118
FIGURA Nro.3-12: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	119
FIGURA Nro.3-13: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	119
FIGURA Nro.3-14:FUERZA LATERAL Y CORTANTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO	126
Figura Nro. 3 -15: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR ANÁLISIS DINÁMICO	130
TABLA Nro. 3 -16: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR ANÁLISIS DINÁMICO	130
FIGURA Nro. 3 -17: ESFUERZOS TRANSMITIDOS HACIA LAS LOZA DE CIMENTACIÓN	134
FIGURA Nro. 3 -18: ESFUERZOS TRANSMITIDOS HACIA LAS ZAPATAS	135
FIGURA Nro. 3- 19:VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO DE LAS ZAPATAS	136
FIGURA Nro. 3 -20: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN X)	138
FIGURA Nro. 3 -21: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN Y)	138
FIGURA Nro. 3 -22: DIAGRAMA DE CORTANTES PARA LOSA DE CIMENTACIÓN- (DIRECCIÓN X)	139
FIGURA Nro. 3 -23: DIAGRAMA DE CORTANTES PARA LOSA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN Y)	139
FIGURA Nro. 3 -24: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA ALIGERADA	141
FIGURA Nro. 3 -25: DIAGRAMA DE CORTANTES PARA LOSA ALIGERADA	142
FIGURA Nro. 3 -26: ANÁLISIS MOMENTO EN VIGUETAS	143
FIGURA Nro. 3 -27 SECCIÓN DE VIGUETAS	144
FIGURA Nro. 3 -28 SECCIONES DE ANÁLISIS DE VIGUETAS	144
FIGURA Nro. 3 -29 SECCIONES DE ANÁLISIS DE VIGUETAS	146

FIGURA Nro. 3 - 30 DIAGRAMA DE MOMENTOS DE UNA VIGA POR CARGAS MAYORADAS (tn-m)	148
FIGURA Nro. 3 -31 DIAGRAMA DE CORTANTES DE UNA VIGA POR CARGAS MAYORADAS	148
FIGURA Nro. 3 -32 DIAGRAMA MOMENTOS DE LA SECCIÓN A ANALIZAR	150
FIGURA Nro. 3 -32 a DIAGRAMA MOMENTOS DE LA SECCIÓN A ANALIZAR	153
FIGURA Nro. 3 -32 b SECCIÓN DE VIGA	153
FIGURA Nro. 3 -32 c SECCIÓN DE MOMENTOS	154
FIGURA Nro. 3 -32 d SECCIÓN DE CORTE	154
FIGURA Nro. 3 -33 DIAGRAMA DE CORTANTES DE LA SECCIÓN A ANALIZAR	155
FIGURA Nro. 3 -33 a DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA SECCIÓN A ANALIZAR	155
FIGURA Nro. 3 -33 b DISPOSICIÓN DE ACEROS EN LA VIGA ANALIZADA	156
FIGURA Nro. 3 -34 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA	158
FIGURA Nro. 3 -35 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA FINAL	158
FIGURA Nro. 3 -36 ANÁLISIS DEL MOMENTO DE LA SECCIÓN	160
FIGURA Nro. 3 -37 ANÁLISIS DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN	163
FIGURA Nro. 3 -37 a ANÁLISIS DEL MOMENTO DE LA SECCIÓN	164
FIGURA Nro. 3 -37 b DISPOSICIÓN DE ACEROS EN LA VIGA ANALIZADA	164
FIGURA Nro. 3 -38 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA	166
FIGURA Nro. 3 -39 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA	166
FIGURA Nro. 3 -40 DISPOSICIÓN DE ACEROS	168
FIGURA Nro. 3 -41 ABACO PARA 280 KG/CM ²	168
FIGURA Nro. 3 -42 DISPOSICIÓN DE ACEROS DE LA VIGA	170
FIGURA Nro. 3 -43 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	171
FIGURA Nro. 3 -43 a DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	171
FIGURA Nro. 3 -43 b DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	172
FIGURA Nro. 3 -43 c DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	173
FIGURA Nro. 3 -43 d DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	174
FIGURA Nro. 3 -43 e DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	175
FIGURA Nro. 3 -43 f DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	176
FIGURA Nro. 3 -43 g DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA	176
FIGURA Nro. 3 -44 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	177
FIGURA Nro. 3 -45 PLANTA Y EJE DONDE SE ANALIZA	179
FIGURA Nro. 3 -46 MURO DE CORTE INICIAL	180
FIGURA Nro. 3 -47 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	181
FIGURA Nro. 3 -48 MURO DE CORTE FINAL	182
FIGURA Nro. 3 -49 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CORREGIDO	182
FIGURA Nro. 3 -50 a ZONA DE DIAGRAMA PARA LA REGRESIÓN	183
FIGURA Nro. 3 -50 b ZONA DE DIAGRAMA PARA LA REGRESIÓN	184
FIGURA Nro. 3 -51 VISTA FRONTAL DE ESCALERAS	186
FIGURA Nro. 3 -52 CARGAS EN ESCALERA	187
FIGURA Nro. 4.1 VERIFICACIÓN DE LIMITE DE DERIVAS X Y	192
FIGURA Nro. 4.2 VERIFICACIÓN DE LIMITE DE DERIVAS X Y	193

LISTA DE TABLAS

TABLA Nro. 2 --1: RELACIÓN DE ENERGÍA DEL MARTILLO	27
TABLA Nro. 2 - 2. DISTORSIÓN ANGULAR PARA ASENTAMIENTO DIFERENCIAL	32
TABLA Nro. 2 - 3: ESPESOR O PERALTE MÍNIMO PARA LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN	37
TABLA Nro. 2 - 4: COEFICIENTE PARA PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	38
TABLA Nro. 2 - 5: COEFICIENTES PARA PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	40
TABLA Nro. 2 - 6: PESOS UNITARIOS PARA EL CALCULO DE CARGA MUERTA	43
TABLA Nro. 2 - 7: CARGAS VIVAS MINIMAS REPARTIDAS	43
TABLA Nro. 2 - 8: CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES	49
TABLA Nro. 2 - 9: PARÁMETROS DEL SUELO	51
TABLA Nro. 2 - 10: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	52
TABLA Nro. 2 - 11: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	53
TABLA Nro. 2 - 12: CATEGORÍA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	55
TABLA Nro. 2 - 13: FACTOR DE SUELO	55
TABLA Nro. 2 - 14: PERIODOS SEGÚN PERFIL DE SUELO	55
TABLA Nro. 2 - 15: SISTEMAS ESTRUCTURALES	56
TABLA Nro. 2 - 16: LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	60
TABLA Nro. 2 - 17: MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO	93
TABLA Nro. 3 - 1 :PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN	95
TABLA Nro. 3 - 2: DEFINICIÓN DE LAS VIGAS	97
TABLA Nro. 3 - 3: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	97
TABLA Nro. 3 - 4: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	98
TABLA Nro. 3 - 5: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	98
TABLA Nro. 3 - 6: COLUMNAS TIPO: C - 1 , C - 2	100
TABLA Nro. 3 - 7: COLUMNAS TIPO: C - 3 , C - 4	100
TABLA Nro. 3 - 8: COLUMNAS TIPO: C - 5 , C - 6	100
TABLA Nro. 3 - 9: COLUMNAS TIPO: C - 7	101
TABLA Nro. 3 - 10: COLUMNAS TIPO: C - 7	101
TABLA Nro. 3 - 11: CARGAS APLICADAS EN LA EDIFICACIÓN	102
TABLA Nro. 3 - 12: CARGAS APLICADAS EN LA AZOTEA	102
TABLA Nro. 3 - 13: CARGAS APLICADAS TANQUE DE AGUA	102
TABLA Nro. 3 - 14: DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES EN DIRECCIÓN X	106
TABLA Nro. 3 - 15: DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES DIRECCIÓN Y	107
TABLA Nro. 3 - 16: PARTICIPACIÓN MODAL	108
TABLA Nro. 3 - 17: DERIVAS EN SENTIDO AL EJE X	110
TABLA Nro. 3 - 18: DERIVAS EN SENTIDO AL EJE Y	111
TABLA Nro. 3 - 19: DERIVAS EN DIAFRAGMA EN SENTIDO AL EJE X	111
TABLA Nro. 3 - 20: DERIVAS EN DIAFRAGMA EN SENTIDO AL EJE Y	112
TABLA Nro. 3 - 22: PARTICIPACIÓN MODAL	112
TABLA Nro. 3 - 23: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS	115

TABLA Nro. 3 - 25: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR MUROS	LOS	115
TABLA Nro. 3 - 26: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR MUROS	POR LOS	115
TABLA Nro. 3 - 27: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR MUROS	POR LOS	116
TABLA Nro. 3 - 28: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS		116
TABLA Nro. 3 - 29: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS		116
TABLA Nro. 3 - 30: VALOR AJUSTADO DE "R"		117
TABLA Nro. 3 - 31: RESULTADOS DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL		117
TABLA Nro. 3 - 32: ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA LOS PERIODOS DEL MODO 1 Y MODO 2		118
TABLA Nro. 3 - 33: PROPIEDADES PARA DISEÑO SÍSMICO		118
TABLA Nro. 3 - 34: ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO SÍSMICO AL PROGRAMA ETABS		119
TABLA Nro. 3 - 35: DEFINICIÓN DEL COEFICIENTE DE CORTE EN LA BASE "C" - DIRECCIÓN "X"		119
TABLA Nro. 3 - 36: PESO Y ..CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA		119
TABLA Nro. 3 - 37 A-B : FUERZAS SÍSMICAS EN LOS PISOS		120
TABLA Nro. 3 - 38: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR SISMO		121
TABLA Nro. 3 - 39: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR SISMO - ANÁLISIS ESTÁTICO		121
TABLA Nro. 3 - 41: FUERZAS CORTANTES EN LA BASE POR SISMO - ANÁLISIS DINÁMICO		122
TABLA Nro. 3 - 42: VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CON EL ANÁLISIS DINÁMICO		122
TABLA Nro. 3 - 43: ESCALONAMIENTO DE FUERZAS CORTANTES		123
TABLA Nro. 3 - 44: FUERZAS CORTANTES APLICADAS A CADA NIVEL		124
TABLA Nro. 3 - 45: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR ANÁLISIS DINÁMICO		124
TABLA Nro. 3 - 46: VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN		126
TABLA Nro. 3 - 47: OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE		127
TABLA Nro. 3 - 48: RESUMEN DE ESFUERZOS PARA LA CIMENTACIÓN		128
TABLA Nro. 3 - 49: ÁREA MÍNIMA PARA CIMENTAR		128
TABLA Nro. 3 - 51: DEFINICIÓN DE LOS ESPESORES DE LAS CIMENTACIÓN		130
TABLA Nro. 3 - 52: DEFINICIÓN DE LOS MÓDULOS DE SUB RASANTE PARA CIMENTACIÓN		131
TABLA Nro. 3 - 53: RESUMEN DE CARGAS APLICADAS A LA PLATEA DE CIMENTACIÓN APLICADA POR COLUMNAS		132
TABLA Nro. 3 - 54: RESUMEN DE CARGAS APLICADAS A LA PLATEA DE CIMENTACIÓN POR MUROS DE CORTE		132
TABLA Nro. 3 - 55: DISEÑO DE LA ZAPATA UBICADA EJE 1 - C (Dirección "X")		135
TABLA Nro. 3 - 56: DISEÑO DE LA ZAPATA UBICADA EJE 1 - C (Dirección "X")		135
TABLA Nro. 3 - 57: : MOMENTOS LOSA UNIDIRECCIONAL		137
TABLA Nro. 3 - 58: REQUERIMIENTO DE ACERO EN LOSA UNIDIRECCIONAL		138
TABLA Nro. 3 - 59: REQUERIMIENTO DE ACERO POR CORTANTE		138
TABLA Nro. 3 - 60: ACERO POR TEMPERATURA EN LOSA SUPERIOR		138
TABLA Nro. 3 - 61: ACERO POSITIVO Y NEGATIVO EN VIGAS DE 50X25		140
TABLA Nro. 3 - 62: ACERO POR CORTANTE EN VIGAS DE 50X25		140

RESUMEN

En nuestro país existe la necesidad de proyectar estructuras con un adecuado diseño estructural, como se conoce se ubica en una zona de frecuente actividad sísmica lo cual conlleva a los ingenieros a desarrollar adecuados diseños estructurales que puedan ser capaces de soportar sismos severos que puedan presentarse, sabiendo que el comportamiento de los edificios ante sismos depende del diseño estructural de esta manera se proyecta estructuras seguras que puedan evitar pérdidas económicas y víctimas mortales.

El Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado, propuesto para la infraestructura del Edificio Multifamiliar de siete niveles en el Centro Poblado Jayllihuaya, permitirá ofrecer seguridad y funcionalidad estructural y cumplir con las exigencias

El proyecto está destinado para departamentos, 2 tiendas estacionamiento para 6 vehículos, siendo una edificación de 07 niveles y con área de terreno de 197.5 m².

Para acceder a la edificación se cuenta con 02 acceso que dirige hacia las escaleras y elevador.

En el primer piso, consta de 2 tiendas y 6 espacios para estacionamiento, en el pasadizo se accede a los 2 ss. hh. y tiendas.

En la azotea se encuentra 2 cuartos de lavandería, un cuarto de máquinas y tanque elevado.

Tanto al segundo al séptimo nivel se acceden mediante la circulación vertical y el elevador, llegando a cada uno de los departamentos donde el tránsito será sin dificultad; En estos 6 niveles se desarrollarán 2 departamentos, los departamentos cuentan con: 1 dormitorio principal y 2 dormitorios secundarios, un baño, sala comedor y cocina.

Donde se realiza estudio de suelos una exploración de SPT donde nos da una resistencia del suelo de 1.84 kg/cm², tomándose para el diseño los resultados proporcionados.

Donde se realiza 2 propuestas cuyos resultados obtenidos en derivas máximas son de 0.0065, 0.00383 en sentidos al eje x, y donde se encuentra dentro del parámetro permitidos de la norma con un periodo 0.574 y la participación de masas mayor al 90% en el sexto periodo que son de 64.5 en eje x, 90.4 en eje y donde el periodo es de 0.091.

Se muestra escalonamiento de cortantes, ya que es menor del 80% la cortante dinámica a la estática, escalonados al 80% mínimo se obtuvo una cortante de 268.465 ton en sentido al eje x y de 268.464 ton en el sentido al eje y .

Finalmente se realiza el diseño estructural de los elementos estructurales mediante hojas de cálculo y a través del software bajo las normas aci 318-08.

Palabras clave

exploración de SPT , resistencia del suelo , derivas máximas , periodo, escalonamiento de cortantes

ABSTRACT

In our country there is a need to project structures with an adequate structural design, as it is known is located in an area of frequent seismic activity which leads engineers to develop adequate structural designs that may be able to withstand severe earthquakes that may arise, Knowing that the behavior of buildings against earthquakes depends on the structural design in this way, safe structures are projected that can avoid economic losses and fatalities.

The Analysis and Structural Design in Armed Concrete, proposed for the infrastructure of the Multifamily Building of seven levels in the Jayllihuaya Village Center, will allow to offer security and structural functionality and to fulfill the demands

The project is intended for apartments, 2 parking lots for 6 vehicles, being a building of 07 levels and with a land area of 197.5 m².

To access the building there is 02 access that leads to the stairs and elevator.

On the first floor, it has 2 stores and 6 parking spaces, in the passage you can access the 2 SS. H H. and stores.

On the roof you will find 2 laundry rooms, a machine room and an elevated tank. Both the second and the seventh level are accessed through the vertical circulation and the elevator, reaching each one of the departments where the traffic will be without difficulty; In these 6 levels will develop 2 departments, the departments have: 1 master bedroom and 2 secondary bedrooms, a bathroom, dining room and kitchen.

Where a soil study is carried out an SPT exploration where it gives us a soil resistance of 1.84 kg / cm², taking the results provided for the design.

Where 2 proposals are made whose results obtained in maximum drifts are 0.0065, 0.00383 in sense to the x axis, and where it is within the allowed parameter of the norm. With a period of 0.574 and mass participation greater than 90% in the sixth period that are 64.5 on the x axis, 90.4 on the axis and where the period is 0.091.

It shows staggering of shear, since it is less than 80% dynamic shear to static, staggered to 80% minimum was obtained a shear of 268.465 ton in the direction of the x axis and 268.464 ton in the direction of the y axis.

Finally, the structural design of the structural elements is carried out through spreadsheets and through the software under the rules aci 318-08.

Key word

SPT exploration , soil resistance, maximum drifts, period , staggering of shear

INTRODUCCIÓN

El Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado, es necesario realizar en todas las edificaciones para evitar los riesgos sísmicos, en el presente proyecto se analiza una edificación de 7 niveles multifamiliar, donde se analiza la estructuración con efectos del sismo,

Es necesario para realizar estos análisis el estudio de suelos una exploración de SPT y obtener resistencia del suelo de , que se tomara para el diseño

.

Donde se realiza 2 propuestas cuyos resultados obtenidos en derivas máximas son de en sentidos al eje x, y se verifique que este dentro de los parámetros permitidos de la norma periodo ,masas mayor al 90%.

Con estos resultados se obtiene la cortante basal estática y dinámica , y si la variación es mayor 80% será necesario escalonar para el diseño feminales.

I CAPÍTULO

ASPECTOS GENERALES

1. ANTECEDENTES

Actualmente nuestro país viene experimentando un auge económico, el departamento de Puno según El Instituto Peruano de Economía (IPE) que aproxima el comportamiento de las economías regionales sostuvo que, de acuerdo al estudio, este incremento se explicó por el mayor dinamismo del sector pecuario (2.1%), el índice de empleo (8.0%) y las remuneraciones del sector público (10.8%), este proceso hace que se incremente la demanda inmobiliaria, por otro lado para cubrir esta necesidad incremento también la construcciones y la venta de inmuebles, pero la informalidad hace que se cree un riesgo en la inversión inmobiliaria.

Según el INEI se presenta los siguientes estudios:

VIVIENDAS PROPIAS CON TÍTULO DE PROPIEDAD, SEGÚN DEPARTAMENTO, 2007 – 2013

Departamento	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Puno	68.9	70.9	72.9	66.2	53.3	35.0	33.3

INMUEBLES INSCRITOS EN LA SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE REGISTROS PÚBLICOS, SEGÚN ZONA REGISTRAL, 2001-2013

Zona Registral/ Departamento	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Zona XIII	8 893	15 710	14 207	28 121	40 478	23 669	36 650	36 378	23 184	29 349	26 916	23 627	28 592

FORMALIZACIÓN DE LOTES EN ASENTAMIENTOS HUMANOS, SEGÚN DEPARTAMENTO, 2003-2013

Departamento	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Puno	-	1 144	7 280	8 591	11 968	8 066	16 849	16 713	7 394	4 808	7 777

Este problema de ausencia de una Infraestructura adecuada, afecta a una población de Puno que ha venido en aumento, Constituyendo una situación que contribuye a la problemática del bajo nivel de vida de los pobladores, que impide un correcto desarrollo de la región.

Por otro lado; existe la necesidad de proyectar estructuras con un adecuado diseño estructural, como se conoce nuestra País se ubica en una zona de frecuente actividad sísmica lo cual conlleva a los ingenieros a desarrollar adecuados diseños estructurales que puedan ser capaces de soportar sismos severos que puedan presentarse, sabiendo que el comportamiento de los edificios ante sismos depende del diseño estructural de esta manera se proyecta estructuras seguras que puedan evitar pérdidas económicas y víctimas mortales.

El impacto que se genera con el presente proyecto: Por un lado; es la búsqueda de tener una edificación que tenga la seguridad estructural y así asegurar la inversión económica de las familias.

1.1.PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Actualmente nuestro país viene experimentando un auge económico, el departamento de Puno según El Instituto Peruano de Economía (IPE) que aproxima el comportamiento de las economías regionales sostuvo que, de acuerdo al estudio, este incremento se explicó por el mayor dinamismo del sector pecuario (2.1%), el índice de empleo (8.0%) y las remuneraciones del sector público (10.8%) ,este proceso hace que se incremente la demanda inmobiliaria , por otro lado para cubrir esta necesidad incremento también la construcciones y la venta de inmuebles , pero la informalidad hace que se cree un riesgo en la inversión inmobiliaria.

Según el INEI se presenta los siguientes estudios:

VIVIENDAS PROPIAS CON TÍTULO DE PROPIEDAD, SEGÚN DEPARTAMENTO, 2007 – 2013

Departamento	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Puno	68.9	70.9	72.9	66.2	53.3	35.0	33.3

INMUEBLES INSCRITOS EN LA SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE REGISTROS PÚBLICOS, SEGÚN ZONA REGISTRAL, 2001-2013

Zona Registral/ Departamento	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Zona XIII	8 893	15 710	14 207	28 121	40 478	23 669	36 650	36 378	23 184	29 349	26 916	23 627	28 592

FORMALIZACIÓN DE LOTES EN ASENTAMIENTOS HUMANOS, SEGÚN DEPARTAMENTO, 2003-2013

Departamento	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Puno	-	1 144	7 280	8 591	11 968	8 066	16 849	16 713	7 394	4 808	7 777

Este problema de ausencia de una Infraestructura adecuada, afecta a una población de Puno que ha venido en aumento, Constituyendo una situación que contribuye a la problemática del bajo nivel de vida de los pobladores, que impide un correcto desarrollo de la región.

Por otro lado; existe la necesidad de proyectar estructuras con un adecuado diseño estructural, como se conoce nuestra País se ubica en una zona de frecuente actividad sísmica lo cual conlleva a los ingenieros a desarrollar adecuados diseños estructurales que puedan ser capaces de soportar sismos severos que puedan presentarse, sabiendo que el comportamiento de los edificios ante sismos depende del diseño estructural de esta manera se proyecta estructuras seguras que puedan evitar pérdidas económicas y víctimas mortales.

El impacto que se genera con el presente proyecto: Por un lado; es la búsqueda de tener una edificación que tenga la seguridad estructural y así asegurar la inversión económica de las familias.

1.2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿El Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado, propuesto para la infraestructura del Edificio Multifamiliar de siete niveles en el Centro Poblado Jayllihuaya, permitirá ofrecer seguridad y funcionalidad estructural y cumplir con las exigencias, de una Infraestructura apropiada y segura que le dé el confort y seguridad para sus benefactores?

1.2.2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO

¿La capacidad portante del terreno y los asentamientos de la estructura cumplirán con las exigencias de la Norma E – 050 del Reglamento Nacional de Edificaciones?

¿Las respuestas estructurales obtenidas mediante el proceso de análisis y diseño, empleando un software de aplicación específica, estarán dentro de los límites permisibles requeridos por la Norma de diseño sismo resistente E – 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y reglamentos vigentes?

¿El diseño de los elementos estructurales en concreto armado como cimientos, losas, vigas, columnas y escaleras cumplirán con las recomendaciones de la norma E – 060

del Reglamento Nacional de Edificaciones y la formulación del código Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318)?

1.2.JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Se elabora el presente proyecto de ingeniería estructural, con el propósito de alcanzar y consolidar un nivel de conocimiento en ingeniería estructural en edificaciones, consolidando los conocimientos impartidos durante la etapa universitaria.

El presente proyecto tiene una vital importancia para la consulta y desarrollo del análisis y diseño de edificaciones en concreto armado.

Con la viabilidad del presente proyecto se mejora la calidad de vida.

La necesidad de desarrollar infraestructuras seguras y funcionales se hace una necesidad en la ciudad de Puno y el resto del País, por ser una zona de alto riesgo sísmico.

1.3.OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar y Diseñar el Sistema Estructural en Concreto Armado del Edificio Multifamiliar de siete niveles en el Centro Poblado Jayllihuaya. Que permita ofrecer una infraestructura adecuada, segura y funcional; y cumpla con las exigencias de una Infraestructura que brinde seguridad apropiada.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1.- Determinar la investigación de la Capacidad Portante del terreno y los Asentamientos de la infraestructura, para establecer las características y tipos de cimentación para cumplir con las exigencias de la Norma E – 050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- 2.- Modelar utilizando software de aplicación específica el Sistema Estructural, (ETABS – SAFE) Cargas y Materiales para realizar el Análisis y Diseño Estructural por cargas de gravedad y cargas dinámicas mediante el diseño por desplazamiento por efectos sísmicos a fin de obtener las respuestas estructurales y contrastar con los límites permisibles requeridos en las Normas E – 030 y E – 060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- 3.- Implementar el proyecto estructural a nivel de Planos Definitivos y Elaborar el expediente técnico de la formula estructuras.

1.4. UBICACIÓN Y EXTENSIÓN

El proyecto se encuentra en la ciudad de Puno que es la capital del departamento, provincia y distrito, en el centro poblado de Jayllihuaya, está ubicado a orillas del lago Titicaca a 3827 m.s.n.m. Se encuentra en la región de la sierra a los 15° 52' 32.74" de latitud sur, 69° 59' 56" de longitud oeste del Meridiano de Greenwich, en la meseta del Collao, la más alta de los Andes de Sudamérica y es el centro urbano de mayor jerarquía a nivel regional; ocupa una extensión de 1566.64 Has, la cual representa el 0.24% del territorio de la provincia de Puno, y alberga a una población total de 125,663 habitantes (según información Censo Nacional X de vivienda y V de Población INEI – 2005 – 2007), alcanzando una densidad de 78 hab/Has, su población representa el 53% de la provincia y el 95% del distrito.

1.5.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

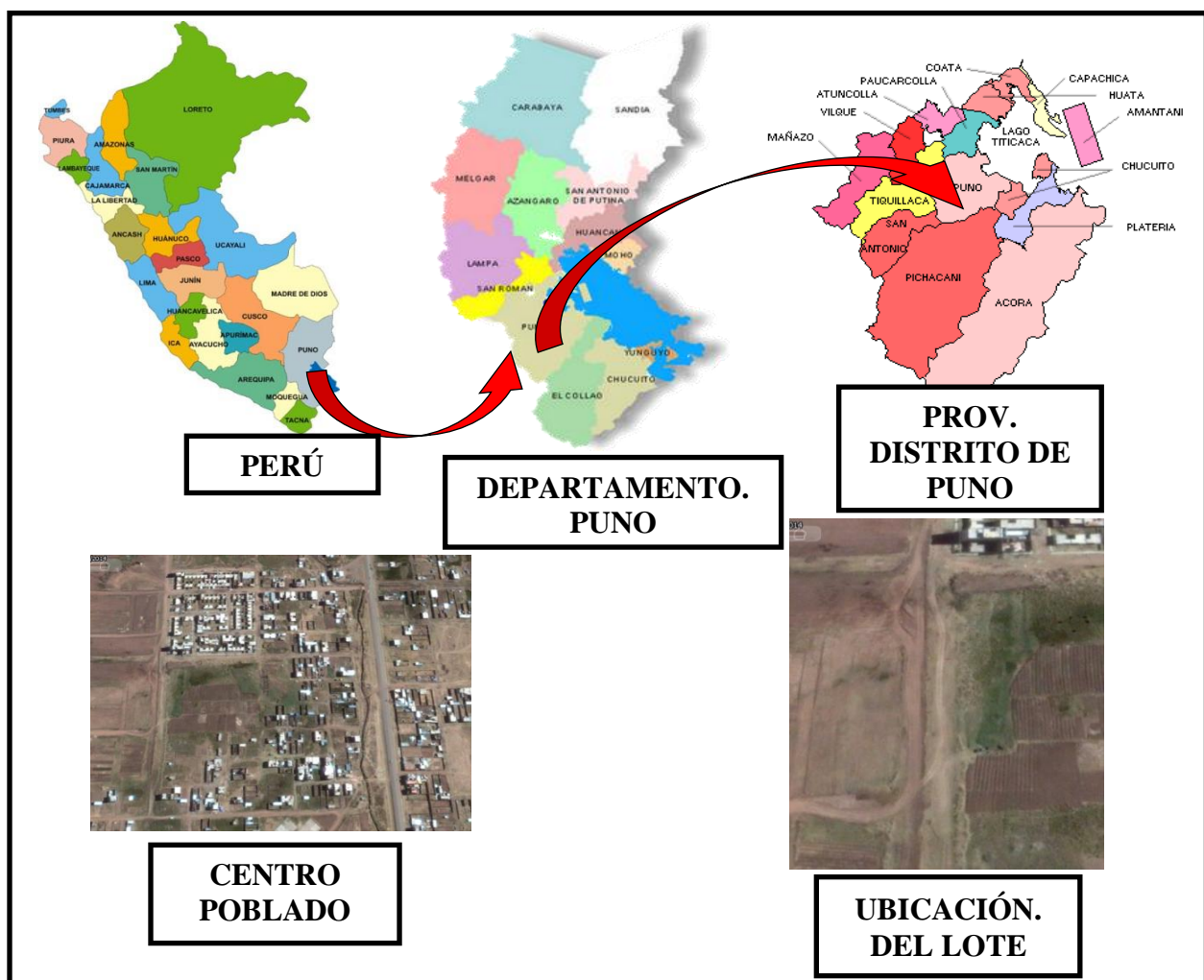


FIGURA Nro. 1 - 1: UBICACIÓN DEL PROYECTO

1.5.2. UBICACIÓN POLÍTICA DEL PROYECTO.

REGIÓN	:	Puno
PROVINCIA	:	Puno
DISTRITO	:	Puno
LUGAR	:	JAYLLIHUAYA
COORDENADAS	:	394524.38 m E 8244553.72 m S

1.5.3. ACCESOS

Se va por la avenida ejército en dirección para la ciudad Chucuito, saliendo de la ciudad de Puno se encuentra un ovalo donde se encuentra el desvió hacia el centro poblado de Salcedo; siguiendo por la carretera panamericana aproximadamente 400 metros y se encuentra el desvió hacia el centro poblado de Jayllihuaya ingresamos por la avenida Orgullo Aymara.

1.5.ARQUITECTURA DEL PROYECTO

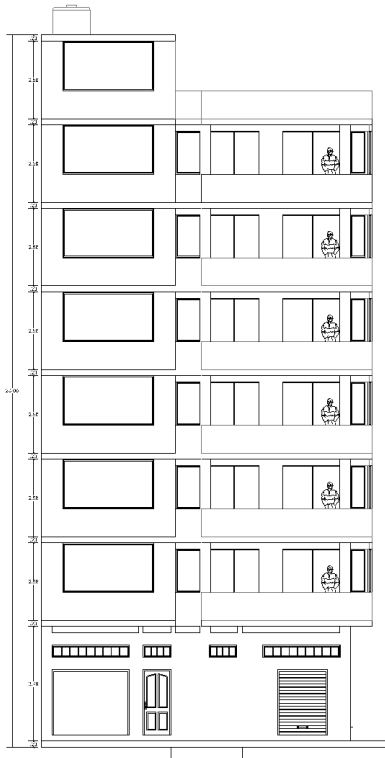
El proyecto está destinado para departamentos, 2 tiendas estacionamiento para 6 vehículos, siendo una edificación de 07 niveles y con área de terreno de 197.5 m².

Para acceder a la edificación se cuenta con 02 acceso que dirige hacia las escaleras y elevador.

En el primer piso, consta de 2 tiendas y 6 espaciamentos para estacionamiento, en el pasadizo se accede a los 2 ss. hh. y tiendas.

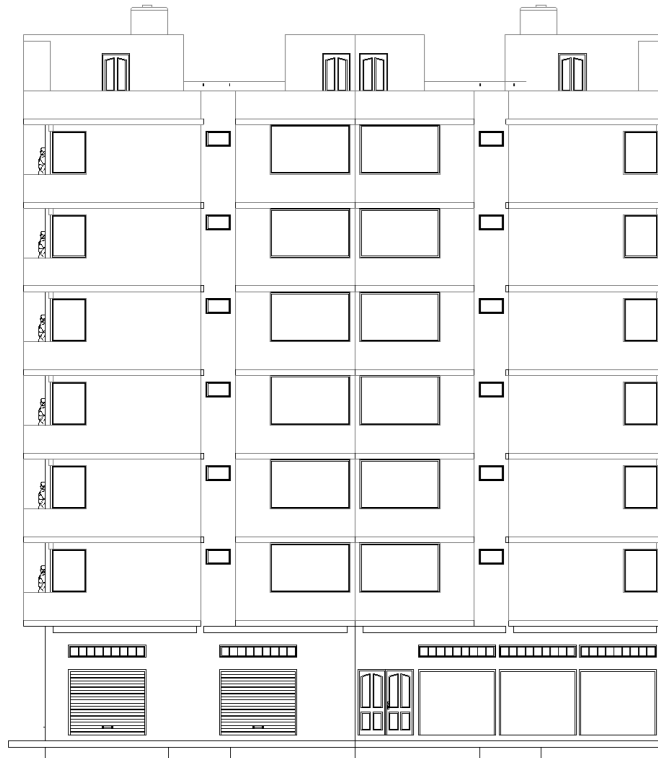
En la azotea se encuentra 2 cuartos de lavandería, un cuarto de máquinas y tanque elevado.

Tanto al segundo al sétimo nivel se acceden mediante la circulación vertical y el elevador, llegando a cada uno delos departamentos donde el transito será sin dificultad; En estos 6 niveles se desarrollarán 2 departamentos, los departamentos cuentan con: 1 dormitorio principal y 2 dormitorios secundarios, un baño, sala comedor y cocina.



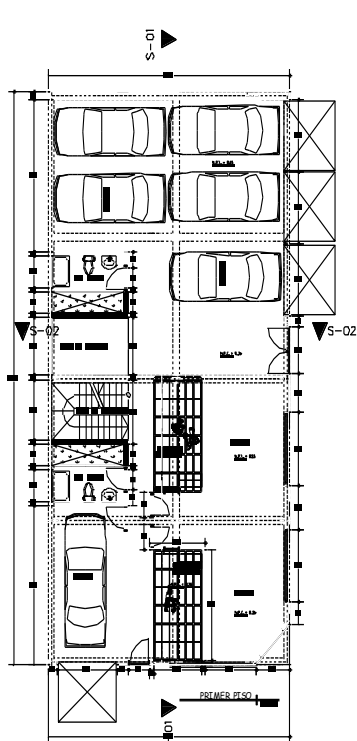
ELEVACION LATERAL

ESC. 1/75



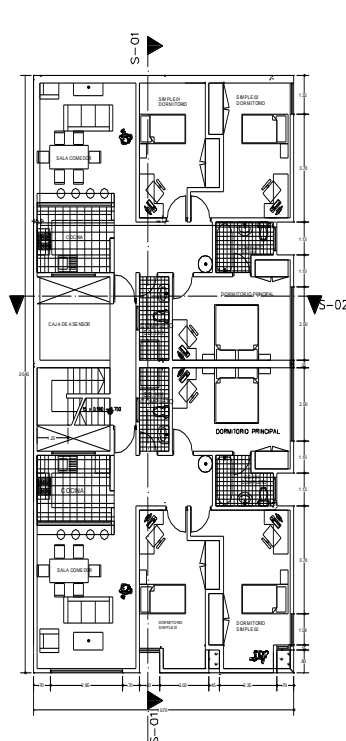
ELEVACION PRINCIPAL

ESC. 1/75



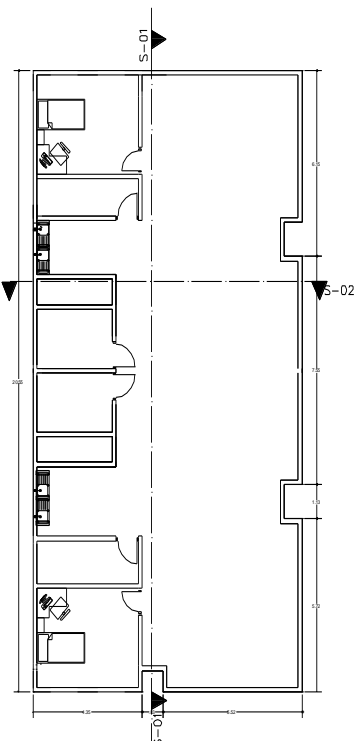
PRIMER NIVEL

ESC. 1/50



SEGUNDO A SETIMO NIVEL

ESC. 1/50



AZOTEA

ESC. 1/50

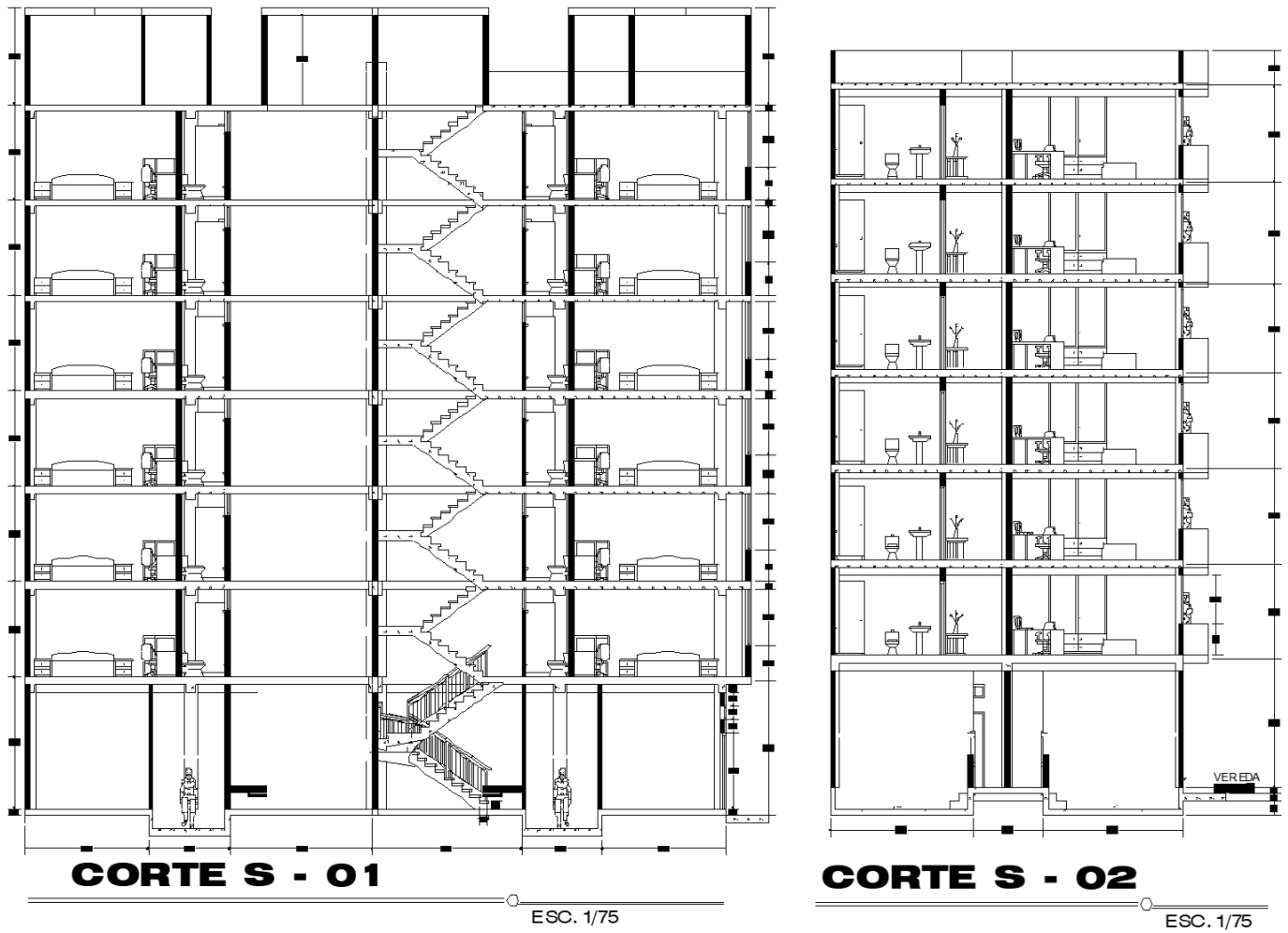


FIGURA Nro. 1 - 2: PLANOS DE PLAN ELEVACIÓN Y CORTES.

II CAPITULO MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1. PROPIEDADES DE SUELOS

Al evaluar el suelo de fundación es necesario efectuar un estudio de suelos que involucra determinar las propiedades físico- mecánicas que las distingue entre sí, tales como su estado de cohesión, ángulo de fricción interna, estratigrafía, peso específico, humedad, granulometría, capacidad portante, asentamientos, módulo de reacción de sub grado o coeficiente de balasto, etc. Para evaluar estas características se procede a realizar ensayos de laboratorio en lo que respecta a estudio de mecánica de suelos.

Entre estos ensayos tenemos los siguientes Según la Norma Técnica Peruana de la ASTM¹:

2.1.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT) es uno de los más utilizados en ingeniería geotécnica y básicamente consiste en obtener muestras de suelo mediante la hincada de un muestreador. Para la hincada de dicho muestreador se emplea la energía generada por el impacto de un martillo de 63.6 Kg en caída libre desde una altura de 76 cm. El objetivo de la prueba es conocer el número de golpes necesarios para introducir el muestreador 45 cm en 3 intervalos de 15 cm, tomando el número de golpes para hincar los 30 cm finales como valor "N". Este "N" es indicador de la resistencia del material muestreado.

Según Aranibar & Salinas (2004), la mayor parte de los estudios geotécnicos tienen por objetivo principal el de determinar el valor de la capacidad de apoyo del suelo. Para esto, es necesario definir los siguientes términos:

Carga bruta última de apoyo,

conocida también como capacidad última de apoyo o máxima capacidad de apoyo, que es el valor de la presión bruta a nivel de fundación que produce falla de corte en el suelo. Por tanto, la carga última efectiva, es igual a la carga última menos el valor de la presión de poros en condiciones finales.

¹ ASTM: American Society for Testing and Materials

Máxima capacidad segura de apoyo,

es el valor de la presión bruta de fundación para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la carga bruta última de apoyo dividida por un factor de seguridad adecuado. Este último debe ser elegido en función del tipo de suelo, de la confiabilidad de los parámetros utilizados en el diseño y finalmente de acuerdo a la importancia de la estructura y las consecuencias de una posible falla.

Carga admisible de apoyo,

es la presión bruta a nivel de fundación que asegura que no existirá falla al corte, y que los asentamientos a producirse no serán mayores a los tolerables. Esta es la carga que gobierna el diseño, por tanto, el determinarla correctamente es de suma importancia, siendo los asentamientos tolerables, determinados de acuerdo al tipo de suelo y a normas de construcción internacionales.

El SPT es uno de los ensayos de campo más antiguos y es utilizado ampliamente para este fin. Consiste de un equipo que sostiene un martillo, de dimensiones y peso estandarizados, que es elevado una altura determinada para luego caer e impactar sobre barras verticales de sección circular que son hincadas en el terreno. Por medio del presente ensayo es posible estimar propiedades fundamentales tanto de arenas como de arcillas; útiles para la determinación de la máxima capacidad de apoyo. Este ensayo tiene tres ventajas fundamentales constituidas por la posibilidad de obtención de muestras alteradas que permiten una adecuada identificación y clasificación del tipo de material del subsuelo, juntamente con la ventaja de la rapidez y economía del ensayo que radica principalmente en el hecho de que el ensayo permite la utilización de torres de perforación que no requieren de equipo especializado. (Aranibar & Salinas, 2004).

Número de golpes normalizados

Bowles (1988) en su libro Análisis y Diseño de Cimentaciones, propuso que un número de golpes del SPT normalizado N_c se puede calcular al corregir el valor medido N por efecto de los siguientes factores:

Presión calculada de sobre capa	Cn
Relación de energía del martillo,	n1.
Longitud de las barras de perforación,	n2.
Toma muestras,	n3.
Diámetro de la perforación,	n4.

Es decir:

$$N_c = N * C_N * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

Presión calculada de sobre capa Cn

En el valor de “N” de las arenas saturadas, finas o llanosas influye en cierto grado la profundidad a la que se hace la prueba debido al mayor confinamiento producido por la presión de sobrecarga, los valores de N al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores que las que realmente existan.

Bowles (1988) en su libro Análisis y Diseño de Cimentaciones propone la siguiente expresión para el cálculo de Cn

$$C_N = \left(\frac{P''}{P'} \right)^{0.5}$$

Dónde:

P'': Es una presión de sobre capa de referencia igual a 1.0 kg/cm² o 95.76 kpa.

P': Presión efectiva de carga, h, en kg/cm² siempre que P' sea mayor o igual que 0.25 kg/cm² que no exceda de 28 tn/m²

Relación de energía del martillo, n1 = ER/Ers

Se han propuesto varias sugerencias para la relación de energía estándar, que pueden resumirse en la siguiente Tabla.

TABLA Nro. 2 -1A: relación de energía del martillo

ERs (%)	REFERENCIA
50 - 55 (usar 55)	Schmertmann (según Rebertson et al., 1983)
60	Seed et al. (1985); Skempton (1986)
70 - 80	Riggs (1986)

Fuente: Escuela Colombiana de Ingeniería, Ing. Manuel Delgado Vargas, *Ingeniería de Cimentaciones*, Colombia, 1999.

Corrección por Longitud de las Barras, n2

La obtendremos con la tabla

TABLA Nro. 2 -1B: corrección por longitud de barras

Longitud de Exploración de SPT	> 10	1.00
	6 - 10	0.95
	4 - 6	0.85
	0 - 4	0.75

Fuente: Escuela Colombiana de Ingeniería, Ing. Manuel Delgado Vargas, *Ingeniería de Cimentaciones*, Colombia, 1999.

Corrección por la toma muestras, n3

TABLA Nro. 2 -1C: corrección por toma de muestras

Según Revestimiento	Sin Revestimiento	1.00
	Arena densa, arcilla	0.80
	Arena suelta	0.90

Fuente: Escuela Colombiana de Ingeniería, Ing. Manuel Delgado Vargas, *Ingeniería de Cimentaciones*, Colombia, 1999.

Corrección por el diámetro de perforación, n4

TABLA Nro. 2 -1d: corrección por diámetro de perforación

Diámetro de Perforación	60 120 mm.	1.00
	150 mm.	1.05
	200 mm.	1.15

Fuente: Escuela Colombiana de Ingeniería, Ing. Manuel Delgado Vargas, *Ingeniería de Cimentaciones*, Colombia, 1999.

Capacidad Portante para Suelos Gruesos (Arenas).

Para la realización de los cálculos de las características del suelo, así como capacidades portantes a partir del ensayo de SPT, se tienen las siguientes tablas y ecuaciones para el caso de suelos arenosos

TABLA Nro. 2 -1e: características de suelos arenosos según número de golpes de spt

Nº DE GOLPES SPT	EN ARENAS		ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
	DESCRIPCIÓN	COMPACIDAD RELATIVA	
0 4	Muy blanda	0 15%	28°
5 10	Blanda	16 35%	20 30°
11 30	Media	36 65%	30 36°
31 50	Compactada	66 85%	36 41°
Más de 50	Muy compactada	86 100%	> 41°

Fuente: Ing. Carlos Crespo Villalaz, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones - 5ta ed.*, México, 2004.

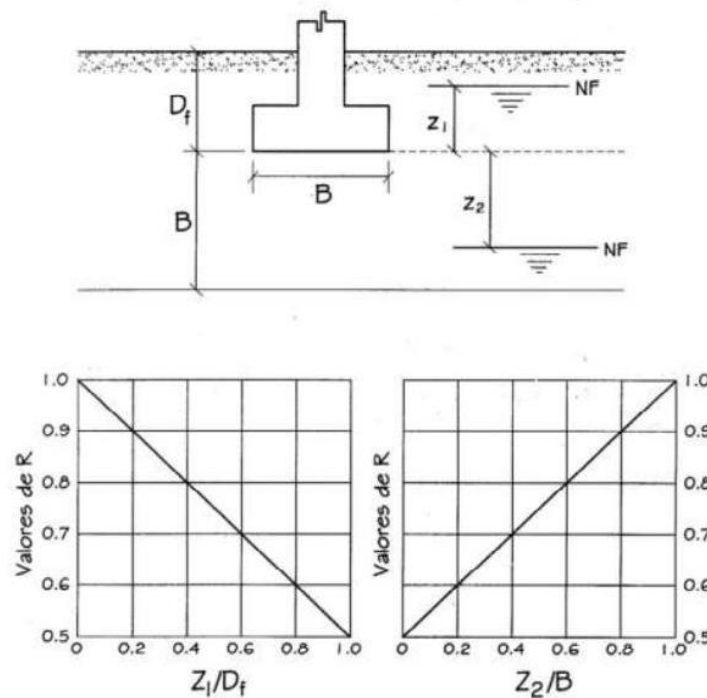
Asimismo, de acuerdo a los perfiles geotécnicos y los sondajes efectuados del ensayo de penetración estándar SPT, se puede determinar la capacidad de carga admisible para el suelo granular no cohesivo del proyecto haciendo de la ecuación planteada por Terzaghi y Peck la cual es la que sigue: (Crespo, 2004, pág. 299).

$$q_a = \sigma_a = 720(N_{corr} - 3) \left(\frac{B + 1}{2B} \right)^2 4.88r \quad (\text{en } kg/m^2)$$

N_{CORR} : número de golpes

B: ancho de la cimentación en pies.

R: factor de corrección debido a la posición del nivel freático



Fuente: Ing. Carlos Crespo Villalaz, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* – 5ta ed, Mexico, 2004

FIGURA Nro. 2 -1: corrección por presencia de nivel freático

Capacidad Portante para Suelos Finos (Arcillas).

Para poder realizar cálculos de la capacidad portante en los suelos finos (arcillas), usaremos la tabla 2.1f, en la cual ayuda a obtener este valor mediante una simple interpolación de los valores mostrados en dicha tabla.

TABLA Nro. 2 -1f: características de suelos finos según número de golpes de spt

Nº DE GOLPES SPT	EN ARCILLAS		ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (kg/cm ²)	DESCRIPCIÓN	
0 - 2	0.00 - 0.25	Muy blanda	0
2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda	0 - 2
4 - 8	0.50 - 1.00	Media	2 - 4
8 - 15	1.00 - 2.00	Compactada	4 - 6
15 - 30	2.00 - 4.00	Muy compactada	6 - 12
> 30	> 4.00	Dura	> 14

Fuente: Ing. Carlos Crespo Villalaz, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta ed, Mexico, 2004*

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible 'qa', se puede usar la siguiente formula

qa : Capacidad de carga admisible

qu : Capacidad de carga ultima

FS. : Factor de seguridad.

Alva (2010), en su publicación "*Diseño de Cimentaciones*" para el Instituto de la Gerencia y Construcción, menciona que el factor de seguridad contra falla por capacidad portante varía entre 2 y 4. Por otro lado, Terzaghi y Peck recomiendan un y factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante. Considerando este concepto es que para nuestro caso tomamos un factor de seguridad igual a 3.00.

2.2.MECÁNICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO DE CIMENTACIONES

2.2.1. FUNDACIÓN

Las cargas sobre las estructuras y su peso propio se pueden concebir en el diseño como un conjunto de fuerzas que es siempre necesario transmitir o trasladar a una zona de los mantos de suelo o roca, que resultaría afectada por los cambios de esfuerzo, y cuya respuesta es determinante principal de la estabilidad y el funcionamiento de las obras.

Esto se logra por medio de un sistema de soporte, integrado por un elemento estructural de transición y el suelo portante, que son interactuantes.

Es necesario entonces aceptar que para la selección y el diseño de dicho sistema de soporte se deben aplicar criterios de seguridad y confiabilidad similares a los pertinentes al diseño de la superestructura, como garantía de que las obras van a ser estables, seguras y funcionales durante su vida útil².

2.2.2. TIPOS DE CIMENTACIÓN

2.2.2.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Cuando el terreno o manto portante se encuentra a una profundidad relativamente limitada, es con frecuencia factible llegar a él por medio de una excavación a cielo abierto y soportar directamente la estructura a este nivel usando una fundación superficial. A no ser que medien dificultades especiales para excavar se considera como profundidad limite aquella que no exceda de dos a tres veces el ancho del cimiento.³

De acuerdo a su nivel de profundidad de desplante, las cimentaciones son superficiales si: $D_f \leq 5 B$ ⁴

Dónde:

- B = Base de la Zapata.
Df = Profundidad de Desplante.

2.2.3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA

De acuerdo a DAS, Braja M., (Pág. 123,199), señala.

2.2.3.1. INTRODUCCIÓN:

Toda cimentación superficial debe tener 2 características principales:

- La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la

² DELGADO VARGAS, Manuel ; Ingeniería de Cimentaciones, p.107

³ Ibid; p. 111

⁴ Reglamento Nacional de Edificaciones: E – 050, Artículo 18.

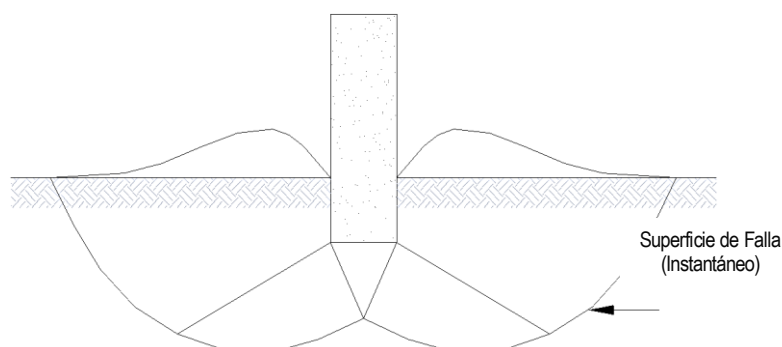
soporta.

- La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo.

2.2.3.2. CONCEPTOS DE TIPO DE FALLA

a) Falla Cortante General

En determinado punto, cuando la presión de fundación alcanza un valor pico q_u , sobreviene una falla súbita del suelo portante, y la superficie de falla en el mecanismo de desplazamiento del suelo se extiende hasta la superficie del manto. Esta magnitud de la presión de fundación q_u , comúnmente recibe el nombre de capacidad portante última de la fundación. Cuando este tipo de falla súbita se presenta en el suelo, acompañada de la extensión de la superficie de falla hacia la superficie del depósito, el modo de falla se denomina falla cortante general. Es también evidente un abombamiento del depósito alrededor de la fundación.

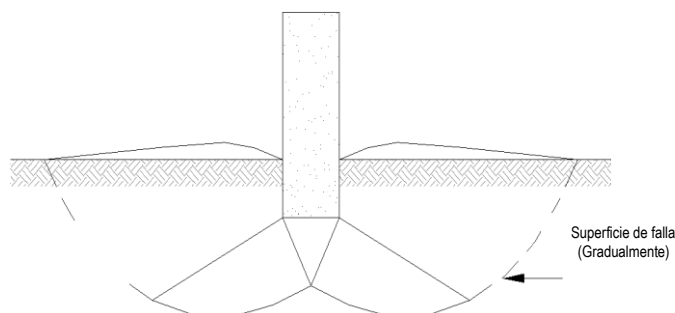


Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. Figura 3-1
FIGURA Nro. 2 - 1: FALLA POR CORTANTE GENERAL

b) Falla Cortante Local

Si la fundación descansa sobre un manto granular con densidad media o un material cohesivo de consistencia media, igualmente se presenta un aumento de asentamiento con la carga, pero en este caso la superficie de falla en el suelo se va extendiendo gradualmente desde el eje vertical de la cimentación hacia afuera, puede decirse que la superficie de deslizamiento no es completa sino parcial. Cuando la presión de fundación se hace igual a q_{u1} el movimiento de la fundación empieza a experimentar descuelgues súbitos sucesivos que pueden continuar hasta una intensidad de q_u denominada capacidad portante última. Más allá de este punto al aumento de la carga vendrá acompañado de

grandes incrementos en los asentamientos de la fundación. Eventualmente después de un movimiento considerable de la fundación la superficie de falla puede llegar a la superficie del depósito.



Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. Figura 3-1

FIGURA Nro. 2 - 2: FALLA POR CORTE LOCAL

c) Falla Punzonante

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la relación carga-asentamiento es similar a la de la falla local. No se presentan superficies de falla definidas, como no sean fisuras cortas al azar concentradas alrededor del perímetro del cimiento. La superficie de falla nunca llega hasta la superficie del depósito. Este tipo de falla en el suelo de soporte recibe el nombre de falla punzonante.

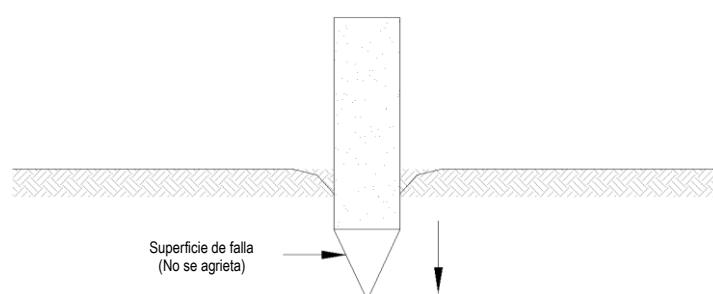


FIGURA Nro. 2 - 3: FALLA PUNZONANTE

Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. Figura 3-1

2.2.3.3. TEORÍAS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

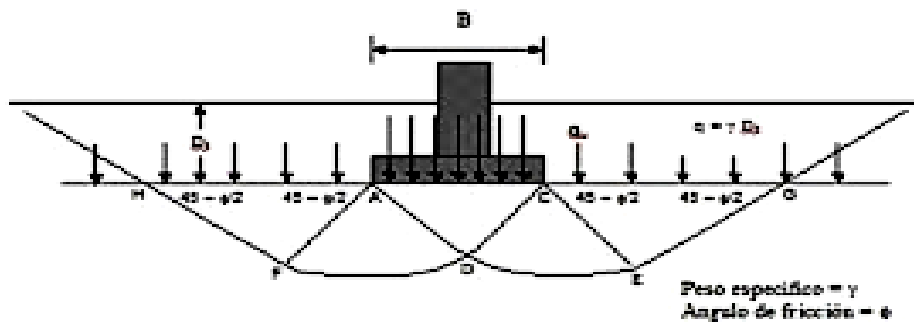
La capacidad admisible de un suelo, depende del menor de dos condiciones:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \text{ ó } q_{adm} = q_{asent Adm} \quad (2.1)$$

a) Teoría clásica

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales.

Y sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura, (Note que este es el caso de la falla cortante general). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = \gamma * D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (véase la figura).



Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. Figura 3-5
FIGURA Nro. 2 - 4: ZONAS DE FÁLLA BAJO LA CIMENTACIÓN

$$q_u = cN_c + qN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \tag{2.2}$$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga última.

c = Cohesión.

$q = \gamma * D_f$

γ = Peso específico.

N_c, N_q, N_γ = Factores que dependen de ϕ .

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \tag{2.3}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \tag{2.4}$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2.5)$$

Para un cimiento cuadrado de lado B, la capacidad portante ultima seria:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_{\gamma} \quad (2.6)$$

Para cimientos rectangulares de dimensiones B*L, se tiene:

$$q_u = \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma BN_{\gamma} \quad (2.7)$$

En caso de suelos que exhiben falla local por corte, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones, como sigue:⁵

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma BN'_{\gamma} \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad (2.8)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_{\gamma} \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \quad (2.9)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_{\gamma} \quad (\text{Cimentación circular}) \quad (2.10)$$

N'_c , N'_q y N'_{γ} son factores de capacidad de carga modificada, estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (N_c , N_q , N_{γ}) reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$.

b) Teoría actual

Para tomar en cuenta la forma de la cimentación, la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla encima del fondo de cimentación y además la carga puede estar inclinada, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma BN_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.11)$$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga ultima.

c = Cohesión.

$q = \gamma * D_f$

γ = Peso específico.

B = Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

N_c , N_q , N_{γ} = Factores que dependen de ϕ .

F_{cs} , F_{cd} , F_{ci} = Factores de forma.

F_{qs} , F_{qd} , F_{qi} = Factores de profundidad.

$F_{\gamma s}$, $F_{\gamma d}$, $F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de carga.

⁵ DAS, Braja M., Principios de Ingeniería de Cimentaciones, p.45

TABLA Nro. 2 - 1: FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN

FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN	
Factor Fuente	Relación
<p><u>Forma</u> Beer (1970)</p>	<p>De</p> $F_{cs} = 1 + \frac{BN_q}{LN_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$
<p><u>Profundidad</u> Hansen (1970)</p>	<p>Condición (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Condición (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$
<p><u>Inclinación</u> (1963), Hanna (1981)</p>	<p style="text-align: right;">Meyerhof</p> $F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$ <p>Dónde: β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.</p> <p>Fuente: DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Tabla 3.5</p>

2.2.3.4. MODIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL FREÁTICO

Caso I: Si el nivel de agua se localiza de modo que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \tag{2.12}$$

Dónde:

γ_w = Peso específico del suelo.

Caso II: Para un nivel de agua localizada de modo que $0 \leq d \leq B$,

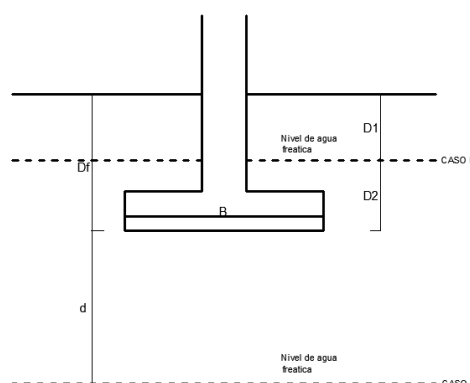
$$q = \gamma D_f \quad (2.13)$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga debe ser reemplazado por el factor:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \quad (2.14)$$

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe fuerza de infiltración en el suelo.

Caso III: Cuando el nivel está localizado de modo que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.



Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. Figura 3-6

ASENTAMIENTOS FIGURA Nro. 2 - 5: MODIFICACIÓN POR NIVEL FREÁTICO

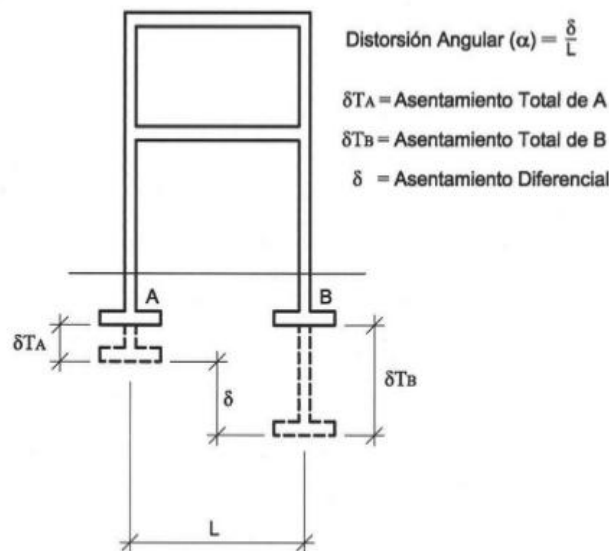
Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta rápidamente. En suelos granulares que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. En el caso de suelos arcillosos que tienen baja permeabilidad el asentamiento depende del tiempo.⁶

⁶ DAS, Op. Cit. p. 124

2.2.4.1. ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo EMS se debe indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El asentamiento deferencial, no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la TABLA N° 2-2.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 050). Art. 14 Figura 5

FIGURA Nro. 2 - 6: ASENTAMIENTO DIFERENCIAL

TABLA Nro. 2 - 2. DISTORSIÓN ANGULAR PARA ASENTAMIENTO DIFERENCIAL

DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = d/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamiento.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 050). Tabla 8

En general el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en dos categorías:

- **Asentamiento Elástico o Inmediato:** Provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. El mismo que se produce durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura.

Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan generalmente en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

- **Asentamiento por Consolidación:**

***Consolidación Primaria:** Es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.*

La presión de poro se incrementará. Debido a que la permeabilidad de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento de esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo.

***Consolidación Secundaria:** Ocurre después los términos la consolidación primaria y es causado por deslizamiento y reorientación de las partículas del suelo bajo carga sostenidas. Para el cálculo de asentamientos se requieren estimar el incremento en esfuerzo vertical en el suelo.*

2.3. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Es evidente en la práctica que la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierte en los procesos de análisis y dimensionamiento, y que se examinen solo con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un

comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados y en ocasiones aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. Es por ello que en esta etapa es esencial la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el responsable del proyecto estructural. El segundo debe hacer consciente al primero de las necesidades mínimas de rigidez resistencia y regularidad que requiere la estructura y de las consecuencias que tienen algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural.⁷

2.3.1. REQUISITOS RELEVANTES EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Según Bazán & Meli, (1999, p.175), señala que:

a) Peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y en consecuencia al peso del edificio, debe procurarse que estos sean lo más ligero posible.

Una parte del importante del peso de la construcción proviene de los revestimientos y de los elementos divisorios no estructurales. Es allí donde más fácilmente se puede lograr reducciones.

b) Forma del edificio en planta

Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, la que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio. Aunque es factible es eliminar o minimizar la vibración torsional mediante una distribución de elementos resistentes que haga coincidir el baricentro de masa con el centro de torsión, con frecuencia esto implica concentraciones de fuerza en ciertas zonas de la planta y vibraciones locales que son difíciles de cuantificar.

c) Forma del edificio en elevación.

La sencillez, regularidad y simetría son también deseables en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzo en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio.

⁷ Bazán&Meli; Diseño Sísmico de Edificios, p.175

Particularmente críticas son las reducciones bruscas en la parte superior del edificio donde el cambio drástico de rigidez tiende a producir el fenómeno del “chicoteo” con una gran amplificación de la vibración en la punta.

2.3.2. REQUISITOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN

En términos generales, podemos establecer los cuatro requisitos siguientes como lo señala Bazán&Meli;(1999, p.175), para el sistema estructural de edificios en zonas sísmicas:

- El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que confieran resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección.
- La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto de vista en que estos se generan hasta el terreno.
- Hay que evitar amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producir la distribución irregular de masas o rigidices en planta o elevación, para tal fin conviene que la estructura sean lo más posible: Sencilla, regular, simétrica y continua.
- Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles local y global.

2.3.3. CIMENTACIONES

El cometido de una cimentación durante un sismo es proporcionar al edificio una base rígida capaz de transmitir adecuadamente las acciones que se producen por la interacción entre el movimiento del suelo y el de la estructura, sin que se generen fallas o deformaciones excesivas en el suelo de apoyo.

En general para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los mismos lineamientos que se han recomendado para escoger la forma de la superestructura, tales como la simetría, regularidad y distribución uniforme, por las mismas razones que entonces se expresaron. Así por ejemplo debe evitarse al máximo combinar sistemas de cimentación superficiales y profundos, se procurará que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada en planta.

2.4.PREDIMENSIONAMIENTO

En esta sección se indican criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales, éstos han sido establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en el RNE E – 0.60 o entre los Requisitos Arquitectónicos y de ocupación.

Estos criterios son utilizados para edificaciones usuales y regulares donde las cargas vivas no son excesivas, y teniendo en cuenta las condiciones sísmicas del lugar donde se construya la edificación.

El análisis de estos elementos se hace considerando las condiciones más desfavorables, luego se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar a ser diseñados.

Se trata de asignar preliminarmente las secciones de los elementos componentes del sistema estructural con fines de estimar adecuadamente el peso propio de la estructura y para modular inicialmente la geometría que está relacionada a la capacidad estructural de los elementos, es en la etapa final del proyecto estructural de que se define las características detalladas y geometría definitiva de los elementos que conforma el soporte o esqueletos del proyecto. En esta etapa se considera el tipo de material estructural que se considera en el proyecto.

2.4.1. PRE DIMENSIONAMIENTO LOSA ALIGERADA

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, recomienda para sobrecargas menores a 300 Kg/m² y luces menores de 7m, en losas aligeradas armadas en una dirección mantener un espesor de losa de:

$$h \geq \frac{L}{25} \quad (2.15)$$

Dónde:

h = Espesor de la losa
L = Luz entre apoyos

En el Perú se fabrican ladrillos de sección cuadrada de 30x30 cm con una altura variable de 12, 15, 20 y 25 cm, con lo cual el espesor de losa a escoger queda restringido a ciertos valores.

Los aligerados armados en dos direcciones se usan generalmente cuando se tienen paños más o menos cuadrados y de luces mayores a los 6 metros, en estos casos se podrá considerar:

- h = 25 Para luces comprendidos entre 6.50 y 7.50 m.
- h = 30 Para luces comprendidos entre 7.00 y 8.50 m.

2.4.2. PRE DIMENSIONAMIENTO LOSA MACIZA

2.4.2.1. EN UNA DIRECCIÓN

Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones según el Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 060), Tabla 9.1⁸, tenemos:

TABLA Nro. 2 - 3: ESPESOR O PERALTE MÍNIMO PARA LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN

Espesor o peralte mínimo, h			
Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
L/20	L/24	L/28	L/10

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 060). Tabla 9.1

2.4.2.2. EN DOS DIRECCIONES

El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todo los lados debe ser⁹:

- a) Para $\alpha_{fm} \leq 0.2$; igual a losas sin vigas.
- b) Para $0.2 < \alpha_{fm} < 2.0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \tag{2.16}$$

Pero no menor que 12.5 cm.

- c) Para $\alpha_{fm} > 2.0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \tag{2.17}$$

Pero no menor que 9 cm.

- d) En los bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez α_f no menor de 0.8, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las

⁸ Artículo 9, Ítems 9.6.2.1 de la Norma E – 060 – RNE.

⁹ Reglamento Nacional de Edificaciones – E – 060.

dos premisas anteriores, por lo menos un 10% en el panel que tenga un borde discontinuo.

2.4.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGA

Existen criterios prácticos para determinar el peralte de vigas, que dan buenos resultados, con cargas vivas no excesivas. Las vigas son elementos sometidos a flexión, el peralte deberá estar entonces en función de la longitud y la carga.

Según MORALES MORALES (2008, p.86), tenemos:

2.4.3.1. VIGAS PRINCIPALES

$$h \geq \frac{L_n}{\alpha} \tag{2.18}$$

$$\alpha = \frac{4}{\sqrt{w_u}} \tag{2.19}$$

Dónde:

L_n = Luz libre entre apoyos.

W_u = Carga ultima.

TABLA Nro. 2 - 4: COEFICIENTE PARA PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

S/C (Kg/m ²)	α
200	13
250	12
500	11
750	10
1000	9

El ancho puede estimarse mediante: fuente: MORALES, Roberto: Diseño en Concreto Armado

$$b = \frac{B}{20} \tag{2.20}$$

B = Ancho tributario

2.4.3.2. VIGAS SECUNDARIAS

Se denominan porque no se cargan la losa de los pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debido al mismo; sin embargo, si se tienen en cuenta que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte además se estar perdiendo rigidez lateral en esa dirección. Como se ya se indicó anteriormente el objetivo es estructurar la rigidez lateral y resistencia en las dos

direcciones de la edificación. Y por tanto debe disponerse vigas peraltadas en las dos direcciones, a menos que se haya considerado un número importante de placas en la dirección secundaria (trabajo como muros en voladizo) con lo cual se podría disponer de vigas chatas.

$$h \geq \frac{A}{\alpha} \quad (2.21)$$

$$b = \frac{A}{20} \quad (2.22)$$

A = Luz menor del paño

2.4.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

Las columnas se encuentran sometidas a cargas de compresión y flexión, por tal motivo en su pre dimensionamiento se consideró ambos efectos actuando simultáneamente, evaluando cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Para fines de dimensionamiento las columnas se clasifican según MORALES MORALES (2008, p.88):

- C1=Columna central
- C2=Columna extrema de un pórtico principal interior
- C3= Columna extrema de un pórtico secundario interior
- C4=Columna en esquina
- AT=Área tributaria

Las columnas se pre dimensionan con¹⁰:

$$bT = \frac{P}{nf'_c} \quad (2.23)$$

Dónde:

Bt	=	Dimensiones de la columna
P	=	kP _G
P _G	=	Carga debido a gravedad
k,n	=	Factores que depende del tipo de columna
f'c	=	Resistencia del concreto a la compresión simple

¹⁰ MORALES MORALES, Roberto; Diseño en Concreto Armado, p.88

TABLA Nro. 2 - 5: COEFICIENTES PARA PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Tipo C1 (Para los primeros pisos)	Columna interior N < 3 pisos	P=1.10P _G n=0.30
Tipo C1 (Para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior N > 4 pisos	P=1.10P _G n=0.25
Tipo C2,C3	Columnas extremas de pórticos interiores	P=1.25P _G n=0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P=1.50P _G n=0.20

Fuente: MORALES MORALES, Roberto: Diseño en Concreto Armado.

2.4.5. PRE DIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Las placas son elementos cuya función principal es de absorber las fuerzas cortantes producido por una excitación sísmica. El comportamiento es un tanto complejo porque en adición a los efectos de flexión y axial se presentan los de cortante.

Predimensionar las placas considerando los tres efectos, que gobiernan su comportamiento, puede tornarse difícil. Sin embargo, si se tiene en cuenta que su finalidad es proporcionar mayor rigidez lateral, el efecto más crítico será el de absorber casi todo el cortante, en tal sentido será necesario tener un área suficiente para resistir los efectos del cortante.

El área de corte se puede evaluar considerando que las placas absorberán el 100% de la fuerza cortante (las columnas también absorben la fuerza cortante, es por eso que para el pre dimensionamiento de placas se considerará la sección de la columna). La norma E – 060 nos dan una expresión para calcular el máximo cortante que pueda resistir el concreto, así tenemos:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}x b x d \quad (2.24)$$

El concreto absorberá todo el cortante, es decir

$$V \leq \phi x V_c \quad (2.25)$$

En la ecuación anterior reemplazamos la longitud y espesor del muro y está igualando a la ecuación tenemos:

$$V \leq \phi 0.53\sqrt{f'_c}x L x t \quad (2.26)$$

Dónde:

$\Phi = 0.85$ (*Factor de reducción por resistencia*)

$L, t =$ *Longitud y espesor del muro*

$V =$ *Fuerza cortante total en la base*

$$V = \frac{ZUSC}{R_d} P \quad (2.27)$$

La Norma E.060 Concreto Armado indica que el ancho mínimo de los muros debe ser de 10 cm. Pudiendo considerarse espesores de 15, 20, 25 y 30 cm de espesor, dependiendo de la altura del edificio. Para predimensionar los muros se puede utilizar un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base con el método establecido en la Norma E.060 e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de los muros, para lo cual es necesario calcular un peso aproximado de la edificación

2.4.6. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS

Las dimensiones normales de pasos (P) y contrapasos (CP) en las construcciones son dadas por algunas reglas empíricas:

$$\begin{aligned} \text{CP+P} &= 43 \text{ cm} \\ 2\text{CP+P} &= 0.60 \text{ a } 0.64 \text{ m}^{11}. \\ \text{CPxP} &= 500 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Según el RNE da algunas limitaciones a las dimensiones de pasos y contrapasos:

$$\begin{aligned} P_{\min} &= 28.0 \text{ cm} \\ \text{CP}_{\max} &= 17.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Y la garganta de la escalera se puede pre dimensionar como¹²:

¹¹ Reglamento Nacional de Edificaciones: E – 010, Art. 29, c).

¹² MORALES MORALES, Roberto; Diseño en Concreto Armado, p.43

$$T = L_n/20 \text{ a } L_n/25$$

Dónde:

L_n : Luz entre apoyos.

2.5.METRADO DE CARGAS

2.5.1. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas se determinan del cálculo directo del peso de todos los componentes estructurales y de elementos no estructurales cuya posición no se modificará durante la vida útil de la edificación. Si se conocen con precisión las dimensiones de los elementos la determinación es rápida, sin embargo, esto no sucede frecuentemente, ya que un diseño estructural se parte de una estimación preliminar de las dimensiones de los mismos, pudiendo modificarse a medida que se refina el diseño. La norma E.020 del RNE nos proporciona algunos pesos unitarios para calcular la carga muerta, en nuestro caso tenemos:

TABLA Nro. 2 - 6: PESOS UNITARIOS PARA EL CALCULO DE CARGA MUERTA

CARGAS MUERTAS	
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Tabiquería de 14	1350 kg/m ³
Mortero de cemento	2000 kg/m ³
Piso terminado (e=0.05m)	100 kg/m ²
Losa aligerada:	
h=20 cm	300 kg/m ²
h=25 cm	350 kg/m ²
h=30 cm	420 kg/m ²

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 020). Anexo 01

2.5.2. CARGAS VIVAS

La carga de piso que se va aplicar a un área determinada de una edificación depende de su pretendida utilización u ocupación. Estas cargas se deben a los seres humanos, al

equipo, al almacenamiento en general, a los automóviles, etc., debido a que estas cargas son de naturaleza aleatoria, no hay una forma precisa para aplicar las cargas reales a un área dada. Por esa razón se especifican como cargas distribuidas uniformemente en el área. Cabe indicar que estas cargas son extremadamente conservadoras debido a la incertidumbre acerca de cómo pudieran distribuirse las cargas reales. La norma E.020 nos da cargas distribuidas para distintos tipos de ocupación o uso, mostramos una extracción de la misma para la aplicación en nuestro estudio:

TABLA Nro. 2 - 7: CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS

CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS	
Tiendas	
Corredores v escaleras	500 kg/m ²
Viviendas	
Corredores y escaleras	200 kg/m ²

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 020). Tabla 01

2.6. REGLAMENTOS

El análisis y diseño estructural se realizó conforme se indica en las siguientes normas, contenidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma Técnica de Edificación G-010 “CONSIDERACIONES BÁSICAS”.
- Norma Técnica de Edificación E-020 “CARGAS”.
- Norma Técnica de Edificación E-030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”
- Norma Técnica de Edificación E-050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”.
- Norma Técnica de Edificación E-060 “CONCRETO ARMADO”.
- Norma de construcciones en concreto estructural ACI 318-08.

2.7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es una parte integral del proyecto de ingeniería estructural, es el proceso de predicción del comportamiento de una estructura dada bajo una condición de carga prescrita. Los comportamientos característicos usualmente de interés en diseño estructural son: a) esfuerzos o esfuerzo resultante (es decir, fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores); b) deflexiones; y c) reacciones de soporte. Así es análisis de una

estructura típicamente involucra la determinación de esas de cantidades causadas por las cargas dadas y/o otros efectos externos (así como desplazamientos de soportes y cambios de temperatura). En la mayoría de los diseños actuales de oficina, el análisis de estructuras de barras es rutinariamente llevada a cabo por computadoras, usando software basado en métodos matriciales de análisis estructural. Es por lo tanto esencial que los ingenieros estructurales aprendan los principios básicos del análisis matricial, tanto que ellos pueden desarrollar su propio programa de computadora y/o use un software comercial disponible y apreciar el significado físico de los resultados analíticos.¹³

Una vez definidas las cargas externas, debe hacerse un análisis de esfuerzos con el fin de determinar las fuerzas internas, algunas veces conocidas como esfuerzos, que se producirán en los diferentes elementos. Cuando intervienen sobrecargas, deben analizarse con todo cuidado los esfuerzos máximos posibles en cada uno de los elementos de la estructura. Para obtener lo anterior no solamente debe conocerse la magnitud de la carga, sino el lugar de aplicación.¹⁴

2.7.1. MODELOS ANALÍTICOS

El primer (y tal vez el más importante) paso en el análisis de la estructura es el desarrollo del modelo analítico. Un modelo analítico es una representación idealizada de la estructura real con el objeto de análisis. El objetivo es la simplificación del análisis de una estructura complicada por un desechamiento de detalles (conexiones, miembros, etc.) que tienen poco efecto en la estructura en comparación de los desarrollos característicos de interés, representando mientras, con precisión práctica posible, las características deseadas. Es importante notar, la respuesta estructural predicha para un análisis es válida solo para el alcance del modelo analítico representado para la actual estructura. Para estructuras aporricadas, el establecimiento de modelos analíticos generalmente involucra consideraciones de numero tal como si la actual estructura tridimensional puede ser dividida en subestructuras planas para análisis, y así idealizar la actual conexión como articulada, rígida, semirrígida. Así el desarrollo de un modelo analítico preciso requiere

¹³ KASSIMALI, Aslam; Matrix Analysis of Structures, p.2

¹⁴ HSIEH, Yuan-Yu; Teoría Elemental de Estructuras, p.2

no solo una minuciosa comprensión de la conducta de la estructura y métodos de análisis, pero también experiencia y conocimiento de diseño y prácticas de construcción.¹⁵

2.7.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.7.2.1. MÉTODOS MATRICIALES

Durante muchos años, los ingenieros de estructuras intentaron los problemas de análisis estructural mediante la aplicación de los métodos matemáticos del álgebra lineal. Aun cuando muchas estructuras pudieron analizarse en esta forma, el trabajo fue tan tedioso que resulto impráctico, hasta que estuvieron disponibles las calculadoras y computadoras de gran capacidad. De hecho, las ecuaciones matriciales usuales no pueden procesarse con calculadoras de bolsillo, a menos que se trate de estructuras muy sencillas.

Actualmente, el análisis matricial (mediante computadoras) está reemplazando cada vez a los métodos clásicos de análisis en los despachos de cálculo.

Cualquier método de análisis que implique resolver ecuaciones algebraicas lineales puede formularse en notación matricial y emplear para su solución operaciones con matrices. La posibilidad de la aplicación de los métodos matriciales por el ingeniero de estructuras es muy importante, ya que todas las estructuras linealmente elásticas, isostáticas o hiperestáticas están regidas por los sistemas de ecuaciones lineales.

2.7.2.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS ELÁSTICO DE PLACAS Y LÁMINA

El cálculo de placas tiene su origen con los trabajos que realizó Euler en el siglo XIII, a partir de los cuales se han desarrollado la teoría fundamental de placas.

Se tiene que especificar que las hipótesis fundamentales sobre la deformación parten de la clasificación de las placas en delgadas y gruesas. Las placas delgadas admiten las hipótesis de Kirchhoff, que desprecia la deformación por cortante. Esto permite expresar las ecuaciones de derivadas parciales de equilibrio de la

¹⁵ KASSIMALI, Aslam; Matrix Analysis of Structures, p.6

placa en función únicamente de la flecha. Cuando la placa tiene un espesor considerable se debe tener en cuenta la deformación por cortante, por lo que, además de la flecha, se tienen que introducir como incógnitas independientes los giros de las normales al plano medio de la placa. Estas hipótesis configuran la teoría de Reissner-Mindlin.

Los métodos más corrientes de análisis de placas se clasifican en métodos exactos, métodos aproximados y el método de los elementos finitos para el cálculo de placas.

2.7.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por inercia la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico y que por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones.

2.7.3.1. MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Este método llamado también Análisis por Fuerzas Estáticas Equivalentes, según la norma de diseño sismo resistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinará mediante:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (2.28)$$

Dónde:

Z	=	Factor de zona.
U	=	Factor de uso.
S	=	Factor de suelo.
C	=	Coefficiente sísmico.
R	=	Factor de ductilidad.

P = Peso de la edificación.

Este método resulta muy fácil de aplicar y por lo tanto es práctico, sin embargo, se puede ver que la determinación de las características de la estructura se ha simplificado tal es el caso en el periodo fundamental de la estructura, si bien es cierto que se considera la influencia a través del factor de suelo S , y del periodo predominante del suelo T_s de esto se puede concluir que estos factores determinados empíricamente del cual este método resulta solamente aproximado.

a) Factor de Zona

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica...

A cada zona se le asigna un factor Z . Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.450
3	0.350
2	0.250
1	0.100

Fuente: RNE (E – 030). Tabla 01



FIGURA Nro. 2 - 7: FACTORES DE ZONA

Factor de Uso

Cada estructura debe ser clasificado de acuerdo a:

TABLA Nro. 2 - 8: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	<p>A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.</p> <p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como</p> <p>Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1.5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como cines teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros establecimientos penitenciarios, o que guarden patrimonios valiosos como museos, bibliotecas.</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1.0
D Edificaciones Menores	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares..	Nota 2

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista (E – 030). Tabla 05

b) Factor de Suelo

Perfil tipo S 0: Roca dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).

Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Perfil tipo S2: Suelos intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} , entre 15 y 50.

Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Perfil tipo S3: Suelos blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.

Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P (mayor que 20, contenido de humedad w mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

Perfil tipo S4: Condiciones excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

TABLA Nro. 2 - 9: PARÁMETROS DEL SUELO

PARÁMETROS DEL SUELO				
Tipo	Descripción	V _s	N 60	Su
S0	Roca dura	> 1500 m/s	-	-
S1	Roca o suelos muy rígidos.	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S2	Suelos intermedios.	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	Suelos blandos.	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Condicionales excepcionales.	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 030). Tabla 02

c) Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla 2.11
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

d) Estructuras Regulares

Son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas 2.10 y 2.11

En estos casos, el factor “Ia” o “Ip” será igual a 1,0.

e) Factores de Irregularidad (Ia , Ip)

El factor “Ia” se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 2.10 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 2.11 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N° 2.10 y 2.11 se obtuvieran valores distintos de los factores “ I_a ” o “ I ” para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

TABLA Nro. 2 – 10: PARÁMETROS DEL SUELO

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</p> <p>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil</p> <p>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</p> <p>Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</p> <p>Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso</p> <p>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical</p>	0,90

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60

TABLA Nro. 2 - 11: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($A_{m,jx}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\&cm$).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\&cm$), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
Esquinas Entrantes	0,90

<p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	
<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos</p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

f) . Restricciones a la Irregularidad

Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 2-12.

g) Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R₀ determinado a partir de la Tabla N° xx y de los factores I_a, I_p obtenidos de las Tablas N° 2-9 y N°2-10.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \tag{2.28}$$

TABLA Nro. 2 - 12: CATEGORÍA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

h) Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tabla 2.13

TABLA Nro. 2 - 13: FACTOR DE SUELO

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S0	Si	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

TABLA Nro. 2 - 14: PERIODOS SEGÚN PERFIL DE SUELO

PERÍODOS "Tp" Y "Tl"				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
Tl (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

i) Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio se define el factor de amplificación sísmica (C), como:

$$\begin{aligned}
 T < T_p \quad C &= 2.5 \\
 T < T_p < T_L \quad C &= 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L \quad C &= 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T} \right)
 \end{aligned}
 \tag{2.29}$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

TABLA Nro. 2 - 15: SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMAS ESTRUCTURALES		Coefficiente de reducción R
Sistema estructural		Para estructuras regulares
Acero:		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)		8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)		7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)		6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)		8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)		6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)		8
Concreto Armado		
Pórticos		8
Dual		7
De muros estructurales		6
Muros de ductilidad limitada		4
Albañilería Armada o Confinada		3
Madera (por Esfuerzos Admisibles)		7

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 030). Tabla 06

2.4.3.1.1. Periodo Fundamental

El periodo fundamental de vibración, o periodo natural, es el tiempo que le toma a la estructura en completar un ciclo de vibración libre. Para su cálculo influyen

factores como la altura y el material empleado. Códigos como el UBC permiten calcular este periodo con fórmulas aproximadas. La NTE E - 030 del Perú indica las siguientes fórmulas para el cálculo del periodo fundamental de una estructura:

a) El periodo fundamental para cada dirección se estimara con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.30)$$

Dónde:

h_n = Altura total de la edificación en metros.

C_T = 35, Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

C_T = 45, Para edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean pórticos y cajas de ascensores y escaleras.

C_T = 60, Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

b) También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * D_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n F_i * D_i)}} \quad (2.31)$$

2.4.3.1.2. *Peso de la Edificación*

Todas las normas permiten ciertas reducciones de las sobrecargas para el cálculo de la masa sísmica. En el caso de la NTE E – 0.30 del Perú se tiene la siguiente recomendación:

El peso (P), se calculará adicionalmente a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.*
- En edificaciones de las categorías C, se tomará el 25% de la carga viva.*
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.*

- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

2.4.3.1.3. Distribución Vertical de la Fuerza Sísmica

Luego de calculada la cortante en la base, es necesario distribuirlo en altura y poder calcular los desplazamientos que se produzcan.

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante

$$F_a = \alpha_i * v \quad (2.32)$$

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_j)} \quad (2.33)$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) < 2,0$.

2.4.3.1.1. Efecto P – Delta

O conocidos como momentos de segundo orden, se producen por la acción de fuerzas de compresión y flexión en una estructura, generándose aumentos en los momentos de los elementos y deflexiones adicionales.

Como ejemplo se puede nombrar las recomendaciones de la NTE E – 0.30, que indica que cuando el índice de estabilidad “Q” sea mayor a 0.1, los efectos P – Delta deben de ser incluidos.

$$Q = \frac{N_i * \Delta_i}{V_i * h_{ei} * R} \quad (2.34)$$

Dónde:

- N_i = Sumatoria de los pesos sobre el nivel "i"
 Δ_i = Desplazamiento relativo del entrepiso "i"
 V_i = Fuerza cortante del entrepiso "i"
 H_{ei} = Altura del entrepiso "i"
 R = Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

2.4.3.1.2. *Excentricidad*

Debido a la no coincidencia entre el centro de masas (o centro de carga, donde actúa las fuerzas sísmicas) y el centro de rigideces (punto sujeto solo a traslación y sobre el cual giran todos los puntos de una estructura), se deben de considerar momentos torsores. La excentricidad se deberá calcular con el incremento de una excentricidad accidental, en el caso de la NTE E – 0.30 se considera el 5% de la longitud transversal.

2.4.3.1.3. *Desplazamientos de Piso*

Los desplazamientos de piso y derivas, se calculan luego de tener los desplazamientos calculados para la fuerza cortante y su distribución por niveles. De haber trabajado con factores de reducción de carga sísmica "R", las normas indican que se deben de calcular multiplicando por un porcentaje de este factor "R". En el caso de la NTE E – 0.30, se calculan de la siguiente manera:

Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 5. (5.1) ni el cortante mínimo en la base especificada en el Artículo 4 (4.6.4)

Los valores máximos para el cálculo de las derivas o desplazamientos relativos entre pisos, según la NTE E – 0.30, se muestran en el TABLA siguiente:

TABLA Nro. 2 - 106: LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO

LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a niveles industriales	
Materiales Predominantes	(Di/hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E - 0.30

2.7.3.2. MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

Como los sismos en las edificaciones son un problema de masas en movimiento que reaccionan inercialmente a un movimiento en la base, el análisis del problema se debe llevar a cabo mediante la dinámica estructural; quiere decir esto, que no hay una solución instantánea al problema, sino más bien, una historia de respuesta contra la que se debe realizar un diseño. Para que exista un problema dinámico es necesario que existan masas en movimiento, pero, además, se necesitan sistemas con rigidez que hagan que las masas en movimiento tengan un movimiento periódico, siguiendo una oscilación que la hace desplazarse con respecto a un eje de referencia. Es decir, si las masas están en movimiento pero no hay una rigidez restauradora de por medio, entonces el problema es cinemático no dinámico.¹⁶

Los métodos dinámicos permiten efectuar el análisis sísmico de estructuras resolviendo las ecuaciones de movimiento, por lo cual, además de las características de rigidez que se emplean en el análisis estático, incluyen las propiedades inerciales y de amortiguamiento. Desde este punto de vista, el análisis dinámico es más preciso porque incorpora explícitamente información ignorada, o lo más indirectamente considerada, en el análisis estático. Por otro lado, conviene tener presente que la precisión de un análisis más refinado depende también de la certidumbre con que se conozcan los datos adicionales requeridos.¹⁷

¹⁶ GALLEGO SILVA, Mauricio y SARRIA MOLINA, Alberto; El Concreto y los Terremotos, p.31

¹⁷ Bazán&Meli; Diseño Sísmico de Edificios, p.237

2.4.3.2.1. *Análisis Modal Espectral*

Dado que los valores que se leen de un espectro, ya sea de respuesta o de diseño, corresponden al valor máximo que puede tener la respuesta de un sistema dinámico de un grado de libertad, en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración, es evidente que conociendo el espectro se puede determinar el valor máximo de la respuesta que puede un grado de libertad desacoplado, y por ende se podría utilizar estos valores para determinar la máxima respuesta que tendría un sistema de varios grados de libertad.

Estas metodologías solo pueden emplearse en sistemas que permanecen dentro del rango elástico y donde es aplicable el principio de superposición.

Las ecuaciones del movimiento para un sistema sometido a una excitación en su base tienen la forma dada en la siguiente ecuación:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M][\gamma][\ddot{x}_o] \quad (2.35)$$

Las matrices de masa $[M]$ y de rigidez $[K]$ son propiedades de la estructura, la obtención de la matriz $[\gamma]$ depende de si la estructura depende se ve afectada a uno, dos o tres componentes del acelerograma, representadas en un vector $[\ddot{x}_o]$ columnar con 1,2 o 3 términos, casos en los cuales $[\gamma]$ tiene dimensiones $n \times 1$, $n \times 2$ o $n \times 3$ respectivamente, siendo n el número de grados de libertad de la estructura.

Dado que podemos obtener los modos y frecuencias $[\emptyset]$ y $[\omega^2]$ de la estructura con base en sus propiedades para vibración libre:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = 0 \quad (2.36)$$

La solución del sistema del sistema de ecuaciones diferenciales simultáneas se obtiene desacoplando el sistema por medio de la aplicación de la siguiente transformación de coordenadas:

$$\{U\} = [\emptyset]\{\eta\} \quad (2.37)$$

Donde $[\emptyset]$ es la matriz modal normalizada, derivando la anterior expresión contra el tiempo:

$$\{\dot{U}\} = [\emptyset]\{\dot{\eta}\} \quad (2.38)$$

$$\{\ddot{U}\} = [\emptyset]\{\ddot{\eta}\} \quad (2.39)$$

Reemplazando en la ecuación de movimiento, y pre multiplicando por $[\Phi]^T$ obtenemos:

$$[\Phi]^T [M][\Phi]\{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [C][\Phi]\{\dot{\eta}\} + [\Phi]^T [K][\Phi]\{\eta\} = -[\Phi]^T [M][\gamma][\ddot{x}_o] \quad (2.40)$$

Conocida las propiedades de ortogonalidad de los modos de vibración respecto a la matriz de masa y rigidez asimismo aplicando amortiguamiento modal:

$$[\Phi]^T [M][\Phi] = [I] \quad (2.41)$$

$$[\Phi]^T [K][\Phi] = [\omega^2] \quad (2.42)$$

$$[\Phi]^T [C][\Phi] = [2\xi\omega] \quad (2.43)$$

Todas estas matrices son diagonales, y por esto el sistema se desacopla, lo cual implica que se tienen n ecuaciones independientes de un grado de libertad del tipo:

$$\ddot{\eta}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{\eta}_1 + \omega_1^2\eta_1 = -\alpha_1\ddot{x}_o \quad (2.44)$$

Donde $[\alpha] = [\Phi]^T [M][\gamma]$.

Pues de acuerdo con la definición de espectro de respuesta de desplazamiento, el máximo valor que puede tener el desplazamiento relativo u, entre la base y la masa de un sistema de un grado de libertad sometido a un acelerograma en su base $\ddot{x}_o(t)$, es precisamente el valor que se lee del espectro de desplazamientos $S_d(T, \xi)$, calculado para el mismo acelerograma, utilizando los valores de periodo T, y el amortiguamiento ξ del mismo sistema de un grado de libertad.

Por tanto el máximo valor que puede tener η_i en las ecuaciones desacopladas, corresponde al valor leído del espectro de desplazamiento de la excitación amplificado por el coeficiente de participación α_i , entonces:

$$(\eta_1)_{max} = |\alpha_i \cdot S_d(T_i, \xi_i)| \quad (2.45)$$

Dado que se dispone de unos valores máximos de los grados de libertad desacoplados η_i , en principio bastaría con aplicar la transformación de coordenadas, para obtener los valores máximos de los desplazamientos de los grados de libertad de la estructura $\{U\}$. Desafortunadamente este procedimiento es errado debido a que los valores máximos de los desplazamientos o aceleraciones, que se coleccionan en el espectro de respuesta no ocurren en el mismo instante en el tiempo.

La transformación de coordenadas, implícitamente realiza la superposición de las respuestas individuales de cada uno de los modos:

$$\{U\} = [\Phi]\{\eta\} = \sum_{i=1}^n \{\Phi^{(i)}\}\eta_i(t) \quad (2.46)$$

$$= \{\Phi^{(1)}\}\eta_1(t) + \{\Phi^{(2)}\}\eta_2(t) + \dots + \{\Phi^{(n)}\}\eta_n(t) \quad (2.47)$$

$$= \{U^{(1)}\} + \{U^{(2)}\} + \dots + \{U^{(n)}\} \quad (2.48)$$

Su utilización directa, tal como se presenta es errada pues suma valores de desplazamiento modales que no ocurren en el mismo instante y además no toma en cuenta su signo al sumar algebraicamente.

Los desplazamientos dinámicos modales máximos que se presentan en la estructura, correspondientes a cada modo individual, por ejemplo, el modo (i) pueden obtenerse por medio de:

$$\{U_{mod}^i\} = \{\Phi^{(i)}\} \cdot (\eta_i)_{max} = \{\Phi^{(i)}\} \cdot |\alpha_i \cdot S_d(T_i, \xi_i)| \quad (2.49)$$

En la ecuación anterior debe tenerse en cuenta que el resultado multiplicado por (-1) también es factible, dado que se trata de un movimiento alternante derivado de un fenómeno ondulatorio. Esta posibilidad se manifiesta en todas las diferentes formas de la respuesta modal.

2.8.DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Según el ACI 318-08, los elementos de concreto armado, deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, se supone que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas aplicadas. Se permiten reducciones de la carga viva. Para el diseño por fuerzas de sismo o viento, las partes integrales de la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas laterales totales.

Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas, deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico. Una alternativa al análisis estructural es utilizar el Método de los Coeficientes del ACI.

2.9.1. MÉTODOS DE DISEÑO

El diseño de los elementos de concreto armado se hace usando alternativamente uno de los siguientes métodos:

- Método elástico o de cargas en servicio
- Método de resistencia, denominado comúnmente de rotura o de cargas últimas.

En la actualidad el uso del método de resistencia es general. La nueva Norma de Concreto Armado usa este método para el diseño.

El método de diseño por resistencia se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. En este método, adicional a la amplificación de las cargas se usan factores de reducción de resistencia.

Las cargas actuantes que se usan en el análisis estructural deberán cumplir con lo señalado en la Norma E – 020, de Cargas y la Norma Sismo resistente.

Para el análisis se puede usar cualquier método que suponga un comportamiento elástico del material; se podrá usar métodos simplificados de análisis como el método de los coeficientes, que se propone en la Norma para determinadas condiciones de elementos sometidos a flexión y cortante debidos a cargas de gravedad.

Cuando sea necesario en el análisis conocer el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y el módulo de elasticidad del acero de refuerzo (E_s) se podrán adoptar los siguientes valores:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.74)$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.75)$$

2.9.2. DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

El diseño se lleva a cabo de conformidad con el criterio de Resistencia que se establece en la Norma Técnica de Edificación E – 0.60 Concreto Armado.

2.9.2.1. PREMISAS DE DISEÑO DEL CONCRETO REFORZADO

El diseño estructural de concreto reforzado se base en algunas suposiciones o premisas fundamentales que se indican seguidamente:

- a. Las fuerzas internas (momentos de flexión, fuerzas cortantes y esfuerzos normales y cortantes), están en equilibrio con las cargas externas en la sección.
- b. La deformación unitaria de una barra de refuerzo embebida es la misma que la del concreto que la circunda, lo que quiere decir que se supone que existe una adherencia perfecta entre la interface del concreto y el acero.
- c. las secciones transversales planas antes de la aplicación de las cargas permanecen planas cuando el elemento se carga.
- d. Debido a que la resistencia a la tensión del concreto es pequeña comparada con su resistencia a la compresión, se supone en general que el concreto no es capaz de resistir esfuerzos de tensión.
- e. La teoría se basa en las relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de los materiales (concreto y acero).

2.9.2.2. REQUISITOS DE RESISTENCIA

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencia de diseño ϕR_n , por lo menos iguales a las resistencias requeridas R_u , calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas. En toda sección de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (2.76)$$

2.9.2.3. FACTORES DE CARGA

El factor de carga tiene el propósito de brindar seguridad adecuada contra un aumento de las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño, con el fin de asegurarse a la improbable falla. Los factores de carga se utilizan para cargas: muerta, viva, viento, sismo, presión lateral de tierra y fluidos; cuyos factores son distintos para los diversos tipos a combinar.

A continuación, se indica las combinaciones o resistencia requerida (U) para cargas: muertas (D), viva (L) y sismo (S), como señala la Norma E – 0.60, donde se deberá cumplir:

- $U \geq 1.4 D + 1.7 L$
- $U \geq 1.25 (D+L) \pm 1.00 S$
- $U \geq 0.9 D \pm 1.00 S$

Los coeficientes numéricos representan los factores de carga.

Estas combinaciones son generalmente los que se presentan en el diseño de estructuras convencionales, sin embargo para los otros tipos de cargas que podrían

presentarse, remitirse al R.N.E. del Perú. Tenga en cuenta que las combinaciones permiten elaborar el diagrama de fuerzas internas últimas o de diseño para la estructura.

2.9.2.4. FACTORES DE REDUCCIÓN

El factor de reducción por resistencia proporciona un margen de seguridad adicional, para tomar en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, mano de obra y en las dimensiones. Cada uno de estos factores bien puede estar dentro de límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad de resistencia en los elementos diseñados.

La resistencia confiable se obtiene multiplicando el factor de reducción de la resistencia: ϕ por la resistencia ideal, donde este factor depende del tipo de esfuerzo e importancia que presenta el elemento estructural, es decir:

$$U \leq \phi U_n$$

- Siendo:
- U = Resistencia requerida (carga combinada)
 - U_n = Resistencia ideal o nominal
 - ϕ = Factor de reducción de la resistencia

El código ACI y RNE del Perú recomiendan los siguientes valores para los factores de reducción por resistencia:

	ϕ
• Flexión, con o sin tensión axial	0.90
• Flexión, con compresión axial	
• Elementos con refuerzo en espiral	0.75
• Elementos con otro refuerzo transversal	0.70

En caso de compresión axial pequeña, se puede aumentar linealmente ϕ hasta el límite: 0.90, si la compresión axial tiende a cero.

- Cortante y/o torsión..... 0.85

2.9.3. DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Señala DELGADO VARGAS, Manuel;(1999, p.136), Es usual concebir ciertos patrones de comportamiento esperado como conceptos orientadores del diseño de las obras. El estado actual de los conocimientos en fundaciones y análisis geotécnico señala que las fundaciones deben cumplir un mínimo de requisitos, si se espera un comportamiento

satisfactorio bajo la acción de las cargas a lo largo de su vida útil.

Estos requisitos pueden considerarse como básicos, si se tiene en cuenta que prácticamente constituyen el punto de partida para fijar criterios conducentes a su evaluación, análisis, diseño y programación.

Dichos requisitos dependen en general de las condiciones de la estructura y del suelo portante, actuando conjuntamente. Es frecuente que el suelo sea el principal factor en el comportamiento del sistema, sin embargo, el efecto de la interacción suelo-estructura puede llegar a ser dominante, entre estas recomendaciones indicadas:

- La fundación debe estar aproximadamente localizada o protegida respecto a cualquier potencial influencia que pueda afectar nocivamente su comportamiento y atentar contra la permanencia de las condiciones asumidas en el diseño.
- La fundación y el suelo portante deben ser estables y seguros respecto a fallas asociadas a la acción de cargas.
- La fundación no debe asentarse o deflectarse en una magnitud que deteriore la estructura o limite su utilidad.
- La fundación y los procesos constructivos asociados no deben afectar estructuras vecinas o desestabilizar el medio en el cual quede emplazada.

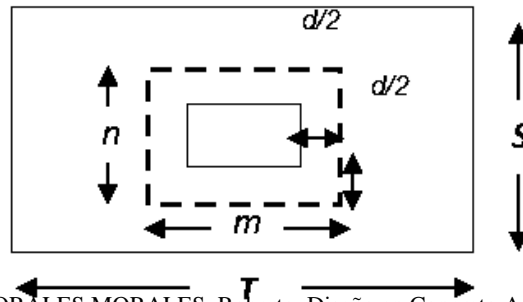
El diseño de cimentaciones es una especialidad donde interviene la Mecánica de Suelos y el Análisis Estructural. Una parte esencial del diseño es definir a través de EMS (Estudio de Mecánica de Suelos), los estratos donde se apoyará la cimentación, cual es el tipo de cimentación que mejor se adecua a la transmisión y cuál es el procedimiento de construcción.

2.9.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA HZ DE LA ZAPATA

Según MORALES MORALES, (2008, Pág. 95) La condición para determinar el peralte efectivo de zapatas, se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (punzonamiento).

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

(Debemos trabajar con cargas factoradas o mayoradas).



Fuente: MORALES MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado. P. 95

FIGURA Nro. 2 - 8: PUNZONAMIENTO EN UNA ZAPATA AISLADA

$$W_{nu} = \frac{P_u}{A_{zap}} \tag{2.77}$$

$$V_u = P_u - W_{nu} * m * n \tag{2.78}$$

V_u = Cortante por punzonamiento actuante.

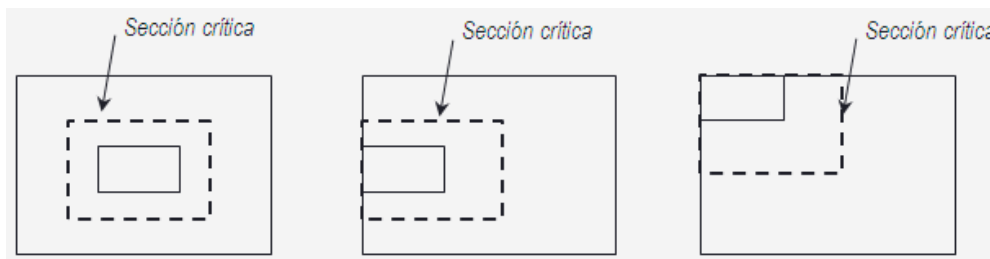
V_c = Resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto.

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} b_o d \tag{2.79}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'c} b_o d \tag{2.80}$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'c} b_o d \tag{2.81}$$

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



Fuente: MORALES MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado. P. 95

FIGURA Nro. 2 - 9: SECCIONES CRÍTICAS EN ZAPATAS AISLADAS

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}, \beta_c \leq 2 \Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'c} b_o d \tag{2.82}$$

$b_o = 2m + 2n$ (Perímetro de los planos de falla)

Luego se debe cumplir:

$$\frac{V_u}{\Phi} \leq V_c; \Phi = 0.75 \tag{2.83}$$

Esta última nos dará una expresión en función a “d”, que debemos resolver.

Finalmente, en la zapata se debe verificar la capacidad cortante como viga a una

distancia “d” de la cara de la columna de apoyo.

Peralte Mínimo: El peralte de la zapata (por encima del refuerzo de flexión), será mayor a 15 cm.

2.9.3.2. FALLA POR LONGITUD DE DESARROLLO¹⁸

Existen dos tipos de falla por longitud de desarrollo, falla a compresión y a tensión. La falla a tensión se localiza en la misma sección del momento flexionante. La falla por longitud de desarrollo a la compresión se localiza a un peralte efectivo menos un diámetro del acero que se continúa de la columna a la cimentación. Figura 2.16. Este acero que transmite los esfuerzos en el refuerzo longitudinal de las columnas. Por lo menos se deben prolongar 4 varillas o utilizar 4 barras de transmisión. En cualquier caso, se debe proporcionar un mínimo de 0.5% del área de acero según el área de la columna.

$$L_{td} \geq \begin{cases} \frac{0.06Abfy}{\sqrt{f'c}} \\ 0.006dbfy \end{cases} \quad (2.84)$$

$$L_{dc} \geq \begin{cases} \frac{0.08dbfy}{\sqrt{f'c}} \\ 0.004dbfy \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.85)$$

Dónde:

Ldc: Longitud de desarrollo a compresión

Ldt: Longitud de desarrollo a tensión.

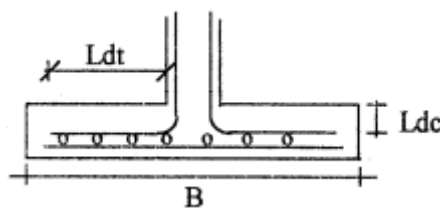


FIGURA Nro. 2 - 10: SECCIÓN CRÍTICA PARA LONGITUD DE DESARROLLO EN ZAPATAS

2.9.3.3. TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones; E – 050. Art. 10, tenemos:

¹⁸ <http://www.tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/3082/Capitulo5>

a) Calicatas

Son excavaciones de formas diversas que permitan una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D420).

b) Perforaciones manuales y mecánicas

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos en situ.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica.

2.9.3.4. CRITERIOS PARA DETERMINAR PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Existen recomendaciones:

- Según el Reglamento Nacional de Edificaciones E.050, la profundidad mínima de desplante será de 80 cm.
- Uno de los principios básicos del diseño de cimentaciones, usado con frecuencia en la práctica, es el de ubicar la base de las zapatas tan cerca como sea posible del nivel de la superficie del terreno (por supuesto, sujeto a exigencias de seguridad y códigos de edificación).
- En el caso de Edificaciones e Instalaciones es conveniente que la parte superior de la cimentación se halle por lo menos 30cm, por debajo del falso piso, esto permite la colocación de trampas, tuberías de desagüe, etc. Así mismo el peralte mínimo recomendado para la cimentación es de 60 cm, con el fin tener elementos rígidos en concordancia con la hipótesis de columnas empotradas en la cimentación. De estas dos premisas podemos establecer que la profundidad mínima de desplante es de 90 cm. (Ing. Luis Zegarra Ciquero).
- La Profundidad de desplante depende también del clima, así por ejemplo en zonas frías, las zapatas se desplantan comúnmente a una profundidad no menor que la penetración normal de la congelación. En climas más calientes, y especialmente en las regiones semiáridas, la profundidad mínima de las zapatas puede depender de la mayor profundidad a que los cambios estacionales de humedad produzcan una contracción y expansión apreciable del suelo. (Peck).

2.9.4. DISEÑO POR FLEXIÓN: VIGAS

2.9.4.1. VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

Una viga de concreto es rectangular, cuando su sección transversal en compresión tiene esa forma. Es simplemente armada, cuando sólo tiene refuerzo para tomar la componente de tensión del par interno. En general, en una viga la falla puede ocurrir en dos formas:

Una de ellas se presenta cuando el acero de refuerzo alcanza su límite elástico aparente o límite de fluencia f_y ; sin que el concreto llegue aún a su fatiga de ruptura $0.85 f'_c$.

La viga se agrietará fuertemente del lado de tensión rechazando al eje neutro hacia las fibras más comprimidas, lo que disminuye el área de compresión, aumentando las fatigas del concreto hasta presentarse finalmente la falla de la pieza. Estas vigas se llaman “Subreforzadas” y su falla ocurre más o menos lentamente y va precedida de fuertes deflexiones y grietas que la anuncian con anticipación.

El segundo tipo de falla se presenta cuando el concreto alcanza su límite $0.85 f'_c$ mientras que el acero permanece por debajo de su fatiga f_y . Este tipo de falla es súbita y prácticamente sin anuncio previo, la cual la hace muy peligrosa. Las vigas que fallan por compresión se llaman “Sobreforzadas”.

Para evitar las vigas sobre reforzadas y las balanceadas, la norma E.060 limita el porcentaje de refuerzo al 75% del valor correspondiente a las secciones balanceadas.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \quad (2.86)$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c \beta_1}{f_y} \frac{0.003}{f_y/E_s + 0.003} \quad (2.87)$$

Dónde:

Es = Modulo de Elasticidad del Acero 2000000 kg/cm².

Por otra parte, también las vigas con porcentajes muy pequeños, suelen fallar súbitamente; para evitar ese riesgo la norma E.060 exige que el porcentaje mínimo en miembros sujetos a flexión sea de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.88)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \quad (2.89)$$

Estableciendo el momento último en función del acero de refuerzo se produce de la siguiente manera, y empleando la cuña rectangular de Whitney:

$$M_u = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.90)$$

Donde “a” es igual a:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (2.91)$$

La cuantía necesaria se puede calcular mediante:

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b d^2}} \right) \quad (2.92)$$

2.9.4.2. VIGAS DOBLEMENTE REFORZADAS

Las secciones de las vigas doblemente reforzadas tienen acero de refuerzo tanto en la cara de tensión como en la de compresión, por lo general únicamente donde existe un apoyo en la viga.

Las vigas doblemente reforzadas son necesarias cuando se restrinja el peralte de éstas, debido a limitaciones arquitectónicas en el centro del claro o porque la sección en el centro del claro, no es suficiente para soportar el momento negativo que se presenta en el apoyo, aun cuando se aumente de manera suficiente el acero de tensión en dicho apoyo. Así la mayoría de las varillas inferiores en el centro del claro se prolongan y anclan de manera apropiada en los apoyos para que actúen como refuerzo a compresión y reforzar adecuadamente en la cara de tensión (arriba) de la viga en el apoyo con el área de acero necesaria.

2.9.5. DISEÑO POR CORTANTE: VIGAS

El diseño por cortante es de principal importancia en las estructuras de concreto debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la compresión.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina. Sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión.

El diseño de secciones transversales sujetas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.93)$$

Dónde:

V_u = Es la fuerza cortante factorizada en la sección estudiada.

V_n = Resistencia nominal al cortante del concreto y el acero $V_n = V_c + V_s$.

V_c = Es la resistencia nominal al cortante del concreto.

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por medio de refuerzo para cortante.

La sección crítica nominal para cortante en una viga con carga uniformemente repartida, se presenta a una distancia “d” del paño del apoyo.

Según la norma E.060 la resistencia al cortante V_c para vigas sujetas unidamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.94)$$

Dónde:

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto en kg/cm^2

b_w = Ancho del alma de la viga, en cm.

d = Peralte efectivo de la viga, en cm.

La contribución del acero en el alma se calcula con base en la analogía de la armadura tratada anteriormente, suponiendo que el refuerzo en el alma fluye en a falla. La expresión que se presenta en la norma E.060:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.95)$$

Dónde:

A_v = Área total del refuerzo en el alma en una distancia s .

s = Separación de estribos o barras dobladas, medida en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.

La norma E.060 limita la resistencia a la fluencia de diseño en el refuerzo para cortante a 4200 kg/cm^2 con el fin de proporcionar un control en el ancho de la grieta diagonal, ya que el refuerzo de alta resistencia también puede resultar quebradizo cerca de dobleces agudos.

2.9.5.1. REFUERZO MÍNIMO POR CORTANTE

El refuerzo por cortante restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado y, por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte el peligro de falla. De lo contrario, en un alma sin esfuerzo, la súbita formación de agrietamiento inclinado podría conducir directamente a una falla repentina. Este esfuerzo resulta de gran valor si una viga es sometida a una fuerza de tensión imprevista, o una carga catastrófica. Por lo tanto, se quiere un área mínima de refuerzo por cortante no menor que la especificada, siempre que la fuerza cortante factorizada, V_u , sea mayor que de la resistencia al cortante proporcionado por el concreto, se excluyen de este requisito las vigas anchas de peralte reducido.

$$A_{v_{min}} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (2.96)$$

Pero no debe ser menor que,

$$3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (2.97)$$

2.9.6. TORSIÓN EN VIGAS

En las vigas, es muy común la existencia de acciones torsionantes debido al carácter monolítico de las mismas.

Cabe aclarar que estas acciones torsionantes se presentan casi siempre en la combinación con acciones de flexión, fuerza cortante y fuerza normal. En algunos casos, los efectos de la torsión son secundarios en comparación con los efectos producidos por otras acciones, y por esto suelen despreciarse en el diseño. Sin embargo, a veces la torsión puede ser la acción dominante. O al menos tener un efecto lo suficientemente importante para no poder ignorarla sin que la estructura sufra daños.

El problema de la torsión tiene dos aspectos. El primero consiste en la determinación de los momentos torsionantes que actúan sobre los elementos de una estructura, y el segundo, en la determinación de la resistencia de los elementos.

La determinación de momentos torsionantes es un problema de análisis estructural que no ha recibido la misma atención que el cálculo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Esto se debe, a que se han menospreciado los efectos de torsión y de que no se disponía de medios para evaluar en forma precisa la rigidez torsionante de los elementos de concreto reforzado, dato necesario para el análisis de estructuras continuas.

Gracias al resultado de numerosas investigaciones, es posible calcular con suficiente precisión para fines prácticos, la resistencia a torsión y a combinaciones de torsión, fuerza cortante y momento flexionante de los elementos, así como su rigidez a torsión. Al igual que en el caso de la tensión diagonal, el conocimiento actual sobre el problema es en gran parte empírico.

2.9.7. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales sometidos principalmente a cargas de compresión y flexión, aunque pueden estar también en tensión o tensión y flexión, además de solicitaciones de cortante y torsión. En cuanto a las solicitaciones por torsión, éstas finalmente se toman como un incremento en los esfuerzos de tensión diagonal que induce la fuerza cortante en la sección, por lo que se puede decir entonces que las solicitaciones serán las cargas axiales, momentos de flexión y fuerzas cortantes, las cuales pueden causar tensión o compresión en alguna zona interna de la sección transversal a lo largo del elemento.

En términos generales se pueden diseñar y construir tres tipos de elementos a compresión (columnas) de concreto reforzado:

- 1) Reforzadas con barras longitudinales y aros.
- 2) Reforzadas con barras longitudinales y espirales.
- 3) Compuestos, reforzados con perfiles de acero, con barras longitudinales o sin estas.

Adicionalmente, las columnas se pueden dividir en dos categorías importantes:

- 4) 1. Columnas robustas (columnas cortas).
- 5) 2. Columnas esbeltas.

Como se mencionó anteriormente, las columnas en general están sometidas a cargas axiales, momentos de flexión y fuerzas cortantes.

Las acciones de la fuerza axial y momento de flexión se analizan de manera simultánea, ya que actúan en conjunto. El análisis de los esfuerzos en la sección transversal cambia para cada combinación de carga axial y momento de flexión. A este análisis se le llama flexocompresión.

La resistencia de las secciones a las demandas en flexo-compresión está dada por los aportes del concreto en compresión y de las barras longitudinales de acero en compresión y tensión.

Para el caso de las columnas robustas, su resistencia depende de las propiedades de los materiales, en este caso, de la resistencia del concreto y el acero, además de la geometría de la sección transversal. Aquí la relación de esbeltez de la columna es pequeña, por lo que pueden ignorarse los efectos de esbeltez.

Para las columnas esbeltas, la resistencia se ve reducida por las deflexiones laterales que pueden ocurrir en el elemento, debido a una relación de esbeltez grande. Estas deflexiones ocurren debido a que el elemento puede sufrir un pandeo (elástico o inelástico) que no solo provocan una disminución en la carga axial total que puede tomar la columna. También genera un incremento en la magnitud de los momentos de flexión a los que estaba sometido el elemento en un inicio.

2.9.7.1. COLUMNAS ROBUSTAS

a) COMPRESIÓN PURA

Como se indicó anteriormente, la resistencia de una columna robusta está dada por las propiedades de los materiales y la geometría de la sección transversal, por lo que solo se requiere conocer:

- La forma y las dimensiones de la sección transversal. Esto debe incluir la forma y área de concreto, además de la posición y cantidad de acero (área de acero).
- La resistencia del concreto y del acero.

La resistencia nominal máxima en compresión, capaz de soportar una sección de concreto reforzado, corresponde a:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st} \quad (2.98)$$

Dónde:

P_n = esfuerzo en la sección.

f_y = resistencia a la fluencia del acero

f'_c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

A_g = área de concreto de la sección transversal.

A_{st} = área total de acero en la sección.

Para determinar la carga última o carga de diseño en compresión pura (P_u) de la sección, se deben aplicar los factores de reducción de la resistencia (ϕ) y un factor para tomar en cuenta las pequeñas excentricidades accidentales que se pueden dar por defectos de la construcción, ya que en la práctica no es posible obtener una columna cargada axialmente de forma perfecta.

Por lo tanto, la carga axial nominal máxima, tomando en cuenta excentricidades, es:

Para columnas con espirales:

$$\phi P_n(max) = 0.85\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.99)$$

Para columnas con estribos:

$$\phi P_n(max) = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.100)$$

b) FLEXOCOMPRESIÓN

Debido a que la mayoría de los marcos o estructuras de concreto reforzado son continuos en sus uniones, en ellos se generan momentos de flexión y son transmitidos a los diferentes elementos de la estructura. Las columnas no escapan de esto, ya que las vigas transmiten el momento de flexión al nudo y este a su vez lo transmite a la columna. Además, las cargas de viento o sismo en las estructuras generan importantes momentos de flexión, que la mayoría de veces son mucho mayores que los momentos causados por las cargas gravitacionales y crean condiciones críticas imposibles de ignorar.

Estos momentos de flexión actúan simultáneamente con la carga axial y, por lo tanto, la sección debe ser analizada con esta combinación de efectos.

Para el análisis, se puede reemplazar la carga axial concéntrica y el momento de flexión por una carga con una excentricidad de magnitud $e = M/P$. En el caso de

tener excentricidades pequeñas, entonces la sección completa está sometida a compresión y la falla del elemento se da por aplastamiento del concreto y la fluencia del acero en compresión. Si la excentricidad es grande, entonces alguna zona de la sección transversal puede estar en tensión y la falla puede ocurrir de alguna de las siguientes maneras: 1) debido al aplastamiento del concreto en compresión; 2) por la fluencia del acero en tensión, 3) o por la falla simultánea del concreto en compresión y la fluencia del acero en tensión, como ocurre en el caso de la falla balanceada.

Como se indicó anteriormente, las carga externas son obtenidas previamente de un análisis estructural. El diseño y análisis de las secciones se lleva a cabo revisando el estado de esfuerzos en la sección transversal, mediante la compatibilidad de deformaciones y con la idealización de que las deformaciones varían linealmente, de manera que se obtienen fuerzas internas que desarrolla la sección y con estas se pueden obtener las cargas axiales (P) y momentos de flexión (M), que la sección puede resistir. La carga axial y el momento de flexión varían con la profundidad del eje neutro (c) desde la fibra más lejana en compresión. Los valores de P y M son graficados para obtener así los conocidos diagramas de interacción de momento de flexión versus carga axial de la columna.

La teoría parte de que las deformaciones en la sección transversal varían de forma lineal, según la profundidad desde la fibra extrema en compresión. Los códigos de diseño han establecido que, la máxima deformación que puede soportar el concreto de peso normal antes de fallar es $\epsilon_c = 0,003$ (este valor puede variar hasta 0,008 pero el ACI establece para el cálculo el valor de 0,003) y el esfuerzo máximo en el concreto es de $0,85 \cdot f'_c$. A partir de esta deformación última del concreto, se puede obtener por semejanza de triángulos la deformación en el acero, según la profundidad del eje neutro de la sección. Con esta deformación, se puede calcular el esfuerzo en el acero, tal como se indica seguidamente:

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d - c}{c} \quad (2.101)$$

Dónde:

ϵ_s = Deformación del acero.

ϵ_c = Deformación última del concreto (0.003).

d = Posición del acero medida desde la fibra extrema en compresión.

c = Profundidad del eje neutro.

Y

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (2.102)$$

Dónde:

f_s = Esfuerzo en el acero.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

f_y = Resistencia a la fluencia del acero.

Una vez conocidas las deformaciones y los esfuerzos en los materiales, se puede calcular la resistencia a la compresión y flexión de la sección transversal, aplicando las ecuaciones de la estática $\sum F = 0$, $\sum M = 0$, de lo cual se obtiene que para el caso de una columna rectangular con acero en compresión y en tensión:

$$P_n = 0.85 f'_c ab + A'_s f'_s \pm A_s f_s \quad (2.103)$$

Dónde:

P_n = Carga axial nominal que resiste la sección analizada.

a = Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos rectangulares ($a = \beta_1 * c$).

b = Ancho de la columna.

A'_s = Área de acero en compresión.

f'_s = Resistencia a la fluencia del acero en compresión.

$$M_n = 0.85 f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \pm A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) \pm A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.104)$$

El análisis y el diseño en flexo-compresión para columnas se realizan mediante la construcción de diagramas de interacción de carga axial y momento de flexión, para lo cual se utilizan las fórmulas planteadas anteriormente y se varía la profundidad del eje neutro (c) para obtener varios puntos (M , P). La gráfica de momento de flexión versus carga axial tiene la forma que se muestra en las siguientes figuras, además tienen algunos puntos particulares que se explican a continuación.

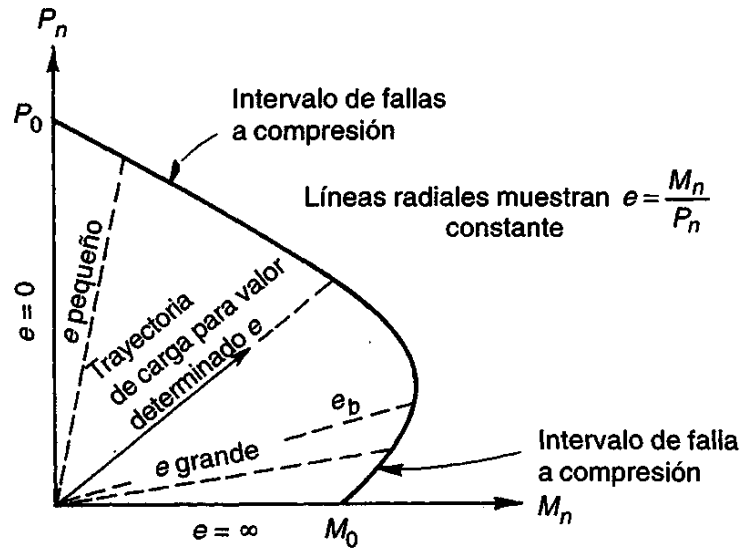


FIGURA Nro. 2 - 11: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS

Los puntos particulares de estas gráficas son:

- Punto de carga axial pura $(0, P_0)$, la cual se calcula con la fórmula dada en la sección de Compresión Pura
- Falla balanceada, que se determina calculando la profundidad del eje neutro, con la cual el concreto alcanza su deformación última máxima, mientras que el acero extremo en tensión alcanza la primera fluencia (M_b, P_b) .
- Un punto de flexión pura $(M_0, 0)$.
- Punto de tensión pura $(0, -P)$.

2.9.7.2. COLUMNAS ESBELTAS

Ya se ha indicado que se pueden tener dos tipos de columnas: las robustas, cuya descripción se realizó en el apartado anterior y las esbeltas que se describen a continuación.

A diferencia de las columnas cortas que son controladas por los materiales y la geometría de la sección, las columnas esbeltas son controladas por su propia geometría, específicamente por su relación de esbeltez, que es básicamente la razón de su longitud (L_c) por su radio de giro (r).

El conocimiento actual permite el diseño un poco más complejo de columnas esbeltas, mediante poderosas herramientas computacionales de cálculo de

estructuras, que además permiten obtener la respuesta de estas en el rango inelástico y obtener los momentos generados por el efecto P- Δ en elementos esbeltos, mediante un análisis de segundo orden.

Estos cálculos complejos están fuera del alcance de este proyecto, pero en su lugar se utilizan técnicas un poco más sencillas, pero igualmente válidas para tomar en cuenta los efectos de esbeltez sobre las columnas, como son los métodos de amplificación de momentos.

Como una pequeña introducción en este tema, se explican seguidamente las características de una columna esbelta.

“Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de la sección transversal son pequeñas con respecto a su longitud. El grado de esbeltez de un elemento en general se mide mediante la relación L/r , donde L es la longitud del elemento y r es su radio de giro”. Las columnas pueden estar sometidas simultáneamente a cargas axiales y momentos de flexión. Las acciones externas sobre los elementos pueden causar deflexión lateral en los extremos y desplazamientos laterales en las uniones, a lo que se le deben sumar los momentos de segundo orden causados por efectos de esbeltez. Para tomar en cuenta todas estas acciones en una columna esbelta, la norma E.060 establece el método de amplificación de momentos.

Los elementos con una relación de esbeltez grande fallan a cargas considerablemente menores que las correspondientes a la falla de un elemento robusto que tiene una resistencia a la compresión de $P_n = 0,85 * f'_c * A_c + f_y * \sum A_{si}$, donde el acero y el concreto son sometidos a las máximas capacidades que pueden resistir. La falla en estos elementos con una relación de esbeltez alta se da por el pandeo del elemento, con el correspondiente sobreesfuerzo del acero y el concreto causado por los esfuerzos de flexión que se superponen con los esfuerzos de compresión.

2.9.8. DISEÑO POR CORTANTE: COLUMNAS

Aparte de proporcionar resistencia al cortante generado por las cargas gravitacionales y laterales, el refuerzo transversal en las columnas tiene como propósito brindar confinamiento al núcleo de concreto de la columna y evitar que el acero longitudinal falle por pandeo ante cargas axiales relativamente altas. Además, si el refuerzo transversal

tiene una separación relativamente pequeña, la carga axial que la columna puede resistir se incrementa por la acción de confinamiento que este refuerzo brinda, aunque por lo general, este incremento en la resistencia a carga axial no se toma en cuenta en el diseño. Para que la estructura en general tenga un buen comportamiento durante sismos severos, se debe garantizar el desarrollo de roturas plásticas en las estructura. Estas ocurren primero en las vigas y por último en las columnas, con el fin de evitar mecanismos de colapso. Esto lleva al enfoque de diseño de columna fuerte – viga débil.

Además, los requisitos del código para la capacidad en cortante establecen para elementos en flexión que “la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u resultado del análisis de la estructura, ni la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, V_e , que se calculará como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + V_{ug} \quad (2.105)$$

Dónde:

M_{pr1}, M_{pr2} = Capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores, no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de fluencia en el acero longitudinal es, por lo menos $1.25 f_y$.

L = Longitud entre caras de elemento en flexión.

V_{ug} = Cortante correspondiente a la carga gravitacional.

Para elementos en flexo-compresión el código establece que” la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u producto del análisis, ni menor que la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremo que producen una condición de doble curvatura, V_e , que se calculará como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{hn} \quad (2.106)$$

Dónde:

M_{pr1}, M_{pr2} = Capacidades probables en flexión, en los extremos superior e inferior de la columna, calculadas de manera que produzcan doble curvatura. Para este caso, no se considera el factor de reducción para flexo-compresión y se supone que el esfuerzo de fluencia en el acero longitudinal es, por lo menos, $1.25 f_y$. La carga axial con la cual se

calcula la capacidad probable en flexión puede tomarse, conservadoramente, como la carga axial máxima correspondiente a una combinación de carga que incluya sismo.

h_n = Altura libre de la columna.

Este cortante esperado o probable V_e puede ser resistido por la acción del concreto y el acero o únicamente del acero. Si la fuerza cortante debida a sismo (V_e) representa más del 50% del cortante total de diseño, no se toma en cuenta la resistencia a cortante del concreto, a menos de que las fuerzas axiales en el elemento sean superiores a $0,05 \cdot A_g \cdot f'_c$, donde A_g es el área bruta de la sección. Por lo general, para el caso de las columnas se puede tomar en cuenta la resistencia al cortante del concreto, que se puede calcular como:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.107)$$

Dónde:

V_c es en cortante del concreto.

Mientras que el aporte del acero es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.108)$$

Dónde:

s = Separación entre los aros o paso de la espiral.

A_v = Área del refuerzo transversal. En el caso de la utilización de aros, se debe tener cuidado al usar el área de las ramas de refuerzo que pueden ser cortadas y no únicamente el área correspondiente al diámetro de una varilla.

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo transversal.

d = Altura efectiva del elemento.

V_s = Fuerza cortante última que debe ser resistida por medio del refuerzo transversal.

Y por tanto el cortante total que puede resistir una sección es $V_u = \phi (V_c + V_s)$.

2.9.9. COLUMNAS ESBELTAS O LARGAS

Si la relación de esbeltez excede los límites para columnas cortas, el miembro a compresión se puede pandearse antes que alcance el estado límite de falla material

La deformación en extremo a compresión del concreto en la carga de pandeo será menor que 0.003 cm/cm

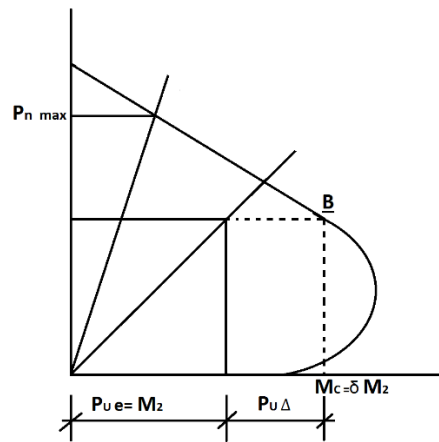


FIGURA Nro. 2 - 122: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS

$$Pu(e + \Delta) = Mc$$

$$\frac{Mc}{M_2} = \delta = \text{Factor de Magnificación}$$

Además $\frac{Kl_U}{r}$ =relacion de esbeltez

No se considera efectos de esbeltez si:

ACI: Para pórticos arriostrados $\frac{Kl_U}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

Para pórticos no arriostrados $\frac{Kl_U}{r} < 22$

Donde

Lu = longitud de columna

K = factor de longitud de columna

M1-M2 = momentos en los extremos de la columna

$(M_2 > M_1)$, y, $\frac{M_1}{M_2}$ es (+) para curvatura simple.

$\frac{M_1}{M_2}$ es (-) para curvatura doble.

$K L_u$ es la distancia ente los puntos de inflexión del miembro.

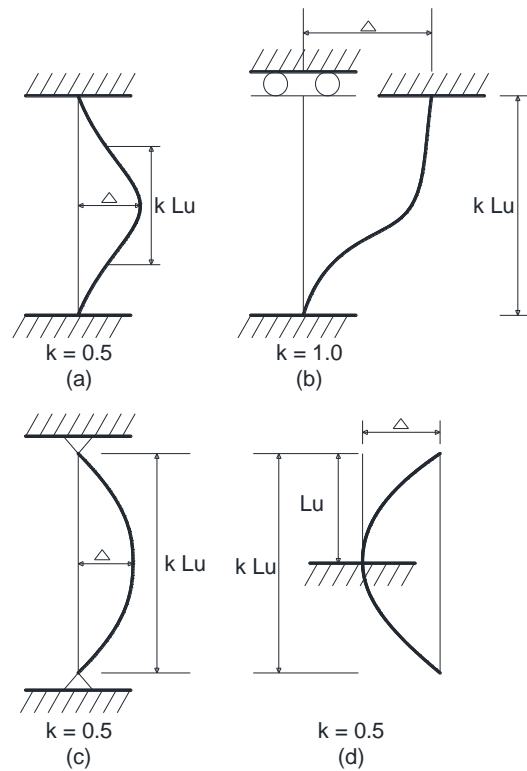


FIGURA Nro. 2 - 14: DIAGRAMA DE DISTANCIA ENTE LOS PUNTOS DE INFLEXIÓN

Para miembros en un sistema a porticado, la restricción en los extremos varía entre el articulo y el empotrado. El valor real de K puede ser determinado de la carta de alineamiento de Jackson y Moreland. Igualmente pueden usarse las siguientes ecuaciones sugeridas en los comentarios de ACI.

Miembros a compresión arriostrada:

$$k = 0.7 + 0.05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1.0$$

$$k = 0.85 + 0.05 \psi_{min} \leq 1.0$$

Se toma el valor menor

Donde

$$\psi = \frac{\sum(E_c I_c / L_n) \text{ columnas}}{\sum(E_v I_v / L_{nv}) \text{ vigas}}$$

L_{nc} = es la luz entre apoyos

L_{nv} = luz libre de la viga

Miembros a compresión no arriostrada restringidos en cada extremo

$$\psi_m < 2 \triangleright k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\psi_m = \frac{\psi_A - \psi_B}{2}$$

Para $\psi_m > 2 \triangleright k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$

Miembros a compresión no arriostrados articulados en un extremo

$$K = 2.0 + 0.3 \psi$$

Donde ψ es el valor en el extremo restringido

El radio de giro $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$

$r=0.3 h$ para secciones rectangulares

$r=0.25 h$ para secciones circulares

Si $\frac{KL_u}{r} \rightarrow$ mayor que el obtenido en las ecuaciones mostradas son recomendados dos métodos de análisis estabilidad

2.9.10. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: MUROS DE CORTE

Los muros estructurales, comúnmente conocidos como muros de cortante, son elementos muy adecuados para resistir cargas laterales en edificaciones, ya que limitan los desplazamientos provocados por estas fuerzas. Es común considerarlos como muros rectangulares, aun cuando sean continuos y su sección transversal pueda tener otra forma, principalmente porque es un poco más complejo calcular la capacidad en flexo-compresión de un muro debido a la gran cantidad de acero longitudinal que este puede tener y aún más si se considera el aporte de las alas en casos de muros en L, T ó I.

En algún momento se consideró que los muros estructurales eran elementos frágiles, pero se ha visto que esta situación depende mucho de la realización de un buen detallado del

muro. Se ha visto que un muro bien proporcionado y detallado puede evitar daños estructurales durante sismos moderados y puede alcanzar una ductilidad adecuada en sismos severos.

Según la referencia *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures* (p369,1991), los principios del comportamiento inelástico para marcos de concreto reforzado son también aplicables a los muros de concreto reforzado. Sin embargo, se plantea una serie de suposiciones o idealizaciones que se deben verificar en la práctica. Las suposiciones fundamentales más importantes para un procedimiento racional de diseño de muros estructurales son las siguientes:

- 1) Los muros estructurales poseen fundaciones adecuadas, que pueden transmitir las acciones de la superestructura hacia el suelo sin permitir que el muro se deslice.
- 2) La fundación de uno de varios muros estructurales interconectados no afecta su propia rigidez con respecto a los otros muros.
- 3) Las fuerzas inerciales de cada piso son introducidas a los muros por la acción de diafragma del sistema de piso y por medio de conexiones adecuadas en el diafragma. En términos de fuerza en el propio plano, se supone que los sistemas de piso permanecen en el rango elástico todo el tiempo.
- 4) La totalidad de las fuerzas laterales es resistida por los muros, aunque se puede considerar la interacción del marco y los muros.

Los muros estructurales, de forma similar que las columnas, están sujetos a cargas axiales, momentos de flexión y fuerzas cortantes, los procedimientos para su diseño y análisis también son similares a los utilizados en columnas. No obstante, los códigos de diseño establecen ciertos requisitos un poco diferentes para el detallado de estos elementos.

Un muro estructural alto en voladizo tiene un comportamiento similar al de una viga en voladizo.

Como se mencionó anteriormente, los muros pueden ser rectangulares: en L, en T o en I. Para el análisis tanto en flexo-compresión como en cortante, es válido tomar el aporte de resistencia de las alas ante las cargas externas, pero el ancho efectivo (b_{ef}) de las alas que puede aportar resistencia debe ser calculada. La referencia *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures* (p369,1991), recomienda usar un valor de:

$$b_{ef} = b_w + 0.3h_w \leq b \quad (2.109)$$

Dónde:

b_{ef} = ancho efectivo del ala.

b_w = ancho del alma del muro

h_w = altura del muro.

Adicionalmente a los momentos de flexión se debe considerar la carga axial sobre el muro, de modo que se va a obtener un comportamiento en flexo-compresión que, según la teoría, puede ser analizado de forma similar que las columnas de concreto reforzado en flexo-compresión.

Además la razón mínima de refuerzo longitudinal debe ser de $A_{vmin} = 0,0025$. El espaciamiento de este refuerzo no puede exceder de 45 cm y se debe colocar doble malla de refuerzo en cualquier muro en el que la fuerza cortante factorizada exceda $0.53A_{cv}\sqrt{f'_c}$ o en el que el espesor iguale o exceda 20 cm.

2.9.11. DISEÑO POR CORTANTE: MUROS DE CORTE

El análisis y diseño por cortante de muros estructurales de concreto reforzado es un tanto diferente al análisis y diseño por cortante de columnas, ya que aquí no se estima una capacidad probable del muro, sino que el muro es diseñado para tomar toda la fuerza cortante debida a sismo que actúa sobre él. Esta fuerza de cortante sobre el muro se obtiene al distribuir la fuerza cortante total de un nivel a cada uno de los muros en ese nivel. Dicha distribución se hace tomando en cuenta la rigidez relativa de cada muro según la dirección o direcciones donde podría actuar el sismo.

El comportamiento en cortante de muros estructurales de concreto reforzado puede ser complejo. Sin embargo, los códigos de diseño proporcionan procedimientos simples para el diseño.

Estos requisitos para muros de concreto reforzado establecen que la capacidad en cortante V_n se debe calcular como:

- 1) La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (2.110)$$

Donde A_{cw} representa el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del segmento del muro considerado.

- 2) La contribución del concreto, V_c , no debe exceder de:

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (2.111)$$

Donde el coeficiente α_c es 0.80 para $[h_m/L_m] \leq 1.5$; 0.53 para $[h_m/L_m] \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para $[h_m/L_m]$ entre 1.5 y 2.0. L_m es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y h_m es la altura total del muro.

- 3) Donde V_u sea menor que $0.27\sqrt{f'_c}A_{cw}$ el refuerzo distribuido debe proporcionarse de acuerdo con los siguientes mínimos:
- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
 - La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

- 4) Donde V_u sea mayor que $0.27\sqrt{f'_c}A_{cw}$ el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según:

Donde V_u exceda la resistencia al corte $\emptyset V_c$, deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad (2.112)$$

Donde ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s .

La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025 y su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

La cuantía de refuerzo vertical para cortante ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (2.113)$$

Pero no necesita ser mayor que el valor de ρ_h .

h_m es la altura total del muro y L_m es la longitud total del muro.

El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

2.9.12. ADHERENCIA

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones de la norma E – 060.

2.9.11.1. LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN.

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción debe determinarse a partir de (Sistema MKS):

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \tag{2.114}$$

Pero no menor a 30cm.

El término $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)$ no debe tomarse mayor a 2.5.

c_b es la menor distancia entre:

- a) La distancia del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto.
- b) La mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan.

Se permite usar $K_{tr} = 0$, como una simplificación de diseño, aun si hay refuerzo transversal presente.

TABLA Nro. 2 - 1711: FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO

FACTOR	CONDICIONES	VALOR
α	Barras superiores	1.3
	Otras barras	1.0
β	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6db.	1.5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1.2
	Barras sin tratamiento superficial.	1.0
γ	Barras de 3/4” y menores.	0.8
	Barras mayores de 3/4”.	1.0
λ	Concreto liviano.	1.3
	Concreto de peso normal.	1.0

El producto $\alpha\gamma$ no necesita considerarse mayor a 1.7. Se consideran barras superiores aquellas que tienen 30cm o más de concreto fresco por debajo de ellas.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (E – 060). Tabla 12.2

2.9.11.2. LONGITUD GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

La longitud de desarrollo de barras corrugadas que terminen en ganchos estándar debe calcularse según:

$$l_{dg} = \frac{0.075\beta\lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (2.115)$$

Pero no debe ser menor que el mayor entre $8d_b$ y 15cm.

2.9.11.3. LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADAS A COMPRESIÓN

La longitud de desarrollo de barras corrugadas a compresión deben tomarse como el mayor entre:

$$l_{dc} = \frac{0.075f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (2.116)$$

$$l_{dc} = 0.0044f_y d_b \quad (2.117)$$

Pero no menor a 20 cm.

III CAPÍTULO INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), de tal forma que se logre dotar a la estructura de buena rigidez, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

Mediante el pre dimensionamiento se brindará las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales para que tengan una buena respuesta ante solicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

3.1.1. ESTRUCTURACIÓN

Las vigas fueron ubicadas en zonas donde existen tabiques que dividen los ambientes, de tal forma que sirva también como dintel para los vanos, logrando de esta forma conservar la arquitectura. Se proyectaron vigas chatas en las losas aligeradas donde existe la presencia de tabiques paralelos al sentido de techado.

Se planteó el uso de losa aligerada con viguetas, procurando la continuidad de tramos y el apoyo en la luz menor. Sin embargo, se decidió usar losa maciza en zonas de baño para evitar romper las viguetas al momento de la instalación de la tubería de agua y desagüe.

3.1.2. LOSAS

Para pre dimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se menciona que para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300kg/m^2 .

LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

La losa aligerada unidireccional, el sentido del aligerado se ha determinado considerando, luces menores y la mejor disposición para la transmisión de esfuerzos a la estructura. La Norma peruana de concreto armado (E – 060) especifica dimensiones para evitar el cálculo de deflexiones. Este es como sigue:

TABLA Nro. 3 - 1: DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

UND ESTRUCTURAL (Eje De Referencia)	L (metros)
Eje principal entre ejes (1-1) – (2-2)	4.15
Eje principal entre ejes (2-2) – (3-3)	5.60
Eje secundario entre ejes (a-a) – (b-b)	4.87
Eje secundario entre ejes (b-b) – (c-c)	4.87
Eje secundario entre ejes (c-c) – (d-d)	4.87
Eje secundario entre ejes (d-d) – (e-e)	4.87

Fuente: Elaboración propia

Considerando la luz mayor se tiene:

$$L = 4.87$$

$$h \geq \frac{L}{25} \rightarrow \rightarrow \rightarrow h \geq \frac{4.87}{25} = 0.195 \text{ m}$$

donde adoptaremos el valor superior de 0.20 m

Con los valores obtenidos se decide uniformizar el sistema de techos a un espesor de 0.30 m para losas aligeradas por requerimiento arquitectónico.

3.1.3. VIGAS

VIGAS PRINCIPALES

Dónde: para una sobrecarga de 250 Kg/m² pertenece una $\alpha = 12$

$$\alpha = 12$$

$$h \geq \frac{L_n}{\alpha} \rightarrow \rightarrow \rightarrow h \geq \frac{5.65}{12} \geq 0.47 \text{ m.}$$

Donde asumimos 0.50 m.

Para la base se tiene:

$$\text{Ancho tributario} = 4.87$$

$$b = \frac{4.87}{20} = 0.243 \quad \wedge \quad b \geq \frac{h}{2} = \frac{0.50}{2} \geq 0.25 \text{ m} \quad b \leq \frac{2h}{3} = \frac{1.00}{3} \leq 0.33 \text{ m}$$

Donde asumimos 0.25 m.

VIGAS SECUNDARIAS

A = Luz menor del paño= 4.92 m.

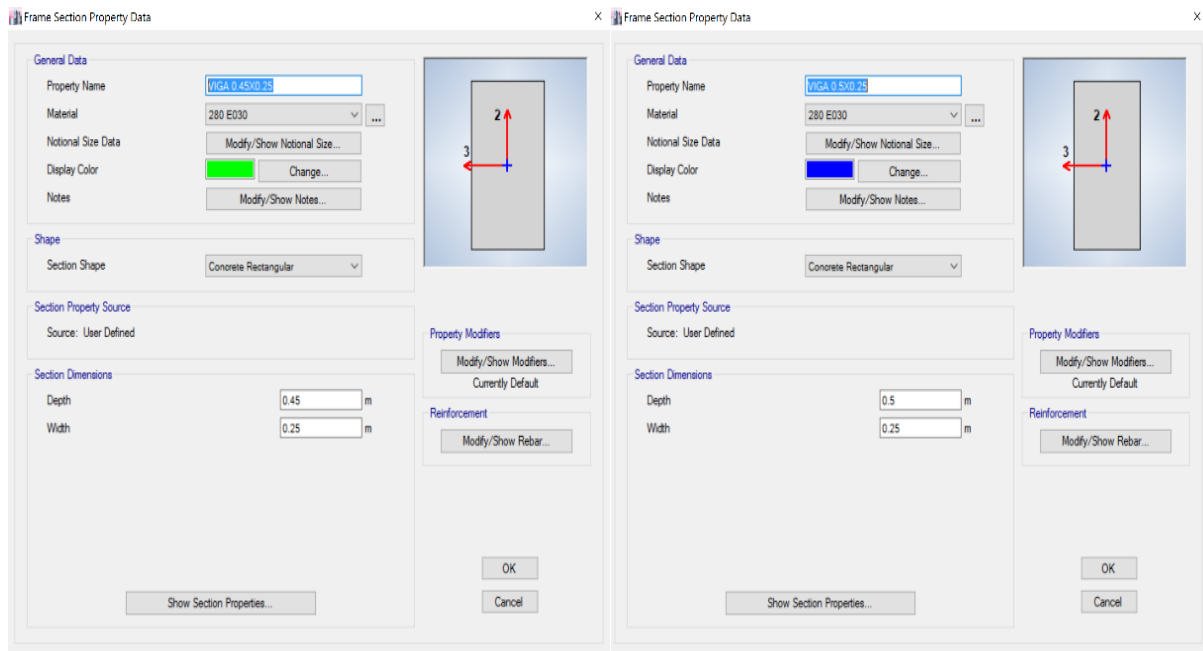
$$h \geq \frac{A}{\alpha} = \frac{4.87}{12} \geq 0.41$$

donde asumimos 0.45 m

$$b = 25$$

Debido a que las vigas son elementos sometidos a flexión, el peralte deberá estar entonces en función de la longitud y la carga, en la dirección paralela al eje “y”, entre los ejes 2 y 3, tenemos la luz más crítica de 5,60 m. y la sobrecarga es para uso departamentos, al realizar los cálculos se tiene una viga de 50x25m.

Tabla Nro. 3 - 1: DEFINICIÓN DE LAS VIGAS



3.1.4. COLUMNAS

Se tomará en cuenta el área tributaria más desfavorable, para cada tipo de columna. Sin realizar un metrado detallado se sabe que aproximadamente el peso por m2 es de 1.0 tn/m2 aproximadamente; sin embargo, para el presente proyecto se realiza un metrado, con la cual se observa que el peso por metro cuadrado es aproximadamente 6.31 tn/m2.

TABLA Nro. 3 - 2: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS TIPO: C - 4

Peso	azotea	7	6	5	4	3	2	1	SUMATORIA
Losa Aligerada	0,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	300,00	2100,00
Acabados	0,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	700,00
Vigas	0,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	700,00
Columnas	30,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	450,00
Muros	0,00	120,00	120,00	120,00	120,00	120,00	120,00	120,00	840,00
Sobrecarga	120,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	1520,00
								PG (kg-m2)	6310,00

Fuente: Elaboración propia

Se eligieron cuatro tipos de columnas, para cada una de ellas se procede a realizar su metrado y su pre dimensionamiento y es como se muestra a continuación quedando pendiente la comprobación y diseño.

TABLA Nro. 3 - 3: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS TIPO: C - 4

TIPO DE COLUMNA	AT M ²	AT *PG	Fpg	AT*PG*Fpg	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE TIPO DE COL.	BD*BD Cm ²	BD Cm
1	23,90	150809,00	1,10	165889,90	0,25	3159,8076	56,2122
2	15,71	99130,10	1,10	109043,11	0,25	2077,0116	45,5742
3	17,67	111497,70	1,25	139372,13	0,25	2654,7071	51,5239
4	11,69	73763,90	1,50	110645,85	0,30	1756,2833	41,908034

Fuente: Elaboración propia

Las areas adoptadas serian:

TABLA Nro. 3 - 4: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS TIPO: C - 4

B	a	área	puede ser o n o
90	40	3600	ok
55	40	2200	ok
70	40	2800	ok
55	35	1925	ok

Fuente: Elaboración propia

Si embargo estas secciones no se pueden utilizar por la geometria de la arquitectura; por lo que se adoptara secciones requeridas según la geometria , donde se adoptan secciones rectangulares ; secciones “T” y secciones “L”.

TABLA Nro. 3 - 5: PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS TIPO: C - 4

NUMERO DE COL	GEOMETRÍA	ANCHO	LONGITUD	ÁREA	ÁREA TOTAL
1	T				3375
	BASE	25	50	1250	
	ALMA	25	85	2125	
2	L				3325
	BASE	35	35	1225	
	ALMA	35	60	2100	
3	RECT	55	40	2200	2200
4	L				2125
	BASE	25	60	1500	
	ALMA	25	25	625	
5	RECT	70	40	2800	2800
6		50	35	1750	1750
7	L L	L EQUI			2000
			40	25	2000
8	L				1875
	BASE	25	50	1250	
	ALMA	25	25	625	

Fuente: Elaboración propia

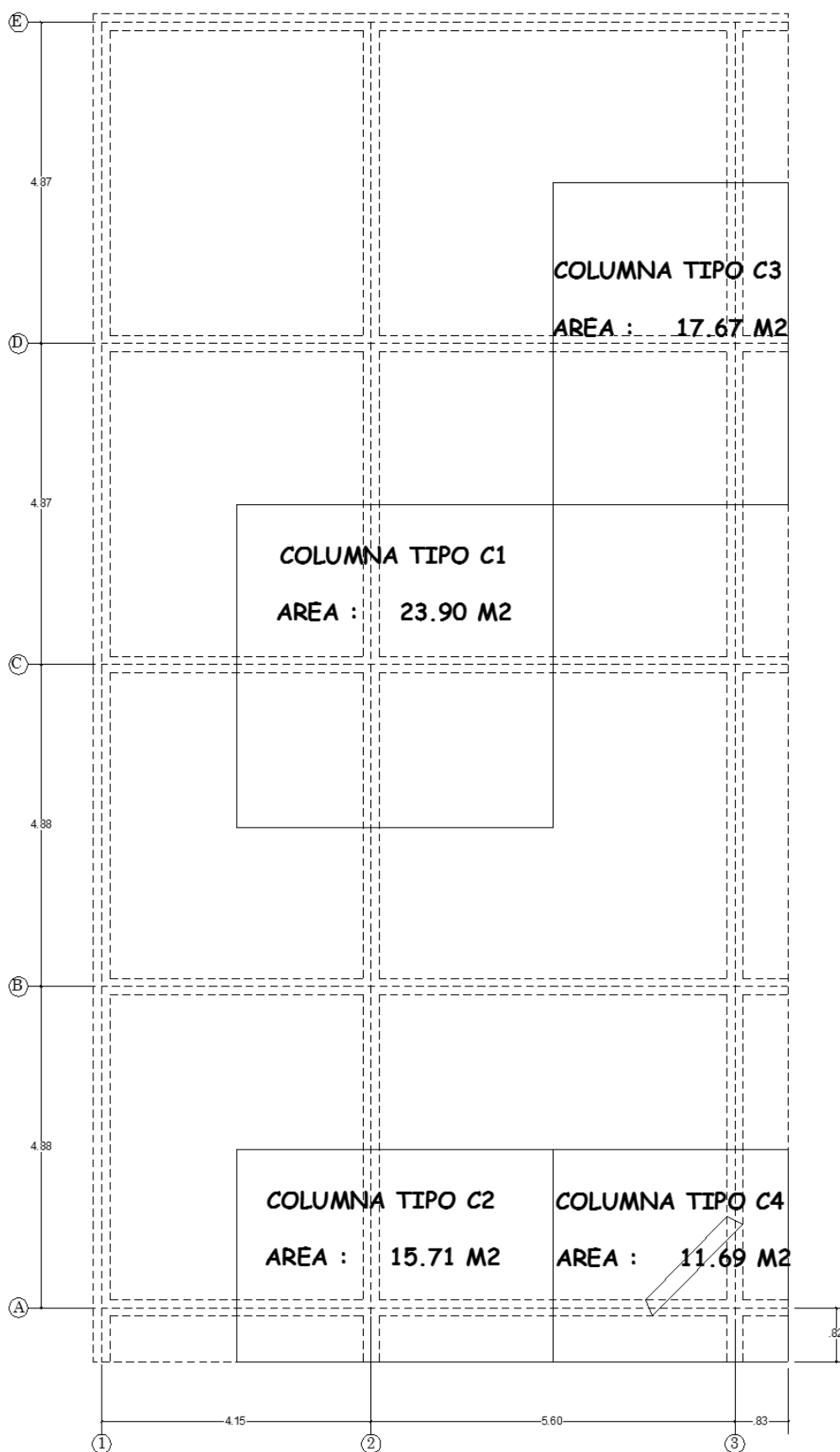
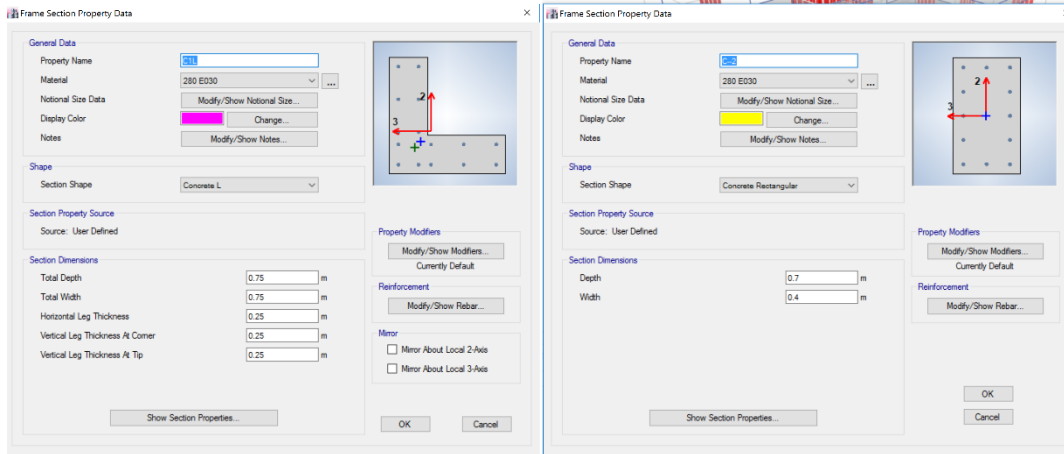


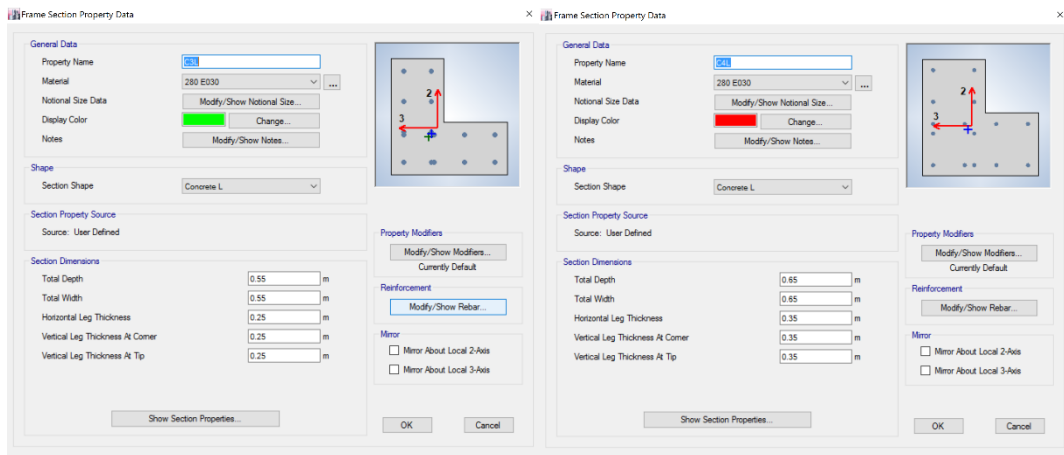
FIGURA Nro. 3 - 1: ÁREAS TRIBUTARIAS.

TABLA Nro. 3 - 6: COLUMNAS TIPO: C - 1 , C - 2



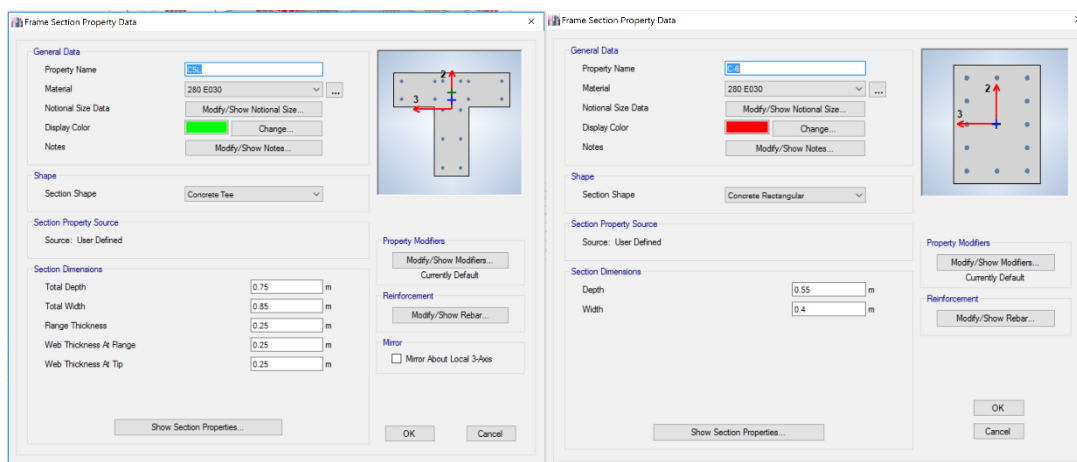
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 7 COLUMNAS TIPO: C - 3 , C - 4



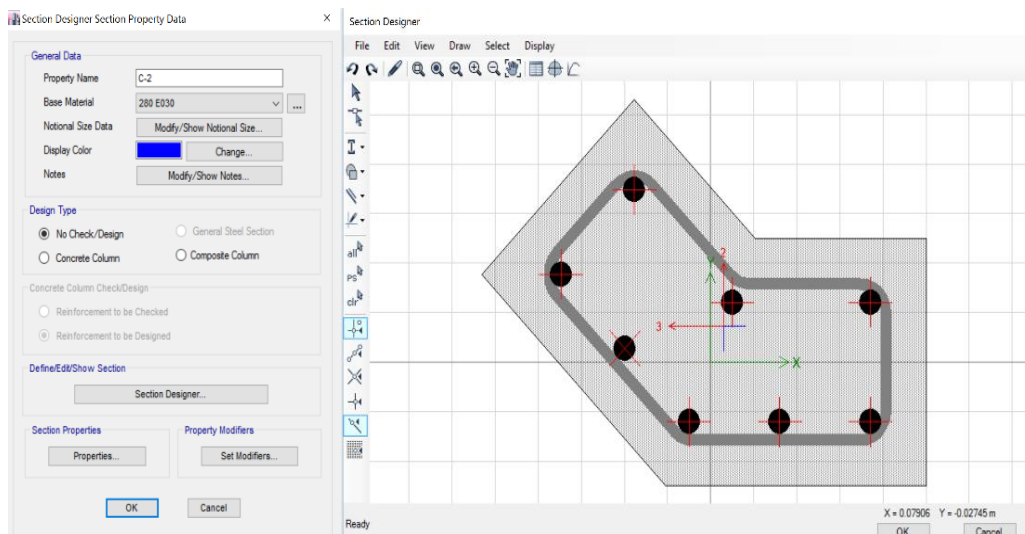
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 8: COLUMNAS TIPO: C - 5 , C - 6



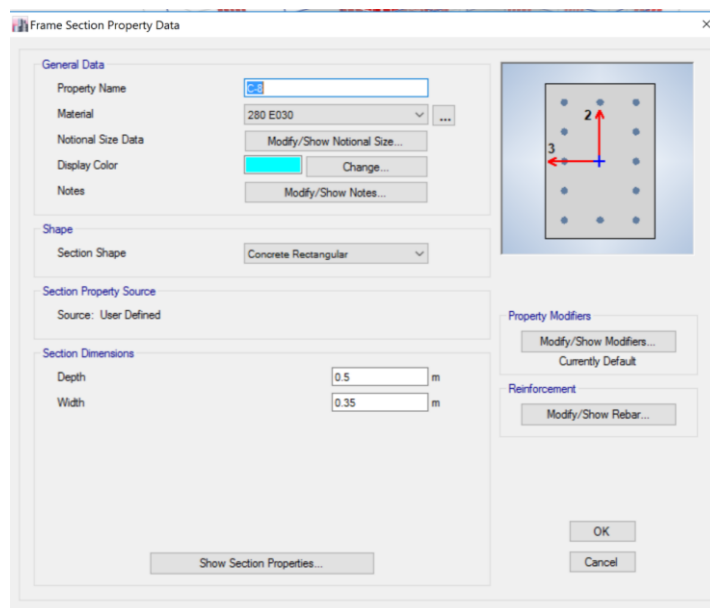
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 -9: COLUMNAS TIPO: C – 7



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 -10: COLUMNAS TIPO: C – 7



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Las cargas aplicadas del metrado de cargas son las siguientes:

TABLA Nro. 3 – 3.11: CARGAS APLICADAS EN LA EDIFICACIÓN.

CARGAS MUERTAS APLICADAS	CARGA (KG)
MUROS HORIZONTALES	9587.50
MUROS VERTICALES	23184.50
PUERTAS	1242.00
PARAPETOS	1350.00
REBOQUES Y ENLUCIDOS	11771.30
ACAVADOS DE PISOS	8932.50
CARGA TOTAL APLICADA	56067.80
AREA TOTAL	112.35
CARGA (KG/M2)	499.05

TABLA Nro. 3 -12: CARGAS APLICADAS EN LA AZOTEA.

CARGAS MUERTAS APLICADAS	CARGA (KG)
MUROS HORIZONTALES	7222,50
MUROS VERTICALES	7222,50
ACAVADOS DE PISOS	11449,00
CARGA TOTAL APLICADA	25894,00
AREA TOTAL	114,49
CARGA (KG/M2)	226,17

TABLA Nro. 3 -13: CARGAS APLICADAS TANQUE DE AGUA.

Piso	Uso	Nº dormit	# Depa	Dotacion diaria Lt	Lt/m2	Area util m2	Voumen total (lt)
	estacionamientos				2.00	118.65	237.29
	tiendas				6.00	54.66	2,987.28
2	deparatamentos	3	2	1,200.00			2,400.00
3	deparatamentos	3	2	1,200.00			2,400.00
4	deparatamentos	3	2	1,200.00			2,400.00
5	deparatamentos	3	2	1,200.00			2,400.00
6	deparatamentos	3	2	1,200.00			2,400.00
7	deparatamentos	3	2	1,200.00			2,400.00
						total L/d	17,624.57
	minimo						5,874.86
	maximo						13,218.43
	medio						13,218.43
	dimensiones						57.58
	lavanderia	4.87	4.15				20.21
	lavanderia 2	4.87	4.15				20.21
	caseta de sisterna	5.2	3.3				17.16
	CARGA DISTRIBUIDA						229.56

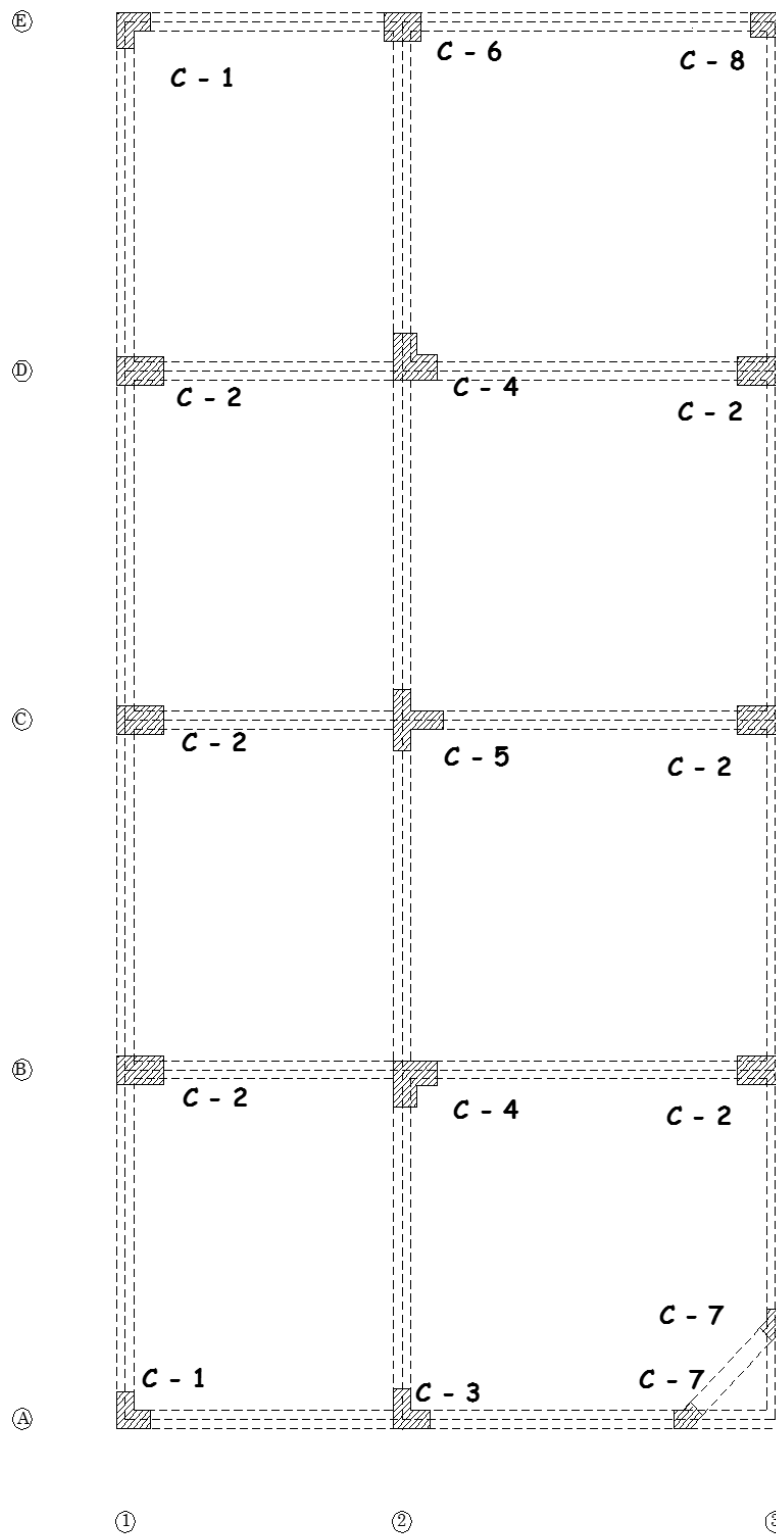


FIGURA Nro. 3 - 2: ÁREAS TRIBUTARIAS.

3.1.5. ESCALERAS

Del plano de arquitectura se tiene la escalera principal de dos tramos entre nivel y nivel. La altura que se debe cubrir entre la base y el techo del 1er piso es de 3.50 m, esto se debe cubrir con 20 contrapasos.

Por lo tanto, la altura del contrapaso es:

$$\text{CP.} = 350/20 = 17.50 \text{ cm.}$$

$$\text{P} = 3.00/10 = 30.00 \text{ cm.}$$

Las escaleras fueron consideradas con apoyo transversal sobre un muro de concreto armado, en forma de vigas en volado, de una longitud de 1.80 m.

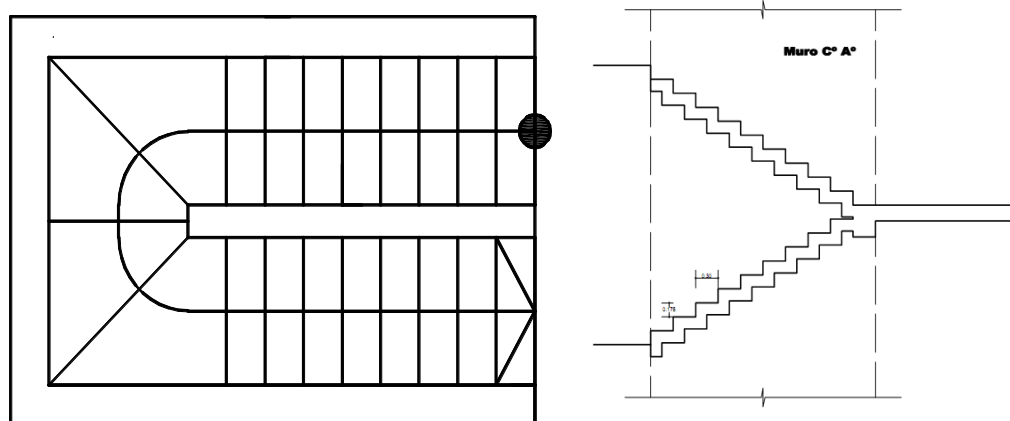


FIGURA Nro. 3 - 3: DETALLE DE ESCALERA

Teniendo esto en cuenta, se optó por un espesor para las vigas de 15 cm, de igual manera para la losa de descanso de 15 cm.

3.2. ANÁLISIS SÍSMICO

Para el análisis sísmico de la estructura planteada, se analiza de según indica la norma RNE E 0-30, considerando la base como *apoyo fijo*. En una primera configuración se presenta

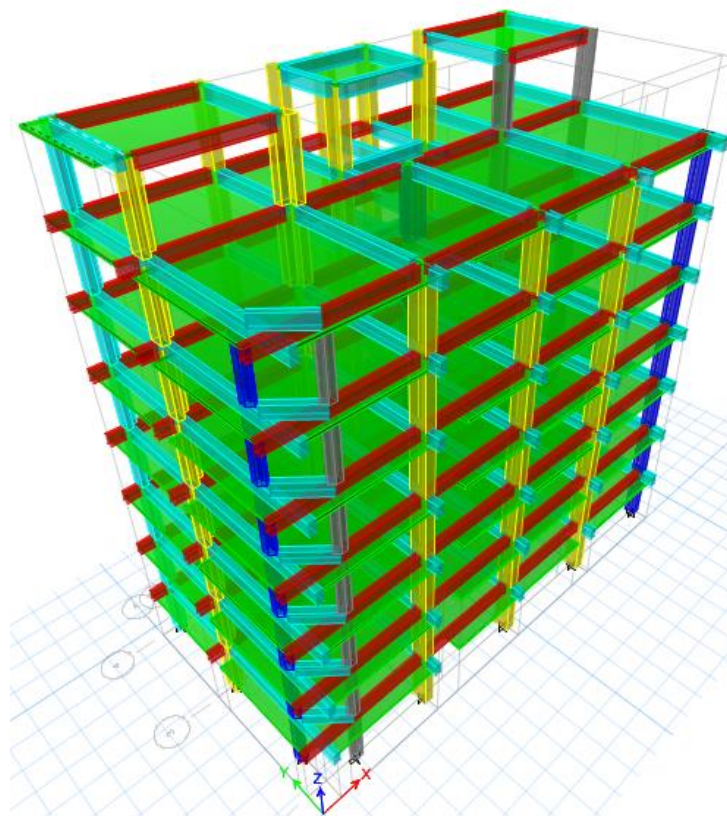


FIGURA Nro. 3 - 4: MODELO PARA EL ETABS2014

3.2.1. CÁLCULOS Y RESULTADOS DEL MODELO CON BASE FIJA

En esta sección realizaremos las verificaciones de las condiciones mínimas para que las estructuras diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en la Norma E – 0.30. Pero considerando los apoyos como fijos (empotramiento perfecto).

3.2.1.1. DERIVAS MÁXIMAS POR NIVEL

Los desplazamientos laterales permisibles, según la Norma E – 0.30 Artículo 5 (5.2), señala que no debe de exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la siguiente tabla (TABLA Nro 3 – 16), Tanto en el método estático equivalente como los del método dinámico (Espectral o tiempo historia).

Al usar un software (en este caso el Etabs), lo que obtenemos son los desplazamientos elásticos, sin embargo, para obtener los desplazamientos laterales reales los calculamos multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Por tanto las derivas máximas, para la estructura planteada, como se menciona en el capítulo II, ítem 2.4.3.1.3, tenemos para concreto armado de **0.007** para la estructura planteada. Revisando las derivas de piso que entrega el Etabs, tenemos:

TABLA Nro. 3 - 14: DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES EN DIRECCIÓN X

derivas de entrepiso permisibles

RESUMEN DE PARAMETROS DE CALCULO			
Z:	0,3	Tp:	0,6
U:	1	R:	8
S:	1,2		

deriva permisible	
$\Delta=$	0,007

nivel	h entrepiso	altura total	Load Case/Comb o	Direccion	Maximum (m)	Deriva	0,75*DR*R
TECHO AZOTEA	2,7	22,6	EQXX Max	X	0,01464	-0,00150778	-0,00904667
PISO 7	2,7	19,9	EQXX Max	X	0,018711	0,000366296	0,002197778
PISO 6	2,7	17,2	EQXX Max	X	0,017722	0,000655556	0,003933333
PISO 5	2,7	14,5	EQXX Max	X	0,015952	0,000951852	0,005711111
PISO 4	2,7	11,8	EQXX Max	X	0,013382	0,001202963	0,007217778
PISO 3	2,7	9,1	EQXX Max	X	0,010134	0,001382593	0,008295556
PISO 2	2,7	6,4	EQXX Max	X	0,006401	0,001418519	0,008511111
PISO 1	3,7	3,7	EQXX Max	X	0,002571	0,000694865	0,004169189
SUELO	0	0	EQXX Max	Y	0		

Fuente: Elaboración propia

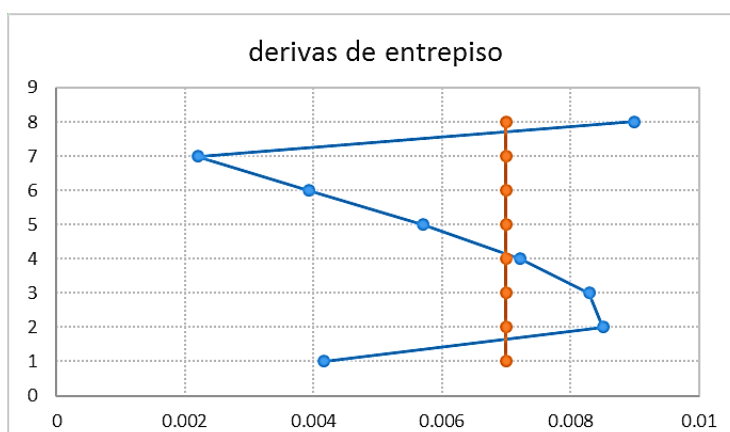


FIGURA Nro. 3 - 4.1: DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN DIRECCIÓN X

TABLA Nro. 3 -15: DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES DIRECCIÓN Y

derivadas de entrepiso permisibles

RESUMEN DE PARAMETROS DE CALCULO			
Z:	0,3	Tp:	0,6
U:	1	R:	8
S:	1,2		

deriva permisible	
$\Delta=$	0,007

nivel	h entrepiso	altura total	Load Case/Combo	Direccion	Maximum (m)	Deriva	0,75*DR*R
TECHO AZOTEA	2,7	22,6	EQYY Max	Y	0,022885	0,00039667	0,75*DR*R
PISO 7	2,7	19,9	EQYY Max	Y	0,021814	0,00056407	0,00338444
PISO 6	2,7	17,2	EQYY Max	Y	0,020291	0,00085926	0,00515556
PISO 5	2,7	14,5	EQYY Max	Y	0,017971	0,00115889	0,00695333
PISO 4	2,7	11,8	EQYY Max	Y	0,014842	0,0014037	0,00842222
PISO 3	2,7	9,1	EQYY Max	Y	0,011052	0,00155444	0,00932667
PISO 2	2,7	6,4	EQYY Max	Y	0,006855	0,00152667	0,00916
PISO 1	3,7	3,7	EQYY Max	Y	0,002733	0,00073865	0,00443189
SUELO	0	0	EQYY Max	Y	0		0

Fuente: Elaboración propia

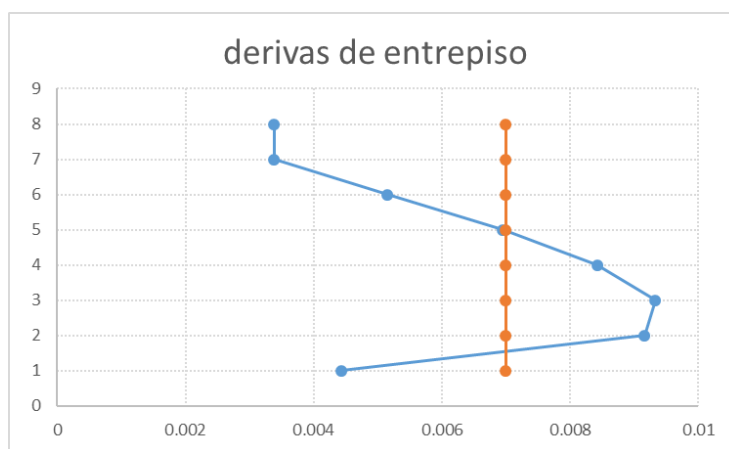


FIGURA Nro. 3 - 4: FIGURA Nro. 3 – 4.2: DESPLAZAMIENTOS LATERALES DIRECCIÓN Y

Se observa en la tabla anterior, tanto en deriva de pisos dirección X y Y, que los desplazamientos máximos de entrepisos en la dirección “X” y en “Y”, no están dentro del valor máximo establecido en la norma de 0.007 para concreto armado.

La estructura se analizará con base fija (empotramiento perfecto), estas derivas las podríamos optimizar, con muros de 25 centímetros, serán suficientes para absorber las fuerzas cortantes y cumplir con las derivas que establece la norma.

3.2.1.2. MODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL

Señala la Norma E – 030 del Artículo 4 (4.6.4.), que en cada dirección se consideraran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Para la estructura planteada el primer modo de vibración, corresponde a un modo traslacional en el sentido “X”, el segundo modo es traslacional en el sentido “Y” y el tercer modo es rotacional.

Donde se tomó 3 modos por nivel, y no cumple la con las recomendaciones, del análisis realizado las derivas exceden en lo indicado en E – 0.30 Artículo 5 (5.2) por lo se replantea mediante un sistema de muros estructurales

TABLA Nro. 3 - 16: PARTICIPACIÓN MODAL

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
MODAL E030	1	0,835	1,197	7,5216	56,575
MODAL E030	2	0,788	1,269	7,9741	63,586
MODAL E030	3	0,718	1,393	8,754	76,6332
MODAL E030	4	0,267	3,747	23,5401	554,1363
MODAL E030	5	0,244	4,103	25,7812	664,6692
MODAL E030	6	0,231	4,333	27,224	741,1487
MODAL E030	7	0,15	6,652	41,7981	1747,083
MODAL E030	8	0,134	7,489	47,0523	2213,9146
MODAL E030	9	0,129	7,767	48,8005	2381,4886
MODAL E030	10	0,103	9,723	61,0893	3731,9047
MODAL E030	11	0,091	11,041	69,3744	4812,801
MODAL E030	12	0,084	11,85	74,4581	5544,014
MODAL E030	13	0,077	12,967	81,4719	6637,672
MODAL E030	14	0,066	15,173	95,3345	9088,6734
MODAL E030	15	0,061	16,446	103,3351	10678,1373
MODAL E030	16	0,06	16,765	105,3375	11095,9784
MODAL E030	17	0,051	19,602	123,1625	15169,0057
MODAL E030	18	0,051	19,772	124,2302	15433,147
MODAL E030	19	0,046	21,516	135,188	18275,8017
MODAL E030	20	0,045	22,225	139,6457	19500,9144
MODAL E030	21	0,042	23,892	150,1163	22534,8898
MODAL E030	22	0,038	26,373	165,7083	27459,227
MODAL E030	23	0,037	27,194	170,8644	29194,6596
MODAL E030	24	0,033	30,325	190,5401	36305,5427
MODAL E030	25	0,011	88,317	554,9117	307926,944
MODAL E030	26	0,01	100,071	628,7656	395346,178
MODAL E030	27	0,007	137,911	866,5174	750852,382

Donde se analizará y se determinará las derivas correspondientes.

Del replanteo realizado se realizaron varias modificaciones por requerimientos de las derivas y por solicitudes arquitectónicas; la caja de escale y el ascensor se modifica

por muros estructurales, esto se realiza por solicitud de la norma A 010 y A 130 como ducto de ingreso por emergencia el cual debe tener muros corta fuegos.

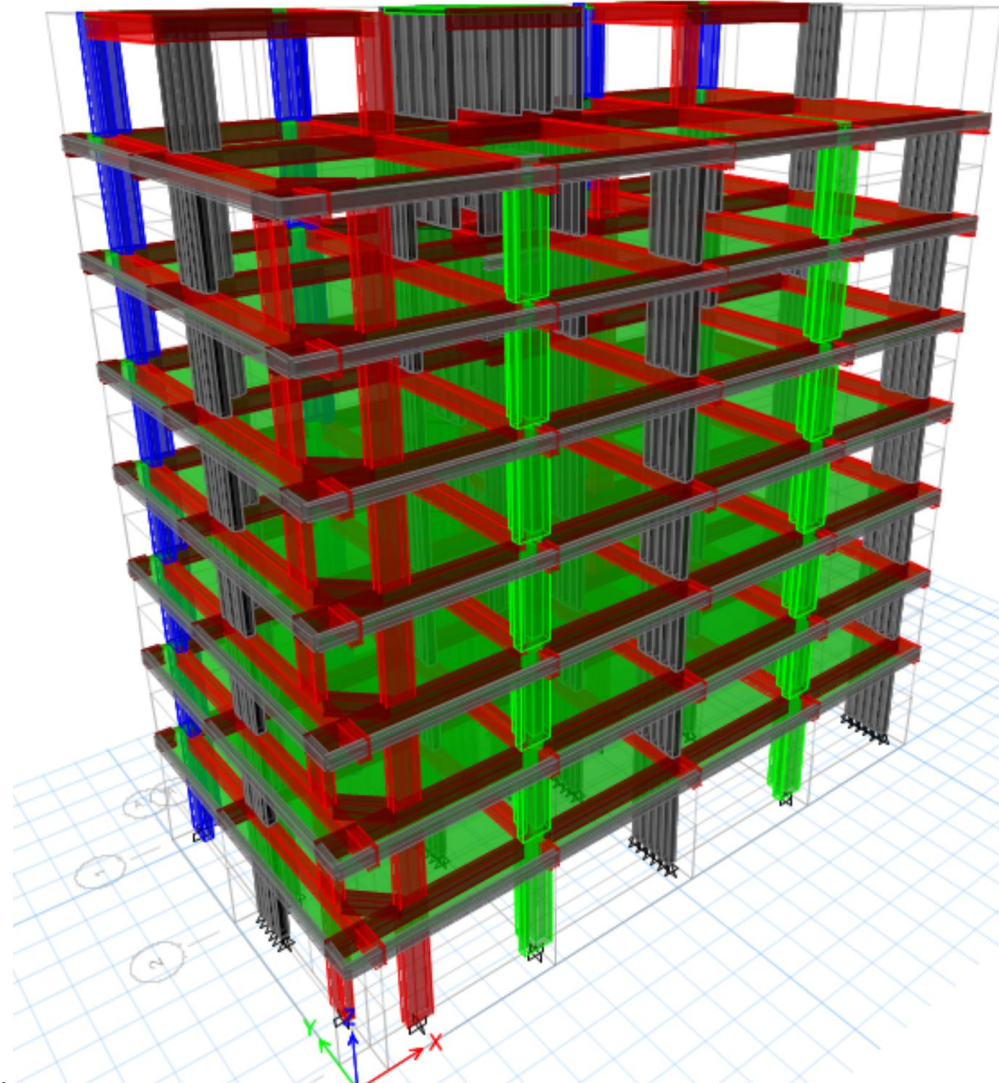


FIGURA Nro. 3 -5: DISTRIBUCIÓN MODIFICADA

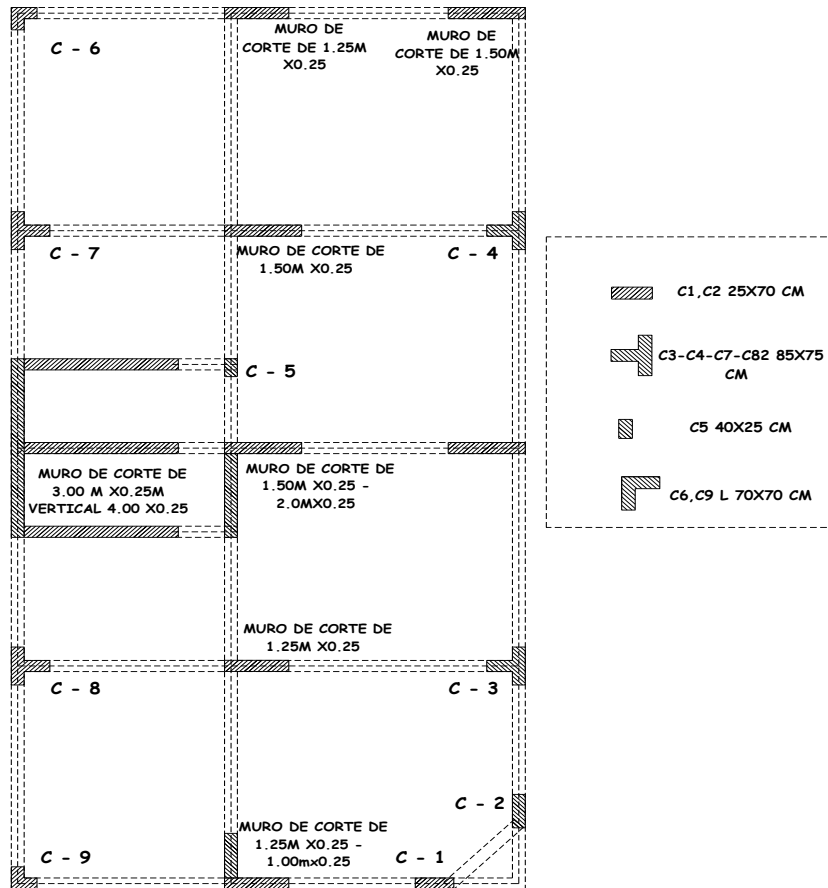


FIGURA Nro. 3 -6: DISTRIBUCIÓN MODIFICADA

3.2.1.3. DERIVAS MÁXIMAS POR NIVEL

En las siguientes tablas se muestra la deriva mayor con sismo X en sentido X es de 0.006471 y sismo Y en sentido Y es de 0.00382 y los diafragmas rígidos en sentido X y sentido Y son de 0.006471, 0.0038295 por lo que la configuración mostrada cumple las solicitudes de la norma E030. los cuales son mostrados en las siguientes tablas.

TABLA Nro. 3 -17: PARTICIPACIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	0,75*DR*R
BASE PARA TANQUE DE AGUA	SISMO X	X	0.000606	0.002727
AZOTEA	SISMO X	X	0.000794	0.003573
PISO 7	SISMO X	X	0.00101	0.004545
PISO 6	SISMO X	X	0.001221	0.0054945
PISO 5	SISMO X	X	0.00138	0.00621
PISO 4	SISMO X	X	0.001438	0.006471
PISO 3	SISMO X	X	0.001359	0.0061155
PISO 2	SISMO X	X	0.000741	0.0033345

TABLA Nro. 3 -18: PARTICIPACIÓN MODAL

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	0,75*DR*R
BASE PARA TANQUE DE AGUA	SISMO Y	Y	0.000645	0.0029025
AZOTEA	SISMO Y	Y	0.00068	0.00306
PISO 7	SISMO Y	Y	0.000759	0.0034155
PISO 6	SISMO Y	Y	0.000823	0.0037035
PISO 5	SISMO Y	Y	0.000851	0.0038295
PISO 4	SISMO Y	Y	0.00082	0.00369
PISO 3	SISMO Y	Y	0.00071	0.003195
PISO 2	SISMO Y	Y	0.000347	0.0015615

TABLA Nro. 3 -19: PARTICIPACIÓN MODAL

Story	Load Case/Comb	Item	Max Drift	Avg Drift	0,75*DR*R	0,75*DR*R
BASE PARA TANQUE DE AGUA	SISMO X	Diaph D8 X	0.000595	0.000579	0.0026775	0.0026055
AZOTEA	SISMO X	Diaph D7 X	0.000794	0.000698	0.003573	0.003141
PISO 7	SISMO X	Diaph D6 X	0.00101	0.000839	0.004545	0.0037755
PISO 6	SISMO X	Diaph D5 X	0.001221	0.000967	0.0054945	0.0043515
PISO 5	SISMO X	Diaph D4 X	0.00138	0.001054	0.00621	0.004743
PISO 4	SISMO X	Diaph D3 X	0.001438	0.001065	0.006471	0.0047925
PISO 3	SISMO X	Diaph D2 X	0.001359	0.000978	0.0061155	0.004401
PISO 2	SISMO X	Diaph D1 X	0.000741	0.000549	0.0033345	0.0024705

TABLA Nro. 3 -20: PARTICIPACIÓN MODAL

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	0,75*DR*R	0,75*DR*R
BASE PARA TANQUE DE AGUA	SISMO Y	Diaph D8 Y	0.000645	0.000601	0.0029025	0.0027045
AZOTEA	SISMO Y	Diaph D7 Y	0.00068	0.000601	0.00306	0.0027045
PISO 7	SISMO Y	Diaph D6 Y	0.000759	0.000662	0.0034155	0.002979
PISO 6	SISMO Y	Diaph D5 Y	0.000823	0.000707	0.0037035	0.0031815
PISO 5	SISMO Y	Diaph D4 Y	0.000851	0.000722	0.0038295	0.003249
PISO 4	SISMO Y	Diaph D3 Y	0.00082	0.000684	0.00369	0.003078
PISO 3	SISMO Y	Diaph D2 Y	0.00071	0.000581	0.003195	0.0026145
PISO 2	SISMO Y	Diaph D1 Y	0.000347	0.000292	0.0015615	0.001314

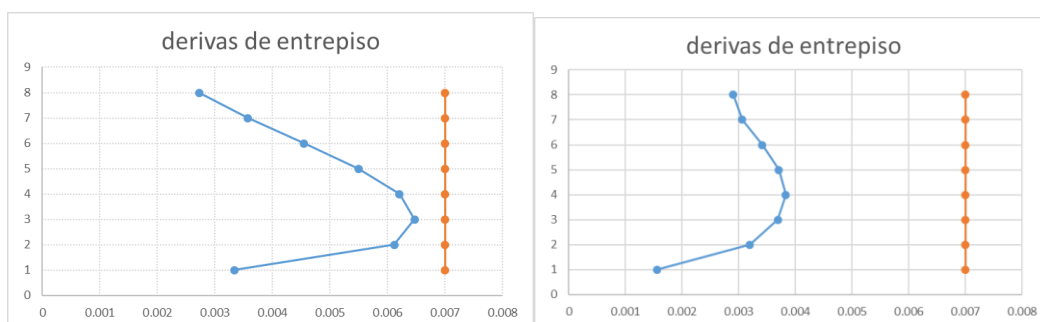


FIGURA Nro. 3 -7: DERIVAS EN SENTIDO SÍSMICO X -Y

3.2.1.4. MODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL

En este análisis en los modos vibración son 24. Además, se puede notar para lograr una participación de masa mayor al 90%, bastaría contar el sexto modo para nuestra estructura replanteada. Los cuales cumplen las solicitudes

TABLA Nro. 3 - 22: PARTICIPACIÓN MODAL

Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
	sec			
1	0.574	45.5%	0.1%	0
2	0.393	46.5%	73.0%	0
3	0.327	76.2%	74.2%	0
4	0.172	83.7%	74.2%	0
5	0.104	84.0%	89.9%	0
6	0.091	94.5%	90.4%	0
7	0.09	94.5%	90.6%	0
8	0.059	95.5%	90.7%	0
9	0.049	96.0%	95.2%	0
10	0.045	97.6%	95.8%	0
11	0.043	98.3%	95.8%	0
12	0.032	98.5%	95.9%	0
13	0.031	99.1%	96.8%	0
14	0.029	99.4%	98.1%	0
15	0.025	99.5%	98.1%	0
16	0.023	99.8%	98.3%	0
17	0.021	99.8%	98.4%	0
18	0.02	99.9%	99.1%	0
19	0.019	99.9%	99.2%	0
20	0.017	99.9%	99.2%	0
21	0.016	99.9%	99.2%	0
22	0.016	99.9%	99.6%	0
23	0.016	100.0%	99.6%	0
24	0.015	100.0%	99.6%	0

El periodo para el primer modo, servirá también para calcular el coeficiente de cortante en la base (C), que si bien tenemos fórmulas que nos proporciona el reglamento para el cálculo, estas son referenciales, con el primer periodo podemos buscar el valor de coeficiente del espectro sísmico, y este coeficiente nos servirá para el cálculo por fuerzas estáticas equivalentes.

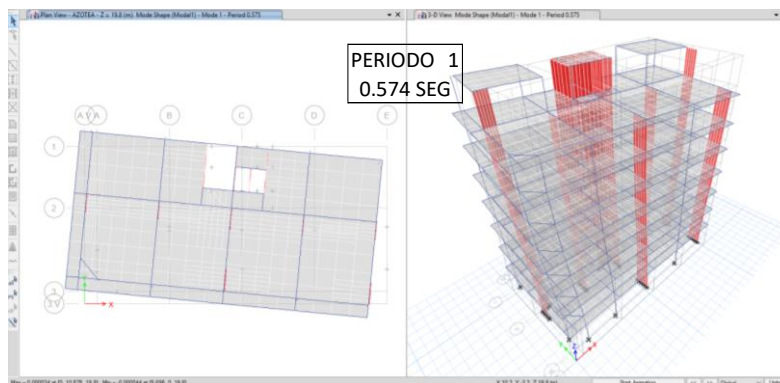


FIGURA Nro. 3 - 8: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

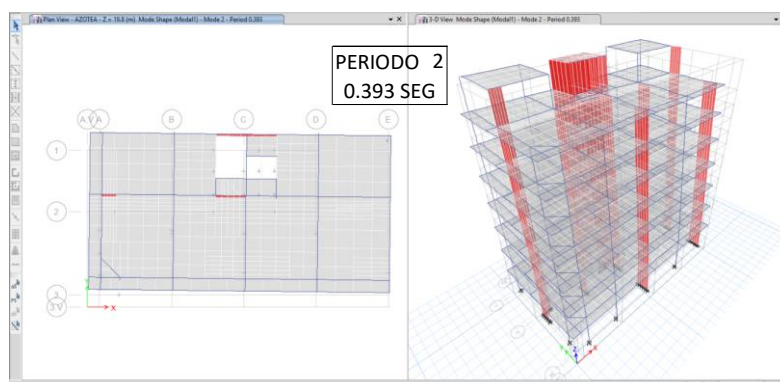


FIGURA Nro. 3 - 9: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

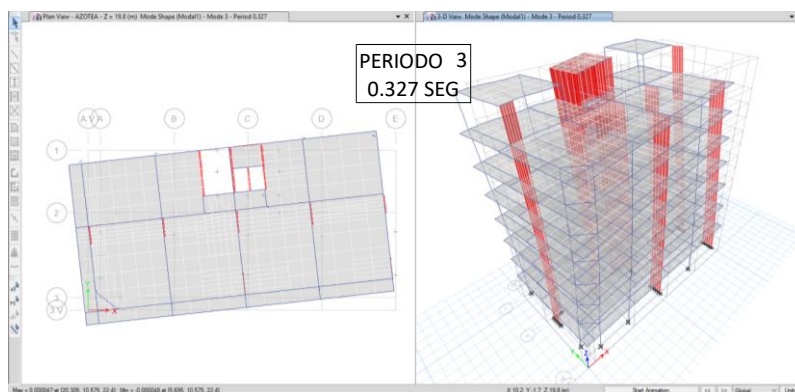


FIGURA Nro. 3 - 10: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

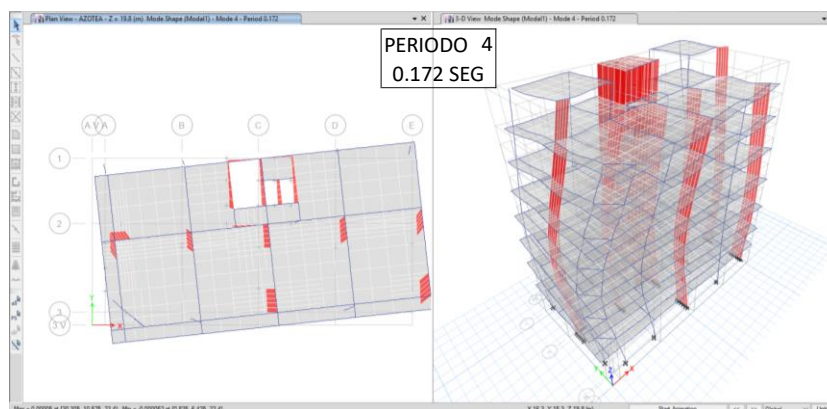


FIGURA Nro. 3 - 11: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

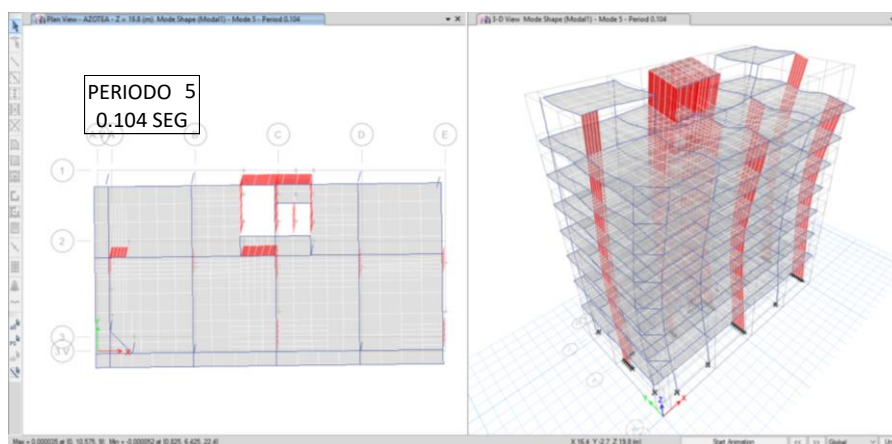


FIGURA Nro. 3 - 12: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

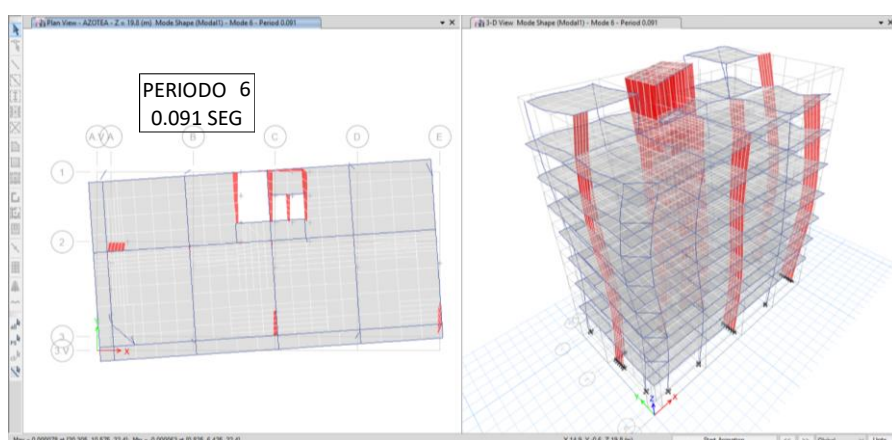


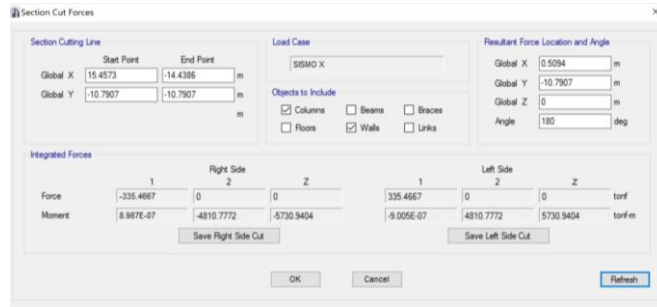
FIGURA Nro. 3 - 13: MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

3.2.1.5. VERIFICACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA “R”

La estructura planteada a simple vista podría considerarse un sistema de muros estructurales, con un valor de $R = 6$, sin embargo, la norma nos señala realizar una verificación de la cortante en la base, de cómo son absorbidas por los muros y columnas.

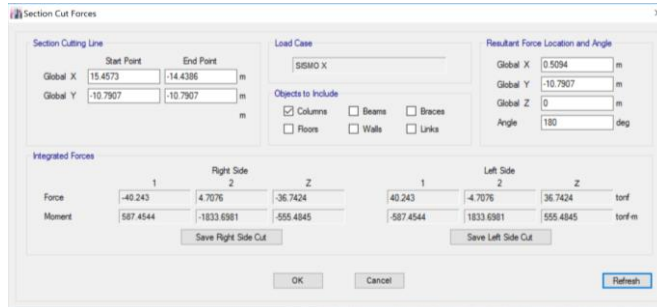
Verificaremos el porcentaje de la fuerza cortante que toman los muros estructurales y el porcentaje que toman las columnas, para verificar si lo que suponemos es lo correcto. Para lo cual nos apoyaremos en el programa Etabs y por medio de un “*section cut*” evaluamos para las fuerzas horizontales equivalentes los porcentajes que toma cada tipo de elemento (Columna y Muros de Corte). En las siguientes tablas se muestran.

TABLA Nro. 3 - 23: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS



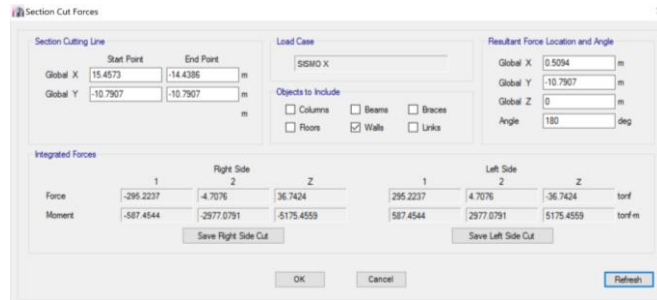
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 24: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS



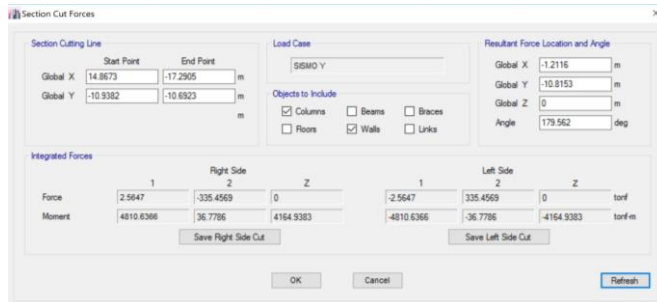
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 25: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS



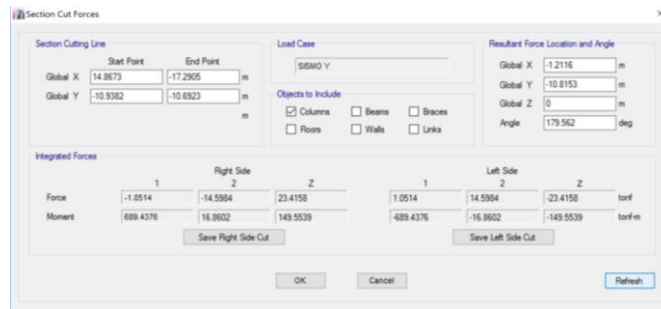
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 26: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS



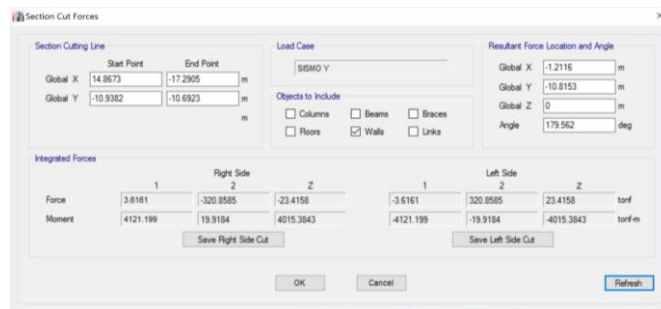
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 27: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 - 28: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Calculamos los porcentajes de cortante que absorben las columnas y los muros estructurales, de donde tenemos:

TABLA Nro. 3 - 29: FUERZAS CORTANTES ABSORBIDAS POR LOS MUROS

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Shear Y	Drift Y	Shear X	Shear Y
		tonf	m	tonf	m	tonf	tonf
BASE TANQ	SISMO X	21.2100	0.001519	0.0000	0.000121	21.2100	0.0000
AZOTEA	SISMO X	79.2074	0.001884	0.0000	0.000259	57.9974	0.0000
PISO 7	SISMO X	150.5905	0.002264	0.0000	0.000449	71.3831	0.0000
PISO 6	SISMO X	210.3937	0.002611	0.0000	0.000660	59.8032	0.0000
PISO 5	SISMO X	258.6120	0.002830	0.0000	0.000858	48.2183	0.0000
PISO 4	SISMO X	295.3447	0.002826	0.0000	0.000987	36.7327	0.0000
PISO 3	SISMO X	320.7204	0.002642	0.0000	0.001016	25.3757	0.0000
PISO 2	SISMO X	335.4667	0.001956	0.0000	0.000697	14.7463	0.0000
BASE TANQ	SISMO Y	0.0000	0.000030	21.2100	0.001562	0.0000	21.2100
AZOTEA	SISMO Y	0.0000	0.000108	79.2074	0.001623	0.0000	57.9974
PISO 7	SISMO Y	0.0000	0.000140	150.5905	0.001787	0.0000	71.3831
PISO 6	SISMO Y	0.0000	0.000176	210.3937	0.001909	0.0000	59.8032
PISO 5	SISMO Y	0.0000	0.000203	258.6120	0.001949	0.0000	48.2183
PISO 4	SISMO Y	0.0000	0.000217	295.3447	0.001848	0.0000	36.7327
PISO 3	SISMO Y	0.0000	0.000203	320.7204	0.001570	0.0000	25.3757
PISO 2	SISMO Y	0.0000	0.000116	335.4667	0.001050	0.0000	14.7463

TABLA Nro. 3 - 30: VALOR AJUSTADO DE "R"

CORTANTE BASAL PARA DETERMINAR R				
SENTIDO	CORTANTE BASAL X		CORTANTE BASAL Y	
CORTANTE TOTAL	335.4667	1	335.4569	100%
MUROS ESTRUCTURALES	295.2237	88%	320.8585	96%
COLUMNAS	40.223	12%	14.5984	4%
SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES		R=		6

Fuente: Elaboración propia

El porcentaje de la cortante que toman los muros estructurales es igual a 60.88% y de 96% en el otro sentido, por tanto el factor de reducción sísmica asumida es lo correcto, según la Norma usada, cuando más del 80% del cortante en la base lo toman los muros el valor de R será igual a 6, en nuestro caso está entre ambos parámetros, por lo que prevalece el comportamiento de los muros estructurales, un sistema de muros estructurales un $R = 6$. El espectro de sismo o espectro a campo abierto será el siguiente:

TABLA Nro. 3 - 31: RESULTADOS DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL

T	C	C/R	ZUCS/R
0.00	2.5000	0.41667	0.16771
0.02	2.5000	0.41667	0.16771
0.04	2.5000	0.41667	0.16771
0.06	2.5000	0.41667	0.16771
0.08	2.5000	0.41667	0.16771
0.10	2.5000	0.41667	0.16771
0.12	2.5000	0.41667	0.16771
0.14	2.5000	0.41667	0.16771
0.16	2.5000	0.41667	0.16771
0.18	2.5000	0.41667	0.16771
0.20	2.5000	0.41667	0.16771
0.25	2.5000	0.41667	0.16771
0.30	2.5000	0.41667	0.16771
0.35	2.5000	0.41667	0.16771
0.40	2.5000	0.41667	0.16771
0.45	2.5000	0.41667	0.16771
0.50	2.5000	0.41667	0.16771
0.55	2.5000	0.41667	0.16771
0.60	2.5000	0.41667	0.16771
0.65	2.3077	0.38462	0.15481
0.70	2.1429	0.35714	0.14375
0.75	2.0000	0.33333	0.13417
0.80	1.8750	0.31250	0.12578
0.85	1.7647	0.29412	0.11838
0.90	1.6667	0.27778	0.11181
0.95	1.5789	0.26316	0.10592
1.00	1.5000	0.25000	0.10063
1.60	0.9375	0.15625	0.06289
2.00	0.7500	0.12500	0.05031
2.50	0.4800	0.08000	0.03220
3.00	0.3333	0.05556	0.02236
4.00	0.1875	0.03125	0.01258
5.00	0.1200	0.02000	0.00805
6.00	0.0833	0.01389	0.00559
7.00	0.0612	0.01020	0.00411
8.00	0.0469	0.00781	0.00314
9.00	0.0370	0.00617	0.00248
10.00	0.0300	0.00500	0.00201

PROPIEDADES PARA EL DISEÑO	
Región : Puno	Z = 0.35
Provincia : puno	U = 1
Distrito : puno	S = 1.15
Categoría : C	Tp= 0.6
Zona : Z3	TL= 2
Suelo : S2	Ro= 6
	R = 6
Sistema Estructural : Concreto Armado, De Muros Estructurales	
Verificación de Irregularidad :	
$l_p = 1.0000$	
$l_a = 1.0000$	
$R = R_o I_p I_a$	

3.2.1.6. REACCIONES EN LA BASE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO

Teniendo en cuenta el primer y segundo modo de participación, con los que se trabaja para el cálculo de fuerzas horizontales, se tienen periodos de 0.574s y de 0.393s para las direcciones “X” y “Y” respectivamente. Si evaluamos los valores de la aceleración (Sa/g), para estos periodos, tenemos que la aceleración espectral es de 0,16771 g

TABLA Nro. 3 - 32: ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA LOS PERIODOS DEL MODO 1 Y MODO 2

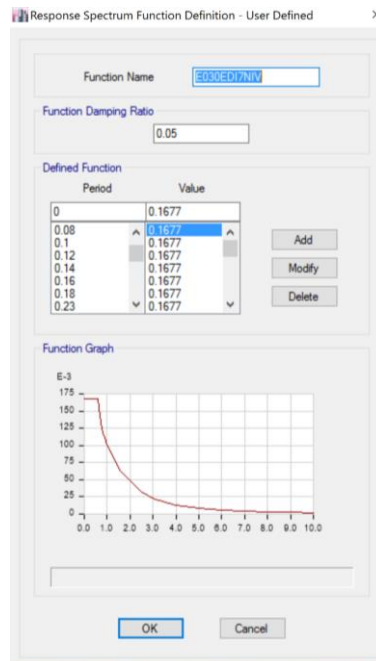
Mode	Period	Frequency
	sec	cyc/sec
1	0.574	1.742
2	0.393	2.546
3	0.327	3.061

Fuente: Elaboración propia

TABLA Nro. 3 - 33: ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA LOS PERIODOS DEL MODO 1 Y MODO 2

PROPIEDADES PARA EL DISEÑO	
Región : Puno	Z = 0.35
Provincia : puno	U = 1
Distrito : puno	S = 1.15
Categoría : C	Tp= 0.6
Zona : Z3	TL= 2
Suelo : S2	Ro= 6
	R = 6
Sistema Estructural : Concreto Armado, De Muros Estructurales	
Verificación de Irregularidad :	
$I_p = 1.0000$	
$I_a = 1.0000$	
$R = R_o I_p I_a$	
$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $c = 2.61324042 \quad C = < 2.5$	
$C/R > 0.125 \quad C/R = 0.43554007 \text{ OK}$	
$T < 0.5 \quad K = 1 \quad T > 0.5 \quad K = (0.75 + 0.5T) \leq 2$	
$K = 1.037$	
$\frac{ZUCS}{R} = 0.17530488$	

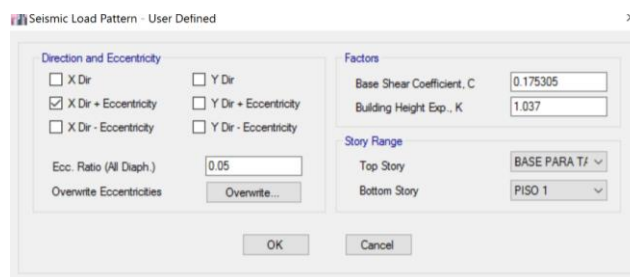
TABLA Nro. 3 - 34: ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO SÍSMICO AL PROGRAMA ETABS



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Con este valor procedemos a realizar el cálculo en el Programa Etabs, en ambas direcciones, para obtener la cortante y las fuerzas sísmicas por fuerzas horizontales equivalentes.

TABLA Nro. 3 - 35: DEFINICIÓN DEL COEFICIENTE DE CORTE EN LA BASE "C" - DIRECCIÓN "X"



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

El valor de la cortante en la base, por fuerzas horizontales equivalentes en la base es de 335,466.69 kg.

TABLA Nro. 3 - 36: PESO Y CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
PISO 2	SISMO X	-335466.69	0	2111031.43	0.000612	-4810777.2
PISO 2	SISMO Y	0	-335466.69	-3758480.4	4810777.21	-0.0001723
PISO 2	SDXX Max	182956.9	32075.55	1641607.25	460619.82	2589482.26
PISO 2	SDYY Max	32075.55	241164.63	2489803.91	3497054.7	467617.07

Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Las fuerzas sísmicas aplicadas a cada diafragma de piso se muestran en la tabla siguiente:

TABLA Nro. 3 -37a: FUERZAS SÍSMICAS EN LOS PISOS

Story	Load Case/Comb o	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TANQUE	SISMO X	-21.21	0	189.6436	0	-55.1459
TANQUE	SISMO Y	0	-21.21	-259.3307	55.1459	0
AZOTEA	SISMO X	-79.2074	0	555.6916	0	-268.5555
AZOTEA	SISMO Y	0	-79.2074	-903.4065	268.5555	0
PISO 7	SISMO X	-150.5905	0	988.5227	0	-674.7628
PISO 7	SISMO Y	0	-150.5905	-1698.6636	674.7628	0
PISO 6	SISMO X	-210.3937	0	1351.3644	0	-1242.4046
PISO 6	SISMO Y	0	-210.3937	-2364.9461	1242.4046	0
PISO 5	SISMO X	-258.612	0	1643.9171	0	-1940.3174
PISO 5	SISMO Y	0	-258.612	-2902.1576	1940.3174	0
PISO 4	SISMO X	-295.3447	0	1866.7835	0	-2737.4892
PISO 4	SISMO Y	0	-295.3447	-3311.405	2737.4892	0
PISO 3	SISMO X	-320.7204	0	2020.7448	0	-3603.2556
PISO 3	SISMO Y	0	-320.7204	-3594.1225	3603.2556	0
PISO 2	SISMO X	-335.4667	0	2111.0314	6.12E-07	-4810.7772
PISO 2	SISMO Y	0	-335.4667	-3758.4804	4810.7772	0

TABLA Nro. 3 -37b: FUERZAS SÍSMICAS EN LOS PISOS

Story	Load Case/Comb o	VX	VY	T	MX	MY
		kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
TANQUE	SDXX Max	13.1041	3.7791	190.1767	9.8256	34.0706
TANQUE	SDYY Max	4.2279	19.1632	212.9083	49.8242	10.9926
AZOTEA	SDXX Max	44.5814	9.5516	497.5902	34.8153	152.2003
AZOTEA	SDYY Max	10.8013	65.1997	680.711	224.5036	39.4648
PISO 7	SDXX Max	84.2196	16.0056	829.1202	76.1766	377.0518
PISO 7	SDYY Max	17.0763	117.6046	1220.8214	537.8703	83.4748
PISO 6	SDXX Max	116.5829	21.2973	1092.0213	131.2576	688.9966
PISO 6	SDYY Max	21.8607	159.4022	1651.5117	960.8147	139.3239
PISO 5	SDXX Max	141.7632	25.4369	1301.4386	197.1121	1066.6355
PISO 5	SDYY Max	25.817	192.199	1989.1384	1468.4289	204.8278
PISO 4	SDXX Max	161.039	28.5317	1463.5934	270.9051	1491.8898
PISO 4	SDYY Max	28.8813	216.7061	2241.1363	2038.4059	278.3154
PISO 3	SDXX Max	174.9432	30.7227	1578.0342	350.1068	1950.2417
PISO 3	SDYY Max	30.8147	233.0032	2407.1365	2650.0015	357.3676
PISO 2	SDXX Max	182.9569	32.0756	1641.6072	4.61E+02	2589.4823
PISO 2	SDYY Max	32.0756	241.1646	2489.8039	3497.0547	467.6171

Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

De ello tenemos:

TABLA Nro. 3 - 38: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR SISMO - ANÁLISIS ESTÁTICO

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Shear Y	Drift Y	Shear X	Shear Y
		tonf	m	tonf	m	tonf	tonf
BASE TANQ	SISMO X	21.2100	0.001519	0.0000	0.000121	21.2100	0.0000
AZOTEA	SISMO X	79.2074	0.001884	0.0000	0.000259	57.9974	0.0000
PISO 7	SISMO X	150.5905	0.002264	0.0000	0.000449	71.3831	0.0000
PISO 6	SISMO X	210.3937	0.002611	0.0000	0.000660	59.8032	0.0000
PISO 5	SISMO X	258.6120	0.002830	0.0000	0.000858	48.2183	0.0000
PISO 4	SISMO X	295.3447	0.002826	0.0000	0.000987	36.7327	0.0000
PISO 3	SISMO X	320.7204	0.002642	0.0000	0.001016	25.3757	0.0000
PISO 2	SISMO X	335.4667	0.001956	0.0000	0.000697	14.7463	0.0000
BASE TANQ	SISMO Y	0.0000	0.000030	21.2100	0.001562	0.0000	21.2100
AZOTEA	SISMO Y	0.0000	0.000108	79.2074	0.001623	0.0000	57.9974
PISO 7	SISMO Y	0.0000	0.000140	150.5905	0.001787	0.0000	71.3831
PISO 6	SISMO Y	0.0000	0.000176	210.3937	0.001909	0.0000	59.8032
PISO 5	SISMO Y	0.0000	0.000203	258.6120	0.001949	0.0000	48.2183
PISO 4	SISMO Y	0.0000	0.000217	295.3447	0.001848	0.0000	36.7327
PISO 3	SISMO Y	0.0000	0.000203	320.7204	0.001570	0.0000	25.3757
PISO 2	SISMO Y	0.0000	0.000116	335.4667	0.001050	0.0000	14.7463

Fuente: Elaboración propia

TABLA Nro. 3 - 39: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR SISMO - ANÁLISIS ESTÁTICO

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
			%					tonf	tonf
SISMO X	Seismic	X + Ecc. Y	5	BASE PARA TANQUE DE AGUA	PISO 1	0.175305	1.037	1913.6187	335.4667
SISMO Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	BASE PARA TANQUE DE AGUA	PISO 1	0.175305	1.037	1913.6187	335.4667

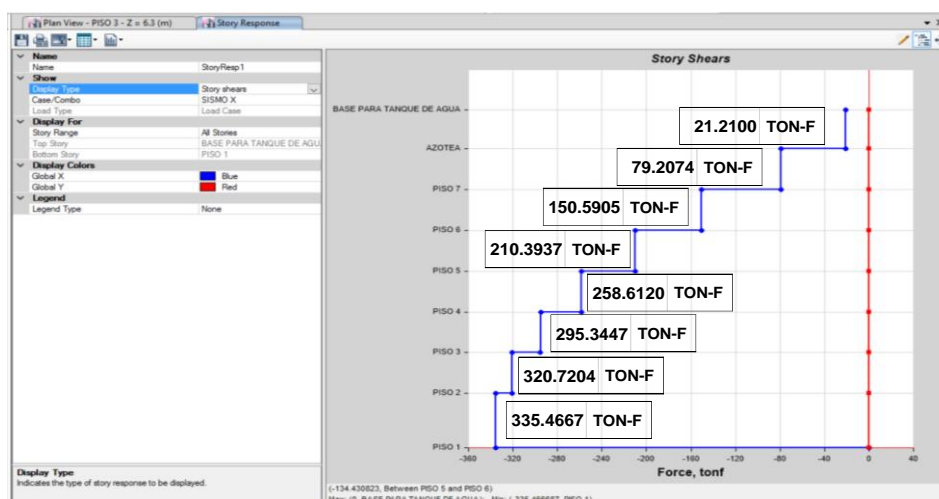


FIGURA Nro. 3 -14: FUERZA LATERAL Y CORTANTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO

3.2.1.7. REACCIONES EN LA BASE DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Las cortantes en la base para el análisis dinámico son: En la dirección “X” es de 182.96 ton. y en la dirección “Y” es de 241.16 ton. en la siguiente tabla se muestra los resultados.

TABLA Nro. 3 -41: FUERZAS CORTANTES EN LA BASE POR SISMO - ANÁLISIS DINÁMICO

Load Case/Comb o	VX	VY	T	MX	MY
	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SDXX Max	182.9569	32.0756	1641.6072	4.61E+02	2589.4823
SDYY Max	32.0756	241.1646	2489.8039	3497.0547	467.6171

Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Según el artículo 4.6 Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 4 (4.5.2) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Se concluye que para realizar el diseño de las secciones considerando apoyos fijos y sin efectos de interacción suelo – estructura, los casos sísmicos dinámicos son necesarios de escalar en las proporciones indicadas en el TABLA siguiente, debido a que las cortantes dinámicas por debajo del 80% de la cortante del análisis estático.

Donde

TABLA Nro. 3 -42: VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CON EL ANÁLISIS DINÁMICO

Load Case/Comb o	VX	VY	% RESPECTO A CORTANTE ESTÁTICO
	tonf	tonf	
SDXX Max	182.9569	32.0756	55%
SDYY Max	32.0756	241.1646	72%
SISMO X	335.4667	0	
SISMO Y	0	335.4667	

Fuente: Elaboración propia

$$v_{diseño-dinamico} \geq 0.8v_{estatico}$$

$$f_{escalar} = \frac{0.8v_{estatico}}{v_{diseño-dinamico}}$$

$$f_{escalar\ x} = \frac{0.8 * 335,4667_{estatico}}{182,9569_{diseño-dinamico}} = 1,46686657 \ v_{diseño-dinamico}$$

$$\geq 0.8v_{estatico}$$

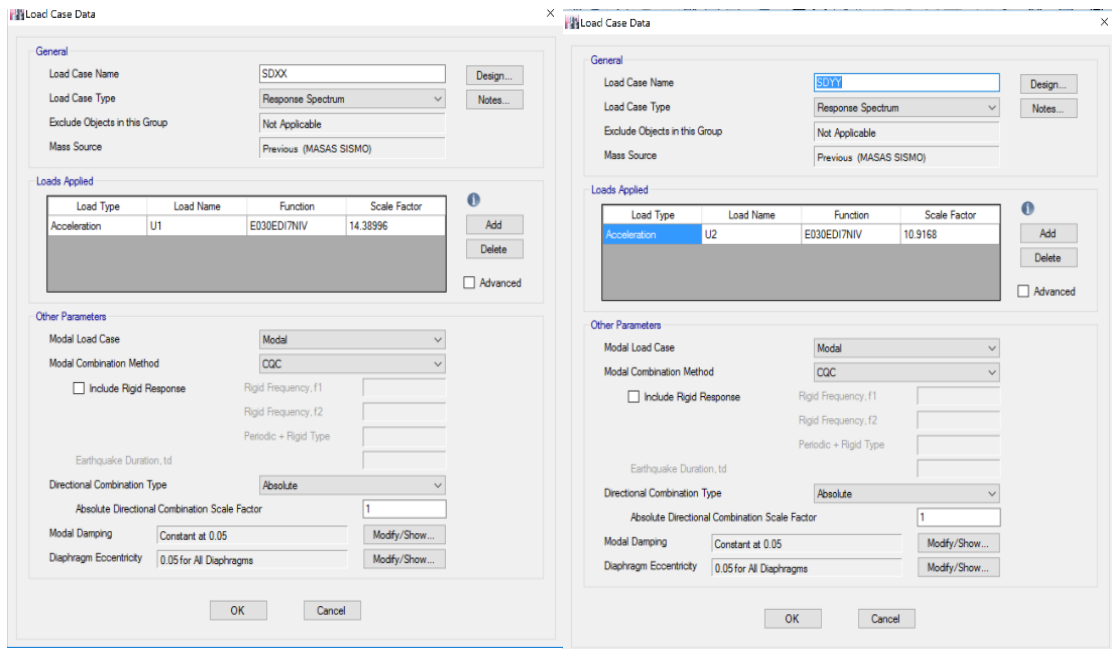
$$f_{escalar\ y} = \frac{0.8 * 335,4667_{estatico}}{241,1646_{diseño-dinamico}} = 1.1128223$$

Donde afectamos al factor escalar que vendría hacer la gravedad por el factor para cada caso.

$$f_{escalar\ x} = 9.81 * 1,4668665 = 14.38996$$

$$f_{escalar\ y} = 9.81 * 1.1128223 = 10.916787$$

TABLA Nro. 3 -43: ESCALONAMIENTO DE FUERZAS CORTANTES



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Las fuerzas cortantes aplicadas a cada nivel, del análisis dinámico, se muestran en el TABLA siguiente:

TABLA Nro. 3 -44: FUERZAS CORTANTES APLICADAS A CADA NIVEL

Story	Load Case/Comb o	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TANQUE	SDXX Max	19.2285	5.5453	279.0591	14.4177	49.9941
TANQUE	SDYY Max	4.7065	21.3325	237.0099	55.4644	12.2369
AZOTEA	SDXX Max	65.4173	14.0157	730.1477	51.0868	223.3338
AZOTEA	SDYY Max	12.024	72.5804	757.7686	249.9178	43.9323
PISO 7	SDXX Max	123.5811	23.4861	1216.624	111.7791	553.2735
PISO 7	SDYY Max	19.0093	130.9176	1359.0205	598.7581	92.9243
PISO 6	SDXX Max	171.07	31.2509	1602.3966	192.6031	1011.0112
PISO 6	SDYY Max	24.3354	177.4469	1838.4657	1069.5806	155.0956
PISO 5	SDXX Max	208.0187	37.3253	1909.6887	289.2359	1565.1462
PISO 5	SDYY Max	28.7395	213.9562	2214.3123	1634.6576	228.0147
PISO 4	SDXX Max	236.3034	41.8664	2147.6294	397.5173	2189.1507
PISO 4	SDYY Max	32.1507	241.2377	2494.8369	2269.157	309.8212
PISO 3	SDXX Max	256.706	45.0816	2315.5561	513.7354	2861.7213
PISO 3	SDYY Max	34.3029	259.3795	2679.6285	2949.9863	397.8222
PISO 2	SDXX Max	268.465	47.0666	2408.8412	6.76E+02	3799.7222
PISO 2	SDYY Max	35.7066	268.4649	2771.654	3892.9273	520.5521

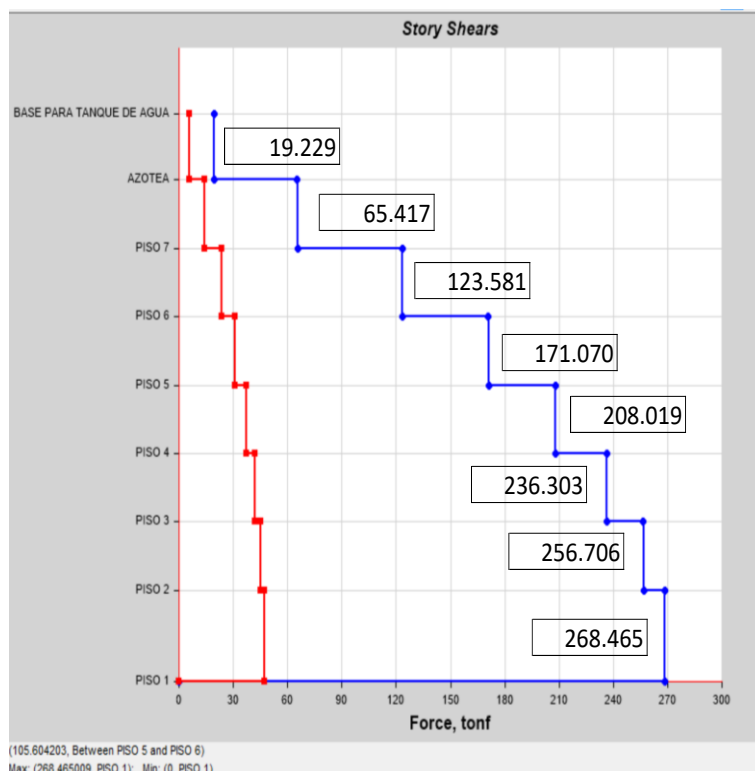
Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Con ello tenemos:

TABLA Nro. 3 -45: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR ANÁLISIS DINÁMICO

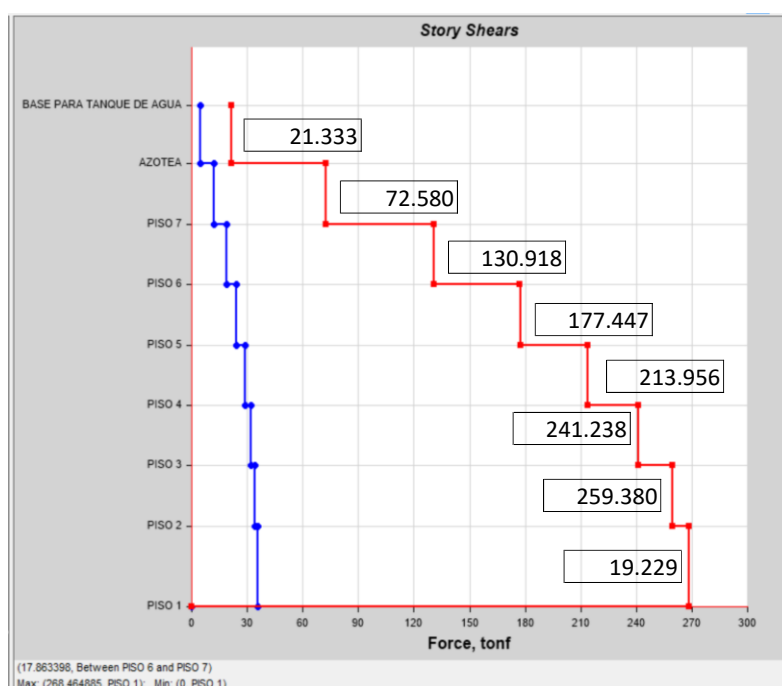
CORTANTES ESCALONADAS SISMO X			CORTANTES ESCALONADAS SISMO Y		
Story	cortante acumulado	cortante aplicado al nivel	Story	cortante acumulado	cortante aplicado al nivel
	tonf			tonf	
TANQUE	19.2285	19.2285	TANQUE	21.3325	21.3325
AZOTEA	65.4173	46.1888	AZOTEA	72.5804	51.2479
PISO 7	123.5811	58.1638	PISO 7	130.9176	58.3372
PISO 6	171.07	47.4889	PISO 6	177.4469	46.5293
PISO 5	208.0187	36.9487	PISO 5	213.9562	36.5093
PISO 4	236.3034	28.2847	PISO 4	241.2377	27.2815
PISO 3	256.706	20.4026	PISO 3	259.3795	18.1418
PISO 2	268.465	11.759	PISO 2	268.4649	9.0854

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

Figura Nro. 3 -15: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR ANÁLISIS DINÁMICO



Fuente: Figura extraída del Programa Etabs

TABLA Nro. 3 -16: FUERZAS CORTANTES Y FUERZAS LATERALES POR ANÁLISIS DINÁMICO

3.2.1.8. ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

Con el cálculo del índice de estabilidad se puede evaluar si se requiere un análisis de segundo orden o de efectos P-delta.

No se tomó en cuenta el valor de “R”, ya que para la cortante en la base se calculó ya con el valor de “R”.

. TABLA Nro. 3 - 46: VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN	FACTORES	VALORES
NIVEL DE PISO	i	1
PESO ACUMULADO EN NIVEL	Ni	1913618.7
DEZPLAZAMIENTO RELATIVO	Δ_i	0.000538
ALTURA DE ENTREPISO	Hi	3.5
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SIMICAS	R	1
CORTANTE BASAL	Vi	268464.9

Fuente: Elaboración propia

$$Q = \frac{N_I * \Delta_I}{V_I * h_{eI} * R} \geq 0.1$$

$$Q = \frac{1913618.7 * 0.000538}{268464.9 * 3,5 * 1} = 0.0010957$$

El índice de estabilidad crítico es menor a 0.1, por tanto no es necesario considerar los efectos de segundo orden

3.3.DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.1. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para la presente estructura usaremos para el cálculo de la cimentación el programa Safe, la comprobación a realizar será la verificación de la capacidad portante del terreno y la verificación por punzonamiento (verificación de cortante).

3.3.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Del pre dimensionamiento se realiza una primera inicial, se tuvieron que realizar muchas modificaciones con la finalidad de cumplir con la capacidad portante del terreno, otras tuvieron que combinarse por la superposición de las zapatas que se produjeron.

A continuación, se muestra la *capacidad portante* y el *Modulo de Subrasante* de la loza de cimentación Z – 01 (Para el resto de las zapatas el cálculo es similar). El módulo de subrasante que está en función del ancho de la zapata, estos valores ingresamos al Safe para analizar como una cimentación flexible. Mientras que la capacidad portante, nos servirá para verificar que las secciones de zapatas adoptadas son las adecuadas para soportar a la estructura. Cuyos cálculos datos calculados mediante el ensayo de spt.se presenta en las siguientes tablas.

TABLA Nro. 3 -47: OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y MODULO DE SUBRASANTE DE LA Z - 01

SPT-01 - Solo estratos arenosos																			
Muestra	Altura del estrato (m)	N° SPT (Cada 30 cm)	Intervalo de valores de N° mayor según tabla 4.6	Intervalo de valores de N° menor según tabla 4.6	Diferencia de valores de N° del intervalo en el estrato	Intervalo de valores de ϕ mayor según tabla 2.11	Intervalo de valores de ϕ menor según tabla 2.11	Diferencia de ϕ mayor y menor según el intervalo cuadro Nº 02	ϕ calculado según la interpolación	Intervalo de compacidad relativa según tabla 2.11	Intervalo de compacidad relativa según tabla 2.11	Diferencia de compacidad relativa menor del intervalo	Compacidad relativa en % calculado	Factor de corrección de la zapata en pie (1.00 según fórmula 1 kg/m2)	Factor de corrección Z/B según caso	R (factor de corrección depende del nivel de aguas)	Calculo de la capacidad portante según fórmula 1 (kg/m2)	qa (kg/cm2)	Profundidad - media calculada para qa (m)
M2	0.3	30	31	50	19	36	41	5	35.74	66	85	19	65.00	6.56	0.48	0.74	23228.7	2.32	1.45
M3	0.85	34	31	50	19	36	41	5	36.79	66	85	19	69.00	6.56	0.05	0.53	18985.4	1.90	2.30
M4	0.35	22	11	30	19	30	36	6	33.47	36	65	29	52.79	6.56	0.09	0.95	21118.7	2.11	2.65
M5	0.35	26	11	30	19	30	36	6	34.74	36	65	29	58.89	6.56	0.20	0.90	24147.3	2.41	3.00
M6	0.35	24	11	30	19	30	36	6	34.11	36	65	29	55.84	6.56	0.28	0.86	21023.8	2.10	3.35
M7	0.35	19	11	30	19	30	36	6	32.53	36	65	29	48.21	6.56	0.35	0.82	15385.7	1.54	3.70
M8	0.8	17	11	30	19	30	36	6	31.89	36	65	29	45.16	6.56	0.47	0.77	12520.8	1.25	4.50
M9	1.3	17	11	30	19	30	36	6	31.89	36	65	29	45.16	6.56	0.59	0.71	11544.7	1.15	5.80
M10	0.6	26	11	30	19	30	36	6	34.74	36	65	29	58.89	6.56	0.63	0.69	18445.9	1.84	6.40

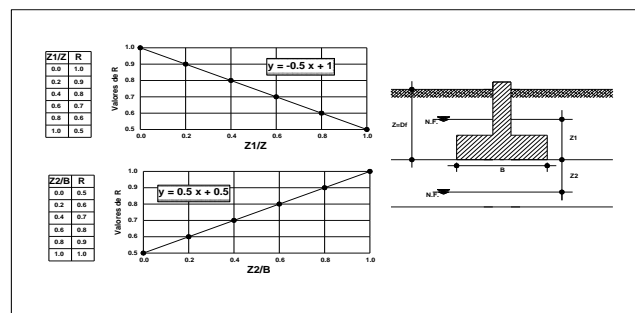
calculo de capacidad de carga admisible qa en kg/m2

$$q_a = 720(N - 3) \left(\frac{B + 1}{2B} \right)^2 + 4.88R \quad \text{formula 1}$$

Donde:
 N N° de golpes normalizados del SPT
 B Ancho de la zapata en pies
 R Factor de corrección que depende del nivel de aguas

Para el caso de la perforación STP P-01
 N Según el estrato = 2.00 metros
 B 2.40 metros = 6.56 pies

DATOS PARA EL CALCULO						
Muestra	Z (m)	Z1 (m)	Z2 (m)	Z1/Z (m)	Z2/B	R
M2	1.45		0.95		0.48	0.74
M3	2.30		0.10		0.05	0.53
M4	2.65	0.25		0.09		0.95
M5	3.00	0.60		0.20		0.90
M6	3.35	0.95		0.28		0.86
M7	3.70	1.30		0.35		0.82
M8	4.50	2.10		0.47		0.77
M9	5.80	3.40		0.59		0.71
M10	6.40	4.00		0.63		0.69



Calculos del valor de R, Ref " Ingenieria de Cimentaciones ", Aut. Crespo Villaras.

CORRECCION DE DATOS DEL SPT 01

MUES.	ESP.	ESP. ACUM.	SIMB.	n1	n2	n3	n4	N° Golp. N	γ tn/m3	H PROM.	P'	P*	CN	Ns
1	0.15	0.15												
2	0.30	0.45	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	19	2.67	0.30	0.080	1.00	3.533	30
3	0.85	1.30	SM - SC	0.92	0.95	1.00	1.00	19	2.65	0.88	0.232	1.00	2.077	34
4	0.35	1.65	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	16	2.67	1.48	0.394	1.00	1.593	22
5	0.35	2.00	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	1.83	0.487	1.00	1.433	26
6	0.35	2.35	SP	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	2.18	0.581	1.00	1.312	24
7	0.35	2.70	SP	0.92	0.95	1.00	1.00	18	2.67	2.53	0.674	1.00	1.218	19
8	0.80	3.50	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	18	2.67	3.10	0.828	1.00	1.099	17
9	1.30	4.80	SP-SM	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	4.15	1.108	1.00	0.950	17
10	0.60	5.40	GC	0.92	0.95	1.00	1.00	35	2.65	5.10	1.352	1.00	0.860	26

NOTA: El ensayo se realizo a partir de 1.00 m debajo de N.T.N., debido a que el material que se presento era relleno con presencia de piedra mediana lo cual impedia realizar el ensayo, debido a eso se tuvo que excavar hasta superar este estrato

ER/Ers (ER=55%, Ers=60%)	Tabla Nº 2. Corrección por long. De barra	Tabla Nº 3. Corrección por toma muestra	Tabla Nº 4. Corrección por diametro de perforación	Criterio: se toma el promedio de golpes para cada estrato	Peso específico del estrato	H = Altura promedio del estrato en cuestión.	Presión efectiva de carga	Presión de sobre capa = 1.00	Presión de sobre capa CN	(Número de golpes Ns=CN, N1, N2, N3, N4, normalizados)
--------------------------	---	---	--	---	-----------------------------	--	---------------------------	------------------------------	--------------------------	--

3.3.1.2. Pre dimensionamiento de la cimentación

Para el pre dimensionamiento de lasa de cimentación debe cumplir requerimientos básicos donde el área a cimentar al realizar un pre cálculo e cubrir más del 50% del área.

TABLA Nro. 3 -48 : OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y MODULO DE SUB RASANTE DE LA Z - 01

RESUMEN COL (kg-f)		RESUMEN MUROS (kg-f)		RESUMEN TOTAL (kg-f)	
direccion x	576.738	direccion x	394.105	direccion x	970.843
direccion y	1614.231	direccion y	-1830.681	direccion y	-216.450
direccion z	1105447.143	direccion z	2149032.498	direccion z	3254479.641
momento x	3131.032	momento x	0.000	momento x	3131.032
momento y	1190.688	momento y	0.000	momento y	1190.688
momento z	60.297	momento z	0.000	momento z	60.297

TABLA Nro. 3 -49: OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y MODULO DE SUB RASANTE DE LA Z - 01

AREA MINIMA PARA CIMENTAR		
CAPACIDAD PORTANTE		1.86 KG/CM2
sobrecarga de suelo		0.025 KG/CM2
ESFUERZO POR CARGAS		3254479.64 KG
COFICIENTE DE BALASTO		3.82 KG/CM3
AREA MINIMA A CIMENTAR		1773558.39 CM2
		177.36 M2
DIMENCIONES		
X	19.75	197.5
Y	10	
% DE AREA A CIMENTAR		89.8%

3.3.1.3. CIMENTACIÓN: PLATEA DE CIMENTACIÓN

Para la estructura se plantea con platea de cimentación de un peralte de 40 cm, esta se optó por el reglamento indica como dimensión mínima, la evaluación realizada por efectos de punzonamiento (verificación por cortante), presenta una optimización en la parte central de la platea a 35 cm y falla en los laterales de esta, por lo que se decide realizar un incremento de sección en los laterales por un ancho de 80 cm.

Cabe mencionar que las columnas con que se trabajaron tienen formas irregulares (“T” y “L”), para un mejor trabajo en el programa Safe, se trabajaron con columnas equivalentes en forma regular, modificándose sus propiedades de la columna equivalente en el programa Etabs,

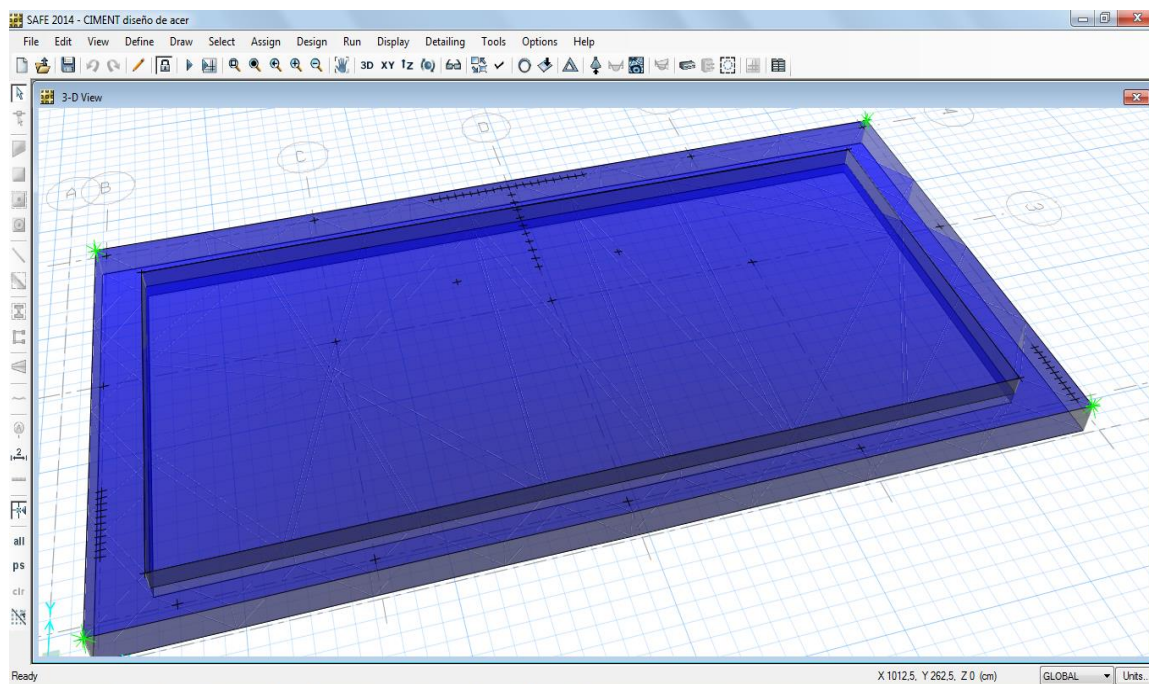


FIGURA No. 3 -17: ESFUERZOS TRANSMITIDOS HACIA LAS LOZA DE CIMENTACIÓN

3.3.1.4. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

Para verificar la capacidad portante del terreno se considerarán solo cargas de servicio, como se indican a continuación:

$$S = \text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva}$$

Luego de realizar los cambios en las secciones de la cimentación por cargas de servicio, se logró tener secciones que soportan la capacidad portante del terreno, y es como se muestra en la siguiente imagen.

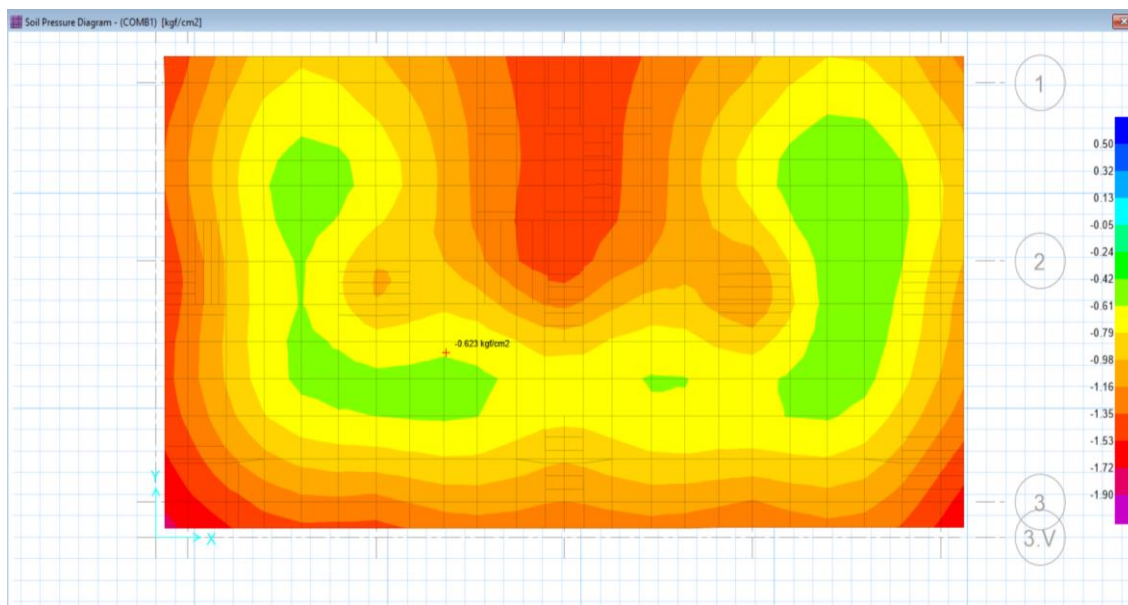


FIGURA Nro. 3 -18: ESFUERZOS TRANSMITIDOS HACIA LAS ZAPATAS

Cabe señalar que la verificación se realizó la losa de cimentación, en forma independiente, que cumple la capacidad neta.

Se trabajó con dos espesores en los laterales con 65 cm y en la parte céntrica 40 cm. Los espesores se eligieron como se indicó en el párrafo anterior para cumplir con el punzonamiento.

Con estas dimensiones y valores, se verifico la capacidad portante del terreno, obteniendo valores de los esfuerzos en el terreno, por debajo de los valores máximos.

TABLA Nro. 3 -51: DEFINICIÓN DE LOS ESPESORES DE LAS CIMENTACIÓN

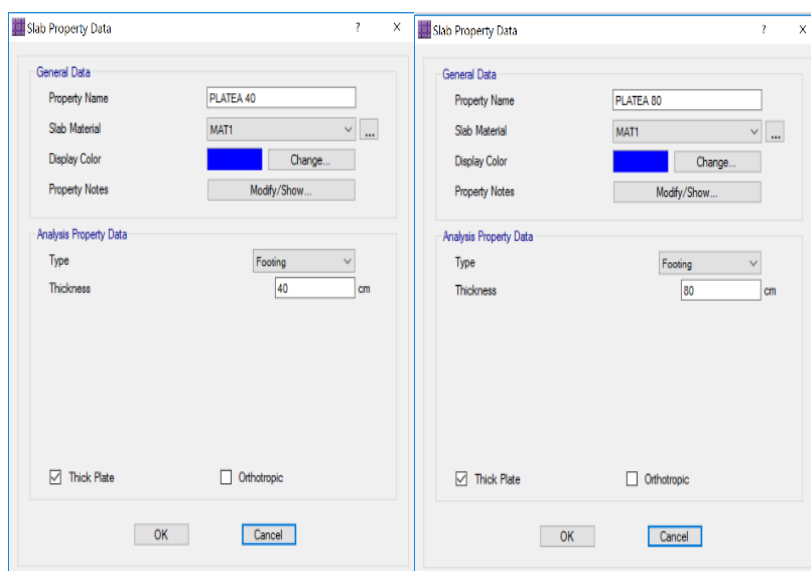
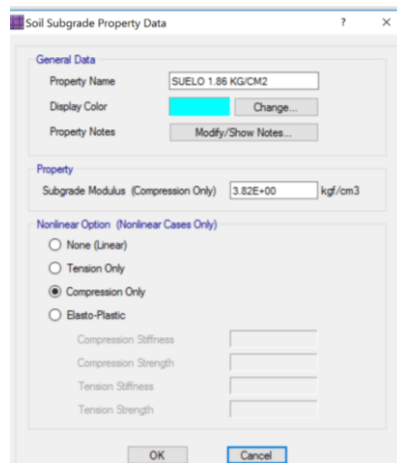


TABLA Nro. 3 -52: DEFINICIÓN DE LOS MÓDULOS DE SUBROGANTE PARA ZAPATAS



Fuente: Figura extraída del Programa Safe

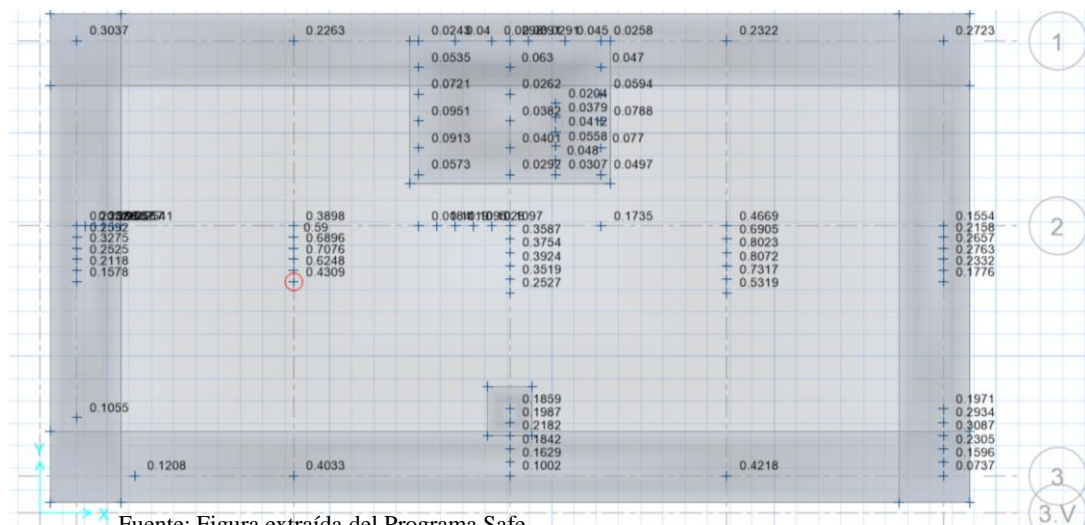
Asignándolo a la losa de cimentación como corresponde, y esto se muestra en la imagen siguiente:

Las vigas de cimentación se tienen en toda la cimentación, para la unión de las zapatas y losas de cimentación, a continuación, mencionamos el valor del coeficiente de sub rasante para la viga, que se obtiene del menor de los valores del módulo de sub rasante que se obtuvo para las zapatas y losas multiplicados por el ancho de la viga de cimentación.

3.3.1.5. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

Realizamos la verificación por cortante de las zapatas y revisamos que las zapatas cumplen, Condición de Punzonamiento:

$$\frac{V_u}{\phi} < V_c \tag{3.4}$$



Fuente: Figura extraída del Programa Safe

FIGURA Nro. 3 - 19: VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO DE LAS ZAPATAS

3.3.1.6. PLATEA DE CIMENTACIÓN

Una vez realizado las verificaciones señaladas procedemos a realizar el diseño, en primer lugar, se dibujaron las franjas de diseño (strip) para indicarle al programa los elementos a diseñar.

En el siguiente TABLA mostraremos el resumen de cargas aplicadas a cada una de las zapatas con los que se diseñaran.

TABLA Nro. 3 - 53: RESUMEN DE CARGAS APLICADAS A LA PLATEA DE CIMENTACIÓN CM APLICADA POR COLUMNAS

1		2		3		4		5	
Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m
direccion x	-196.63	direccion x	491.29	direccion x	-168.61	direccion x	-76.46	direccion x	-151.03
direccion y	-315.59	direccion y	-107.76	direccion y	-1746.06	direccion y	-1449.99	direccion y	40.18
direccion z	88316.15	direccion z	91461.22	direccion z	184037.8	direccion z	191216.9	direccion z	49542.16
momento x	822.06	momento x	185.39	momento x	2759.81	momento x	2191.82	momento x	-6.17
momento y	-222.61	momento y	661.50	momento y	6.15	momento y	110.31	momento y	-133.34
momento z	3.55	momento z	3.55	momento z	8.03	momento z	8.03	momento z	3.55

6		7		8		9	
Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m
direccion x	710.83	direccion x	-645.15	direccion x	701.84	direccion x	-580.64
direccion y	945.11	direccion y	1683.87	direccion y	1549.57	direccion y	1122.66
direccion z	89595.99	direccion z	109384.5	direccion z	106625.9	direccion z	103805.3
momento x	-582.95	momento x	-1250.34	momento x	-859.97	momento x	-314.00
momento y	756.30	momento y	-753.64	momento y	768.91	momento y	-664.37
momento z	6.98	momento z	8.03	momento z	8.03	momento z	6.98

Fuente: Elaboración propia

TABLA Nro. 3 -54: RESUMEN DE CARGAS APLICADAS A LA PLATEA DE CIMENTACIÓN POR MUROS DE CORTE

1		2		3		4		5	
Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m
direccion x	17.13	direccion x	474.67	direccion x	474.67	direccion x	-192.65	direccion x	1242.12
direccion y	-837.05	direccion y	-700.90	direccion y	-700.90	direccion y	189.01	direccion y	2621.72
direccion z	216735.67	direccion z	140854.64	direccion z	140854.6	direccion z	257225.2	direccion z	267787.90
momento x	0.00	momento x	0.00	momento x	0.00	momento x	0.00	momento x	0.00
momento y	0.00	momento y	0.00	momento y	0.00	momento y	0.00	momento y	0.00
momento z	0.00	momento z	0.00	momento z	0.00	momento z	0.00	momento z	0.00

6		7		8		9	
Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m	Esfuerzo	kg-f/kgf-m
direccion x	114.22	direccion x	-1226.09	direccion x	-2287.89	direccion x	1303.25
direccion y	612.85	direccion y	-784.65	direccion y	-152.27	direccion y	-1377.58
direccion z	214647.21	direccion z	236935.6	direccion z	460274.7	direccion z	72862.3
momento x	0.00	momento x	0.00	momento x	0.00	momento x	0.00
momento y	0.00	momento y	0.00	momento y	0.00	momento y	0.00
momento z	0.00	momento z	0.00	momento z	0.00	momento z	0.00

Realizamos el diseño con las cargas últimas de diseño. Como ejemplo para el presente proyecto realizaremos el diseño la zapata ubicada entre los ejes **A-B** y **0I**, con ayuda del programa safe obtenemos el momento, este momento lo tomamos en la cara de la columna, como se muestra en la siguiente imagen (Mu = 28.19 ton-m) en la dirección “X”:

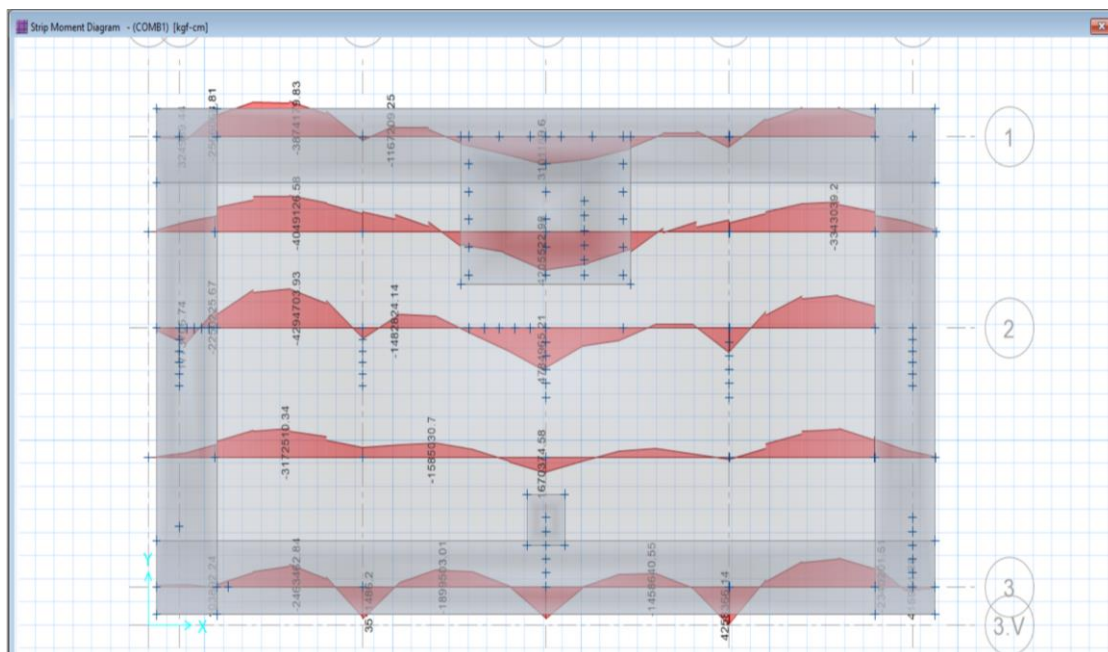


FIGURA Nro. 3 -20: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN X)

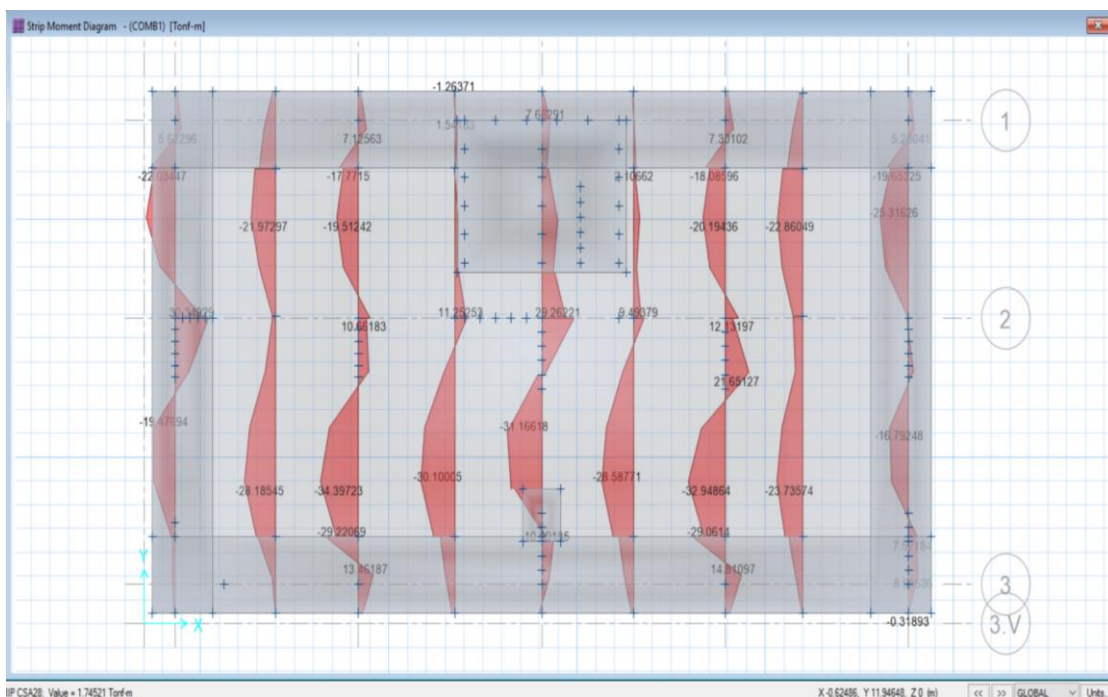


FIGURA Nro. 3 -21: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN Y)

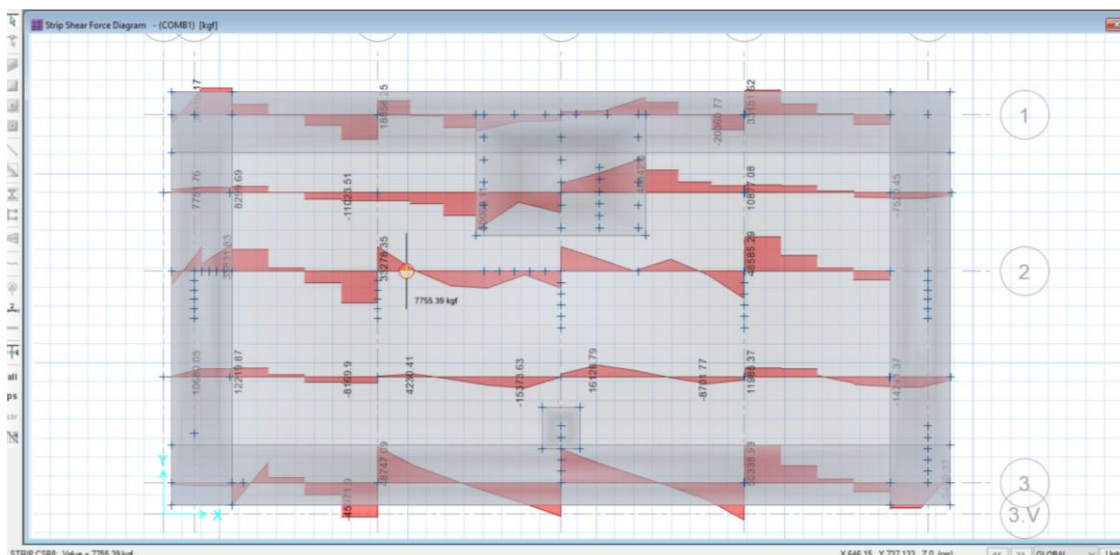


FIGURA Nro. 3 -22: DIAGRAMA DE CORTANTES PARA LOSA DE CIMENTACIÓN- (DIRECCIÓN X)

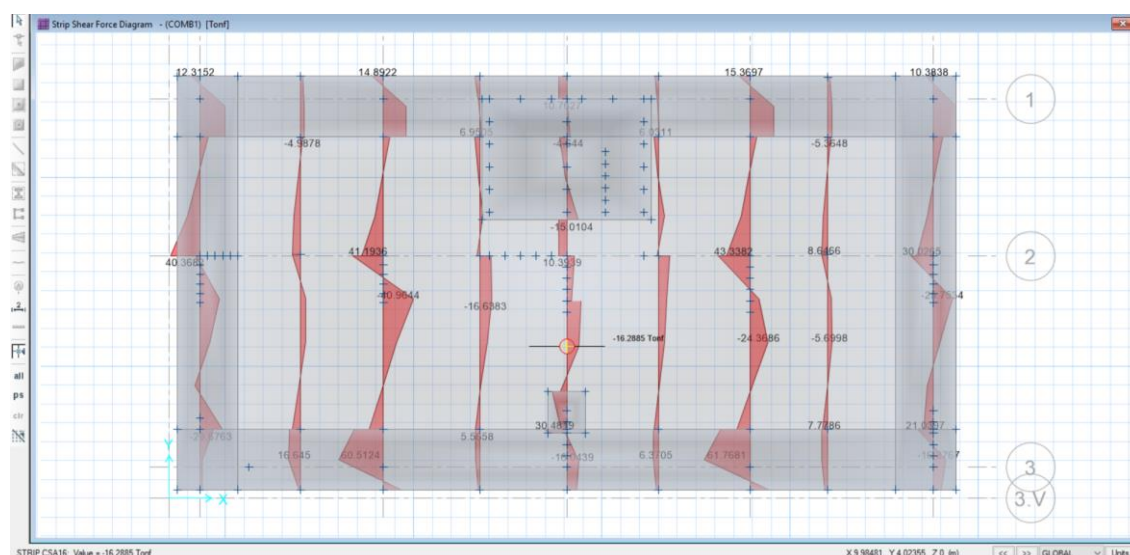


FIGURA Nro. 3 -23: DIAGRAMA DE CORTANTES PARA LOSA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN Y)

En seguida con ayuda de una hoja de cálculo procedemos a realizar el diseño de la zapata, para la cual ingresamos los datos que nos piden como calidad de los materiales, momento actuante, las dimensiones de la zapata y la varilla a usar, de ello obtenemos una cuantía de diseño de 0.0026 superior a la cuantía mínima (0.0018), obteniéndose $8 \Phi 1/2 + 8 \Phi 5/8'' @ 13 \text{ cm}$, tal como se muestra a continuación:

TABLA Nro. 3 - 55: DISEÑO DE LA ZAPATA UBICADA EJE 1 - C (Dirección "X")

<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL		
MOMENTO	28.19	ton-m	MAXIMO:		
b	200	cm.	b	200	
h	40	cm.	d	33	
d	33	cm.	Vc =	50,690.84	kg
Fy	4200	kg/cm2	Vu=	16,645.00	kg
F'c	280	kg/cm2	Vn=	19,582.35	kg
φ	0.9				
rec	4.95		Vc	>	Vn
VARILLA Ø	1/2 "	5/8 "	Cumple		
<u>RESULTADOS</u>			2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL		
Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"+8Ø5/8"		MAXIMO:		
Espaciamiento	13.00				
<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	2819000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.003941633				
As max = ρ max*b*d	102.300	cm2			
As min = ρ min*b*d	11.880	cm2			
Asrequerido	26.01	cm2			
As adoptado	26.015	cm2			

TABLA Nro. 3 -56: DISEÑO DE LA ZAPATA UBICADA EJE 1 - C (Dirección "X")

<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL		
MOMENTO	34.73	ton-m	MAXIMO:		
b	200	cm.	b	200	
h	40	cm.	d	33	
d	33	cm.	Vc =	50,690.84	kg
Fy	4200	kg/cm2	Vu=	12,219.87	kg
F'c	280	kg/cm2	Vn=	14,376.32	kg
φ	0.9				
rec	4.95		Vc	>	Vn
VARILLA Ø	5/8 "		Cumple		
<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	16Ø5/8"				
Espaciamiento	13.00				
<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	3473000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.004898953				
As max = ρ max*b*d	102.300	cm2			
As min = ρ min*b*d	11.880	cm2			
Asrequerido	32.33	cm2			
As adoptado	32.333	cm2			

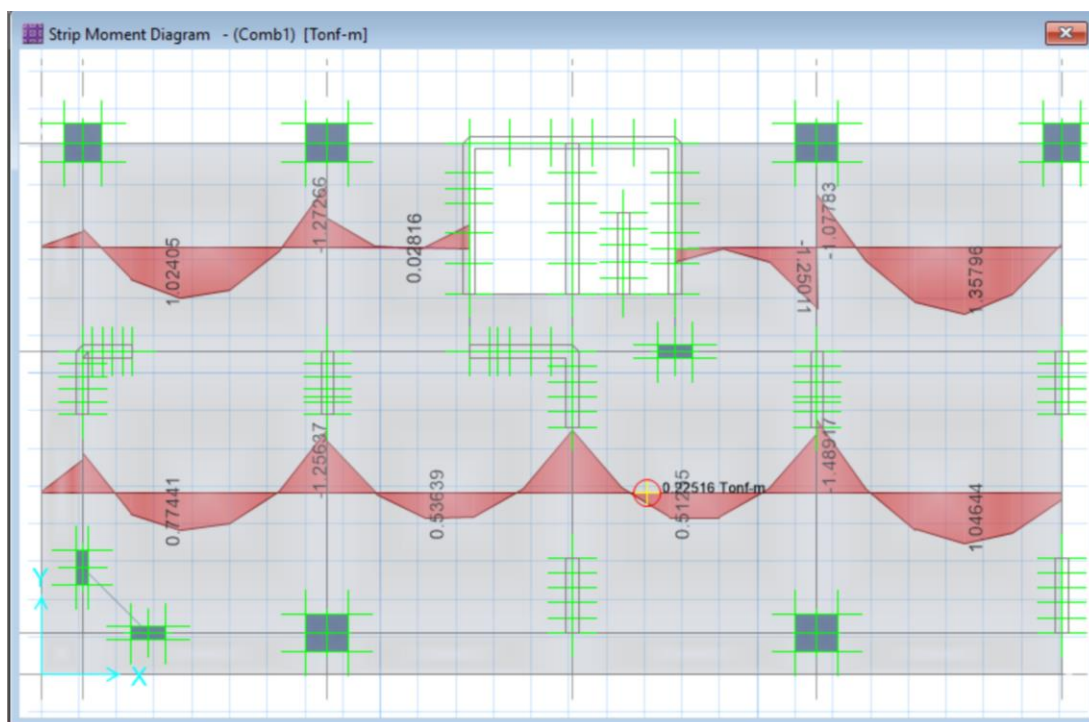
De igual manera para la dirección “Y” tomamos el momento que nos arroja el programa Safe con un valor de 34.73 ton-m, ingresando a la hoja de cálculo tenemos como resultado **16 Φ 5/8” @ 13 cm**, tal como se muestra a continuación:

3.3.2. DISEÑO DE LAS LOSAS ALIGERADAS.

Para el diseño de la superestructura (tanto las losas, vigas, columnas y placas) se realizaron el damero de cargas para la carga viva, para obtener los máximos esfuerzos que puedan producirse en cada elemento estructural, y hacer un diseño adecuado. Se usaron 7 dameros de carga, pudiendo haberse realizado más.

el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E – 0.60, para casos de sismo.

Para el diseño de la losa aligerada (en una dirección y dos direcciones) tenemos dos opciones de realizarlo, una directamente en el programa Etabs y la otra exportarlo piso a piso al programa Safe. Donde se muestra en figura siguiente



Fuente: Figura extraída del Programa safe

FIGURA Nro. 3 -24: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA ALIGERADA

Donde se analiza para cada tramo que tenemos el diagrama de momentos y la cortante en la siguiente imagen y También podemos obtener el requerimiento de acero de la vigueta seleccionada (en cm^2), para cada estación, como se muestra a continuación.

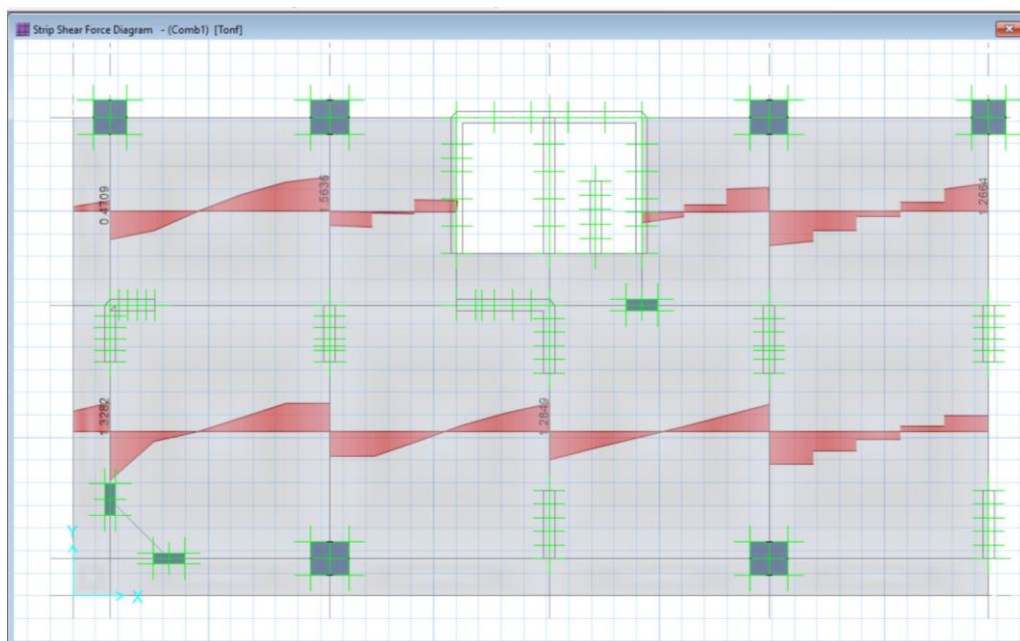


FIGURA Nro. 3 -25: DIAGRAMA DE CORTANTES PARA LOSA ALIGERADA

TABLA Nro. 3 -57: MOMENTOS LOSA UNIDIRECCIONAL -

MOMENTOS EN TON F-M							
A	B	C	D	E			
1	0.32	1.27	1.24	0.48	0.28	1.25	1.1
	1.03		0.03		0.27		1.36
2	0.66	1.26	1.1	1.25	1.25	1.17	1.49
	0.78		0.54		0.52		1.05
3							

El acero de refuerzo superior, por momento negativo, se podrá trabajar con acero 1/2” + 3/8”. El acero inferior soporta momento positivo, se podrá trabajar con acero de igual manera 1/2” + 3/8” requerido para el diseño en los tramos más críticos siendo los tramos como momentos mayores a 1.1 tonf –m, y la fuerza cortante por vigueta es superior a la fuerza cortante última. Cuyos cálculos e muestran a continuación.

Considerando la luz mayor se tiene:

$$L = 4.87$$

$$h \geq \frac{L}{25} \quad h \geq \frac{4.87}{25} = 0.195 \text{ m}$$

donde adoptaremos el valor superior de 0.25 m

Calculo del peralate efectivo

$$d = h - \text{rec}$$

$$d = 25.00 - 3.00 = 22.00 \text{ cm}$$

Resistencia del concreto $F_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia de la fluencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Phi = 0.90$$

Momento ultimo

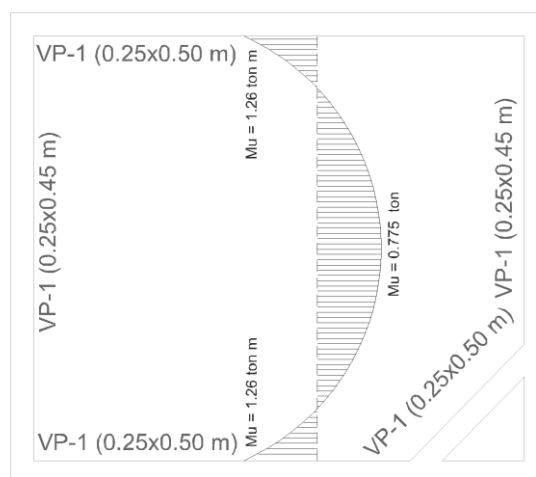


FIGURA Nro. 3 -26: ANÁLISIS MOMENTO EN VIGUETAS

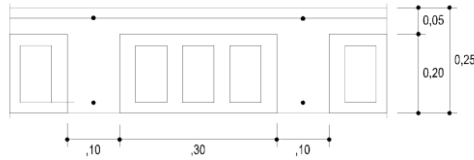


FIGURA Nro. 3 -27 SECCIÓN DE VIGUETAS

Momento max (+) $M_u = 1.26$ tom.

Momento max (-) $M_u = 0.775$ tom

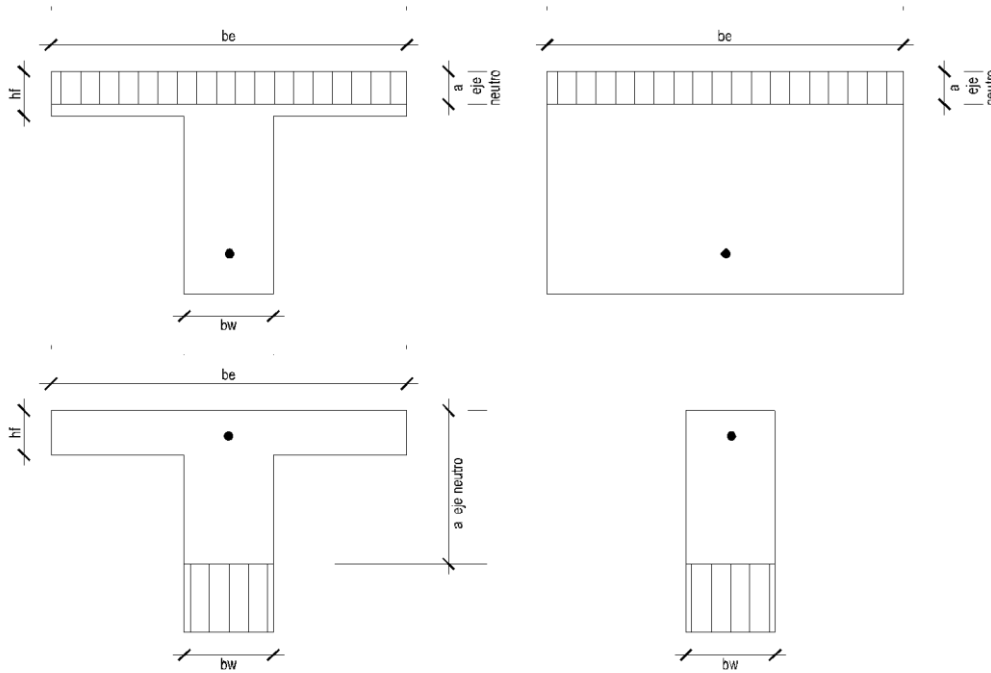


FIGURA Nro. 3 -28 SECCIONES DE ANÁLISIS DE VIGUETAS

Momento max (+) $M_u = 0.78$ tom

Bloque de compresiones = 40cm

$$a = \frac{d}{5} = 4.4$$

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{77500}{0.90 * 4200 \left(22 - \frac{4.4}{2}\right)} = 1.03548$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{1.03548 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 0.45683$$

$$A_s = \frac{140000}{0.90 * 4200 \left(22.5 - \frac{0.4568}{2}\right)} = 0.94172$$

$$a = \frac{0.94172 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 0.41546$$

Iterando 4 veces mas se obtiene

$$A_s = \frac{140000}{0.90 * 4200 \left(22.5 - \frac{0.4150}{2}\right)} = 0.94081$$

$$a = \frac{0.94081 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 0.4156$$

$$A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d = 0.0155 * 10 * 25 = 3.875 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0018 * 10 * 25 = 0.45$$

Verificamos la cuantía de a adoptar y será la cuantías calculadas.

En entonces asumiremos acero 1Φ1/2

Momento max (-) Mu = 1.26 tom

Bloque de compresiones = 10cm

$$a = \frac{d}{5} = 4.4$$

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{126000}{0.90 * 4200 \left(22 - \frac{4.4}{2}\right)} = 1.6835$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{1.6835 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 2.9708$$

$$A_s = \frac{126000}{0.90 * 4200 \left(22.5 - \frac{2.9708}{2}\right)} = 1.6248$$

$$a = \frac{1.6248 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.8674$$

Iterando 4 veces mas se obtiene

$$A_s = \frac{126000}{0.90 * 4200(22.5 - \frac{2.8596}{2})} = 1.6204$$

$$a = \frac{1.6204 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.8596$$

$$A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d = 0.0155 * 10 * 25 = 3.875 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0018 * 10 * 25 = 0.45$$

Verificamos la cuantía de a adoptar y será la cuantías calculadas.

En entonces asumiremos acero 1Φ1/2+1Φ3/8

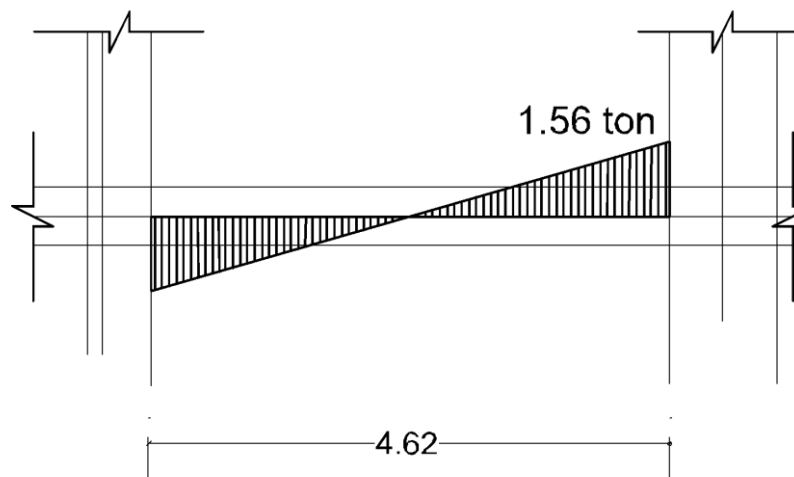


FIGURA Nro. 3 -29 SECCIONES DE ANÁLISIS DE VIGUETAS

$d = h - \text{rec}$

$$d = 25.00 - 3.00 = 22.00 \text{ cm}$$

Resistencia del concreto $F_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia de la fluencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} * b * d \quad V_c = 0.53 \sqrt{280} * 22 * 10 = 1.951 \text{ ton}$$

Donde $v_u \leq v_c$ por lo que no es necesario

TABLA Nro. 3 -58: REQUERIMIENTO DE ACERO -

DATOS PARA EL DISEÑO:			DATOS PARA EL DISEÑO:		
MOMENTO	1.49	tom-m	MOMENTO	1.1	tom-m
b	10	cm.	b	10	cm.
h	30	cm.	h	30	cm.
d	27.5	cm.	d	27.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	2.5		rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "	3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "	
RESULTADOS			RESULTADOS		
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"		Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"	
Espaciamiento			Espaciamiento		
CALCULOS			CALCULOS		
Mumax (kg-Cm)	149000		Mumax (kg-Cm)	110000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.006122153		ρ req =	0.004450312	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm2	As max = ρ max*b*d	4.263	cm2
As min = ρ min*b*d	0.495	cm2	As min = ρ min*b*d	0.495	cm2
Asrequerido	1.68	cm2	Asrequerido	1.22	cm2
As adoptado	1.684	cm2	As adoptado	1.224	cm2

TABLA Nro. 3 -59: REQUERIMIENTO DE ACERO POR CORTANTE-

1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	10		
d	27.5		
Vc =	2,112.12	kg	
Vu=	1,563.60	kg	
Vn=	1,839.53	kg	
Vc	>	Vn	Cumple

Refuerzo por contracción y temperatura

Según las recomendaciones tenemos del cálculo una varilla ¼”, espaciado a 0.25 m.

TABLA Nro. 3 - 60: ACERO POR TEMPERATURA EN LOSA SUPERIOR

ACERO DE TEMPERATURA	
REFUERZO	0.9 CM 2
DIMENSION	1/4"
CANTIDAD DE ACERO POR M. SEPARACION REQUERIDA	
S=	33.33 CM
S max=	0.25 CM

Fuente: Elaboración propia

El acero de refuerzo superior, por momento negativo, se podrá trabajar con acero $2@5/8'' + 2@3/4''$. El acero inferior soporta momento positivo, se podrá trabajar con acero de igual manera $4@1/2''$, en el diseño por cortante el requerimiento es de $1\Phi3/8@5\text{cm}+13\Phi3/8@10\text{cm}+\Phi3/8@5\text{cm}+1\Phi3/8@15\text{cm}+\Phi3/8@20\text{cm}+\text{resto } \Phi3/8@30\text{ cm}$ cuyos cálculos se presenta en las tablas siguientes.

Tramo en el eje d - d entre tramos de 1-2

Viga pre-dimensionamiento

$$\alpha = 12$$

$$h \geq \frac{L_n}{\alpha} \rightarrow \rightarrow \rightarrow h \geq \frac{5.65}{12} \geq 0.47\text{ m.}$$

Donde asumimos 0.50 m.

Para la base se tiene:

Ancho tributario =4.87

$$b = \frac{4.87}{20} = 0.243 \quad \wedge \quad b \geq \frac{h}{2} = \frac{0.50}{2} \geq 0.25\text{ m} \quad b \leq \frac{2h}{3} = \frac{1.00}{3} \leq 0.33\text{m}$$

Donde asumimos 0.25 m.

Cálculo del peralte efectivo

$d=h-\text{rec} - \text{din estribo}$

$$d = 50.00 - 4.00 - 0.95 = 45.05\text{ cm}$$

Resistencia del concreto $F_c = 280.00\text{ kg/cm}^2$.

Resistencia de la fluencia del acero $F_y = 4200\text{ kg/cm}^2$.

$$\Phi = 0.90$$

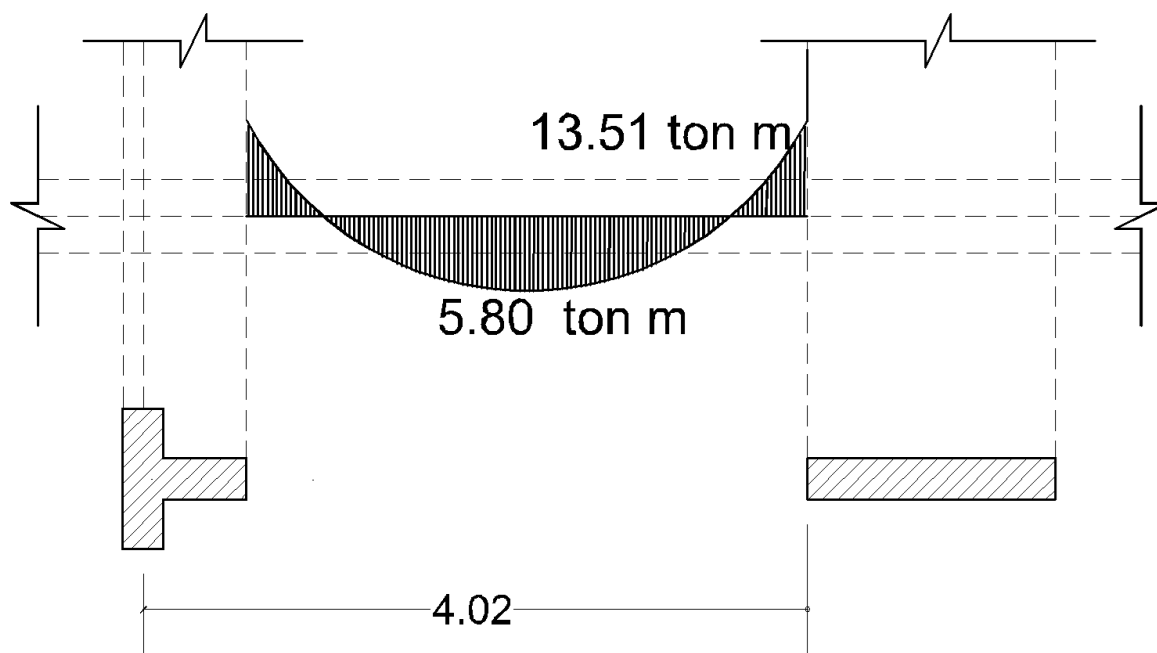


FIGURA Nro. 3 -32 DIAGRAMA MOMENTOS DE LA SECCIÓN A ANALIZAR

Momento max (+) $M_u = 13.51$ ton.

Momento max (-) $M_u = 5.80$ ton

$$a = \frac{d}{5} = 9.1$$

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{580288.03}{0.90 * 4200 (45.05 - \frac{9.1}{2})} = 3.7488$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{3.7488 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.6462$$

$$A_s = \frac{580288.03}{0.90 * 4200 (45.05 - \frac{0.72}{2})} = 3.8611$$

$$a = \frac{3.8611 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.7255$$

Iterando 4 veces más se obtiene

$$a = \frac{3.8647 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.7280$$

$$A_s = \frac{580288.03}{0.90 * 4200(45.05 - \frac{0.7237}{2})} = 3.8647 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ requerido} = 3.8647 \text{ cm}^2$$

cuantía requerida

$$\rho = \frac{3.86}{45.05 * 25} = 0.00343$$

$$A_{s \text{ max}} = \rho_{\text{max}} * b * d = 0.0155 * 45.05 * 25 = 17.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho * b * d = 0.0018 * 45.05 * 25 = 2.027 \text{ cm}^2$$

donde se asume $2\Phi 5/8$

Verificación del peralte

$$M_n = \phi f_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.00343 * \frac{4200}{280} = 0.0515$$

$$580288.03 = 0.9 * 280 * d^2 * 25 * 0.0515(1 - 0.59 * 0.015)$$

$$d^2 = 1844.58$$

$$d = 42.95 \text{ cm}$$

Donde se verifica y es menor al peralte asumido y cumple con la condición mínima.

Calculo de acero positivo.

$$a = \frac{d}{5} = 9.1$$

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{1350524.55}{0.90 * 4200(45.05 - \frac{9.1}{2})} = 8.812$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 f_c * b} = \frac{8.812 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 6.22202$$

$$As = \frac{1350524.55}{0.90 * 4200(45.05 - \frac{6.222}{2})} = 9.465 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{9.465 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 6.681$$

Iterando 4 veces más se obtiene

$$a = \frac{9.522 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 6.721$$

$$As = \frac{1350524.55}{0.90 * 4200(45.05 - \frac{6.721}{2})} = 9.522 \text{ cm}^2$$

As requerido = 1.03

cuantía requerida

$$\rho = \frac{9.522}{45.05 * 25} = 0.00854$$

$$As_{\max} = \rho_{\max} * b * d = 0.0155 * 45.05 * 25 = 17.456 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0018 * 45.05 * 25 = 2.027 \text{ cm}^2$$

donde se asume $2\Phi 5/8 + 2\Phi 3/4$

Verificación del peralte

$$Mn = \phi f_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f_c} = 0.00854 * \frac{4200}{280} = 0.128$$

$$1350524.55 = 0.9 * 280 * d^2 * 25 * 0.128 (1 - 0.59 * 0.128)$$

$$d^2 = 1811.5567$$

$$d = 42.562 \text{ cm}$$

Donde se verifica y es menor al peralte asumido y cumple con la condición mínima.

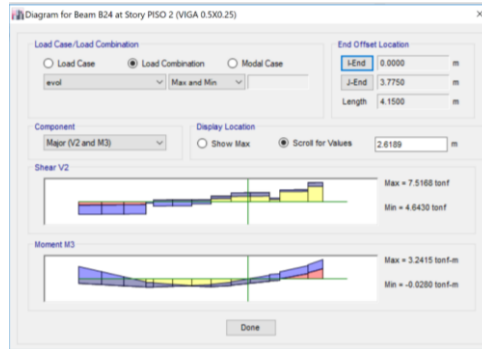


FIGURA Nro. 3 -32 a DIAGRAMA MOMENTOS DE LA SECCIÓN A ANALIZAR

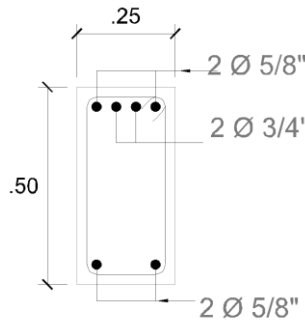


FIGURA Nro. 3 -32 b SECCIÓN DE VIGA

$$As = \frac{Mu}{\theta * fy \left(d - \frac{a}{2}\right)} \Rightarrow Mu = As(\theta * fy \left(d - \frac{a}{2}\right))$$

Calculo del momento nominal máximo soportado por sección.

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

$$a = \frac{As * fy}{0.85 fc * b} = \frac{2 * 2.84 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 5.35 \text{ cm}$$

$$Mu = As \left(\theta * fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 2 * 2.84 * \left(0.9 * 4200 \left(45.05 - \frac{5.35}{2} \right) \right)$$

$$Mu = 5.68(3780 * 42.375) = 909808 \text{ kg} - \text{cm}$$

Calculo del momento remanente

$$1350524.25 - 909808.20 = 440716.05 \text{ kg} - \text{cm}$$

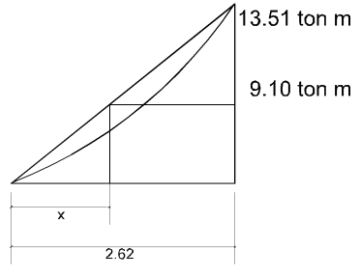


FIGURA Nro. 3 -32 c SECCIÓN DE MOMENTOS

$$\frac{2.62}{13.51} = \frac{x}{9.10} \Rightarrow x = 1.76 \text{ cm}$$

Calculo de longitud de desarrollo

$$l_d = \frac{f_y * \psi_e * \psi_t}{8.2 * \sqrt{280}}$$

$$f_y = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\psi_e = 1.3 \text{ sin tratamiento}$$

$$\psi_t = 1 \text{ barra superior}$$

$$l_d = \frac{4200 * 1 * 1.3}{8.2 * \sqrt{280}} = 39.79 \text{ cm}$$

$$d = 40.05 \text{ cm}$$

$$12db = 1.91 * 12 = 22.92 \text{ cm}$$

$$l_d > 30 \text{ cm}$$

Donde se toma el mayor será de d=40.05 asumiremos 41 cm

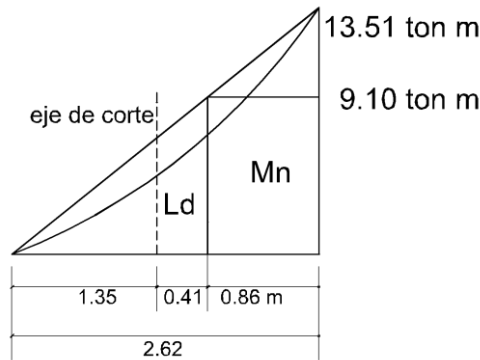


FIGURA Nro. 3 -32 d SECCIÓN DE CORTE

Donde el corte se realizara en a 1.27

DISEÑO POR CORTANTE

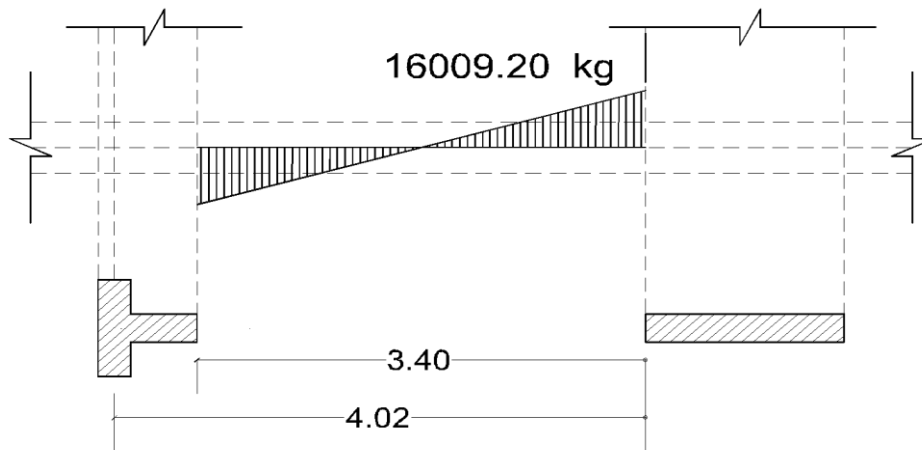


FIGURA Nro. 3 -33 DIAGRAMA DE CORTANTES DE LA SECCIÓN A ANALIZAR

Calculo de la cortante para diseño sismo resistente.

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

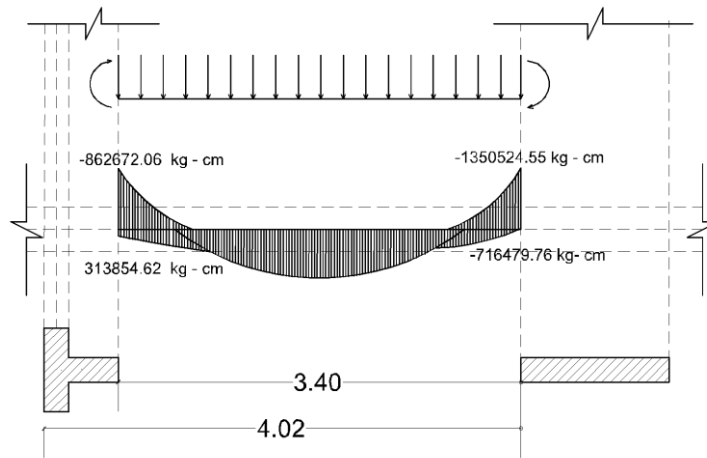


FIGURA Nro. 3 -33 a DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA SECCIÓN A ANALIZAR

Combinación 1

$$\frac{W_u * L_n}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (4.87)) * 3.40}{2 * 1000} = 12.076$$

$$V_{ui} = \frac{-8.63 - 7.16}{3.40} + 12.076 = 7.43 \text{ tom}$$

Combinación 2

$$\frac{W_u * L_n}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (5.85/2)) * 4.08}{2 * 1000} = 12.076$$

$$V_{ui} = \frac{3.14 - 13.51}{3.40} + 12.076 = 9.026 \text{ ton}$$

De ambas combinaciones se toma el mayor que será de 9.026 ton

Se realiza el calculo de la cortante con los aceros calculados

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \Rightarrow M_u = A_s(\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right))$$

Calculo del momento nominal máximo soportado por sección.

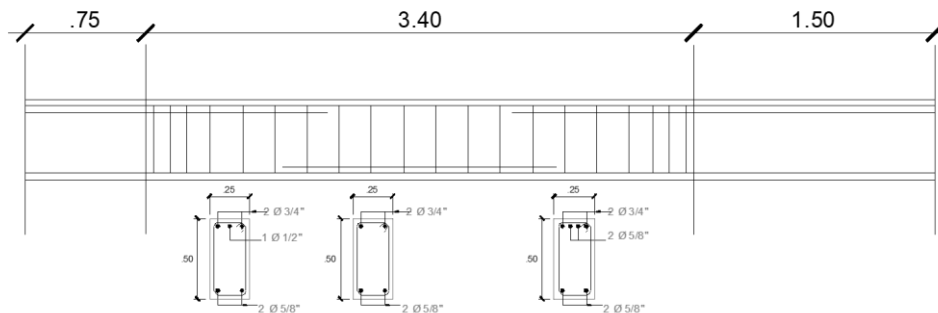


FIGURA Nro. 3 -33 b DISPOSICIÓN DE ACEROS EN LA VIGA ANALIZADA

Calculo del momento soportado por los aceros calculados para el análisis de cortante por requerimiento sísmico

Análisis para los aceros 2@5/8” + 2@3/4”.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{2 * (2.84 + 1.99) * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 6.82 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s \left(\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 2 * (2.84 + 1.99) * (0.9 * 4200 \left(45.05 - \frac{9.092}{2} \right))$$

$$M_u = 9.66 * (3780 * 40.22) = 1468625.265 \text{ kg - cm}$$

$$M_u = -14.69 \text{ ton - m}$$

Análisis para los aceros 2@5/8” .

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{2 * (1.99) * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.81 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s \left(\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 2 * (1.99) * (0.9 * 4200 \left(45.05 - \frac{2.81}{2} \right))$$

$$M_u = 3.98 * (3780 * 40.50) = 647811.864 \text{ kg - cm}$$

$$M_u = +6.48 \text{ ton - m}$$

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

Calculo de la cortante

$$\frac{W_u * L_n}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (4.87)) * 3.40}{2 * 1000} = 12.076$$

$$V_{ui} = \frac{-14.96 + 6.48}{3.40} + 12.076 = 9.58 \text{ ton}$$

Análisis para los aceros 2@3/4" + 1@1/2".

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{(2 * 2.84 + 1.29) * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 5.414 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s \left(\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = (2 * 2.84 + 1.99) * (0.9 * 4200 \left(45.05 - \frac{5.414}{2} \right))$$

$$M_u = 7.67 * (3780 * 41.22) = 1194930.009 \text{ kg - cm}$$

$$M_u = -11.95 \text{ ton - m}$$

Análisis para los aceros 2@5/8".

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{2 * (1.99) * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.81 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s \left(\theta * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 2 * (1.99) * (0.9 * 4200 \left(45.05 - \frac{2.81}{2} \right))$$

$$M_u = 3.98 * (3780 * 40.50) = 647811.864 \text{ kg - cm}$$

$$M_u = +6.48 \text{ ton - m}$$

Calculo de la cortante

$$\frac{W_u * L_n}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (5.85/2)) * 4.08}{2 * 1000} = 12.076$$

$$V_{ui} = \frac{-11.95 + 6.48}{3.40} + 12.076 = 10.47 \text{ ton}$$

Del análisis realizado tomaremos el mayor cortante para el diseño , donde la cortante de diseño obtenida por el programa es de 16.00 ton y por requerimiento sismo resistente es de 10.47 ton por lo que se realizara el análisis con el mayor cortante.

Cálculo del peralte efectivo

d=h- rec - din estribo

$$d = 45.00 - 4.00 - 0.95 = 40.05 \text{ cm}$$

Resistencia del concreto $F_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia de la fluencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} * b * d \quad V_c = 0.53 \sqrt{280} * 45.05 * 25 = 9988.256 \text{ kg}$$

$$\frac{V_c}{2} = 4994.12 \text{ kg}$$

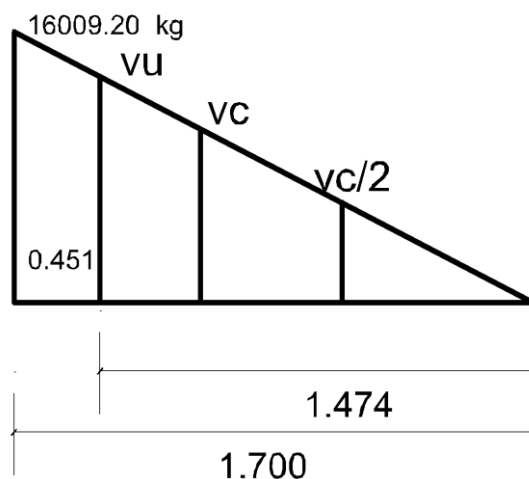


FIGURA Nro. 3 -34 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA

$$\frac{V_u}{1.474} = \frac{16009.20}{1.70}$$

$$V_u = 1.474 * \frac{16009.20}{1.70} = 13880.91$$

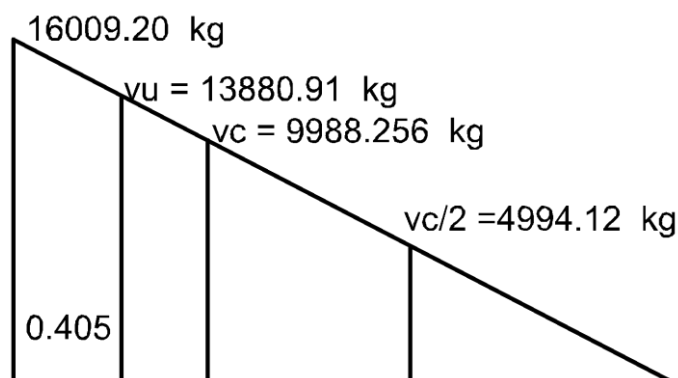


FIGURA Nro. 3 -35 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA FINAL

$$\frac{13880.91}{1.474} = \frac{9988.256}{X_c}$$

$$X_c = \frac{9988.256}{13880.91} 1.474 = 1.06m$$

$$\frac{X_c}{2} = 0.53 m$$

Calcularemos el acero de refuerzo necesario en el tramo entre v_u y v_c

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_{du}}{0.85} - 9988.256 = \frac{13880.9}{0.85} - 9988.256 = 6342.21kg$$

$$V_s < 1.06\sqrt{f_c} b_w d = 17759.36 kg \rightarrow s \leq \frac{d}{2} = 22.52 \text{ o' } 60 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_v F_y d}{v_s} = \frac{1.42 * 4200 * 45.05}{6342.21} = 42.363 \text{ cm}$$

De donde se asume acero de 3/8" @ 22 cm en entre tramo de

Se realiza el análisis para el tramo entre V_c y $V_c/2$ que vendría ser el refuerzo mínimo

$$S_{min} = \frac{A_{v_{min}} * f_y}{3.5 * b} = \frac{2 * 0.71 * 4200}{3.5 * 25} = 68.16 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm} = \frac{45.05}{2} = 22.52 \text{ cm}$$

Asumimos estribos a cada 20 cm

En el tramo entre $V_c/2$ a $d/2$ se utilizará estribo mínimo por lo tanto se tiene lo siguiente

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm} = \frac{40.05}{2} = 22.52 \text{ cm}$$

VIGAS SECUNDARIAS

A = Luz menor del paño= 4.92 m.

$$h \geq \frac{A}{\alpha} = \frac{4.87}{12} \geq 0.41$$

donde asumimos 0.45 m

$$b = 25$$

Cálculo del peralte efectivo

$d = h - \text{rec} - \text{din estribo}$

$$d = 45.00 - 4.00 - 0.95 = 40.05 \text{ cm}$$

Resistencia del concreto $F_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia de la fluencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Phi = 0.90$$

Momento ultimo

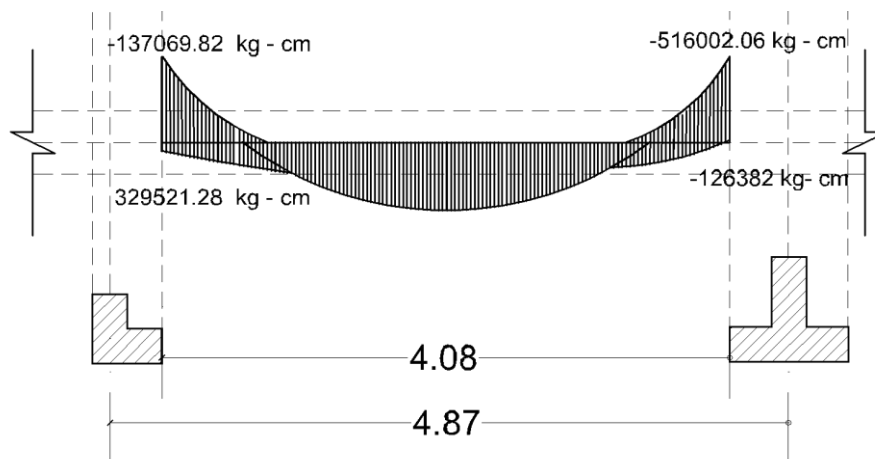


FIGURA Nro. 3 -36 ANÁLISIS DEL MOMENTO DE LA SECCIÓN

Momento max (-) $M_u = 5.16 \text{ ton}$.

Momento max (+) $M_u = 1.0 \text{ ton}$

$$a = \frac{d}{5} = 8.1$$

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{516002.06}{0.90 * 4200 (40.05 - \frac{8.1}{2})} = 3.745$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{3.745 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.644$$

$$A_s = \frac{516002.06}{0.90 * 4200(40.05 - \frac{2.644}{2})} = 3.871$$

$$a = \frac{3.871 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.732$$

Iterando 4 veces más se obtiene

$$a = \frac{3.871 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.736$$

$$A_s = \frac{516002.06}{0.90 * 4200(40.05 - \frac{2.736}{2})} = 3.876 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ requerido} = 3.876 \text{ cm}^2$$

cuantía requerida

$$\rho = \frac{3.876}{40.5 * 25} = 0.00382$$

$$A_{s \text{ max}} = \rho_{\text{max}} * b * d = 0.0155 * 40.5 * 25 = 15.694 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d = 0.0018 * 40.5 * 25 = 1.823 \text{ cm}^2$$

Donde asumimos 2Φ5/8

Verificación del peralte

$$M_n = \phi f_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.00382 * \frac{4200}{280} = 0.0573$$

$$516002.06 = 0.9 * 280 * d^2 * 25 * 0.0573 (1 - 0.59 * 0.0573)$$

$$d^2 = 1479.423$$

$$d = 38.46 \text{ cm}$$

Donde se verifica y es menor al peralte asumido y cumple con la condición mínima.

$$a = \frac{d}{5} = 8.1$$

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{100000}{0.90 * 4200(40.05 - \frac{8.1}{2})} = 0.7258$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f_c * b} = \frac{1.02 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 0.05123$$

$$A_s = \frac{140000}{0.90 * 4200(40.05 - \frac{0.72}{2})} = 0.7304$$

$$a = \frac{1.03 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 0.5156$$

Iterando 4 veces más se obtiene

$$a = \frac{1.0253 * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 0.5156$$

$$A_s = \frac{140000}{0.90 * 4200(40.05 - \frac{0.5156}{2})} = 0.7304 \text{ cm}^2$$

As requerido = 0.73 cm²

cuantía requerida

$$\rho = \frac{0.7304}{40.5 * 25} = 0.00072$$

$$A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d = 0.0155 * 40.5 * 25 = 15.694 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0018 * 40.5 * 25 = 1.823 \text{ cm}^2$$

donde se asume 2Φ5/8

Verificación del peralte

$$M_n = \phi f_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{fc} = 0.00101 * \frac{4200}{280} = 0.011$$

$$100000 = 0.9 * 280 * d^2 * 25 * 0.011 (1 - 0.59 * 0.011)$$

$$d^2 = 1452.42$$

$$d = 38.111 \text{ cm}$$

Donde se verifica y es menor al peralte asumido y cumple con la condición mínima.

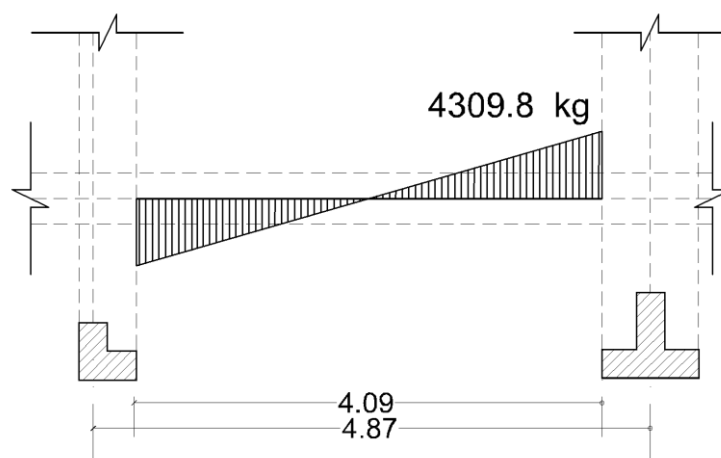


FIGURA Nro. 3 -37 ANÁLISIS DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{Ln} + \frac{W_u * Ln}{2}$$

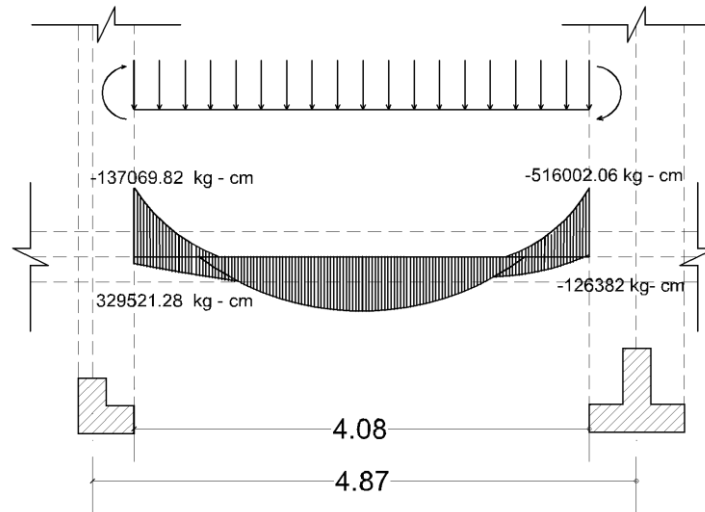


FIGURA Nro. 3 -37 a ANÁLISIS DEL MOMENTO DE LA SECCIÓN

Combinación 1

$$\frac{Wu * Ln}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (5.85/2)) * 4.08}{2 * 1000} = 8.704$$

$$Vui = \frac{-1.4 - 1.26}{4.08} + 8.704 = 8.052 \text{ tom}$$

Combinación 2

$$\frac{Wu * Ln}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (5.85/2)) * 4.08}{2 * 1000} = 8.704$$

$$Vui = \frac{3.3 - 5.2}{4.08} + 8.704 = 8.24 \text{ tom}$$

De ambas combinaciones se toma el mayor que será de 8.24 ton

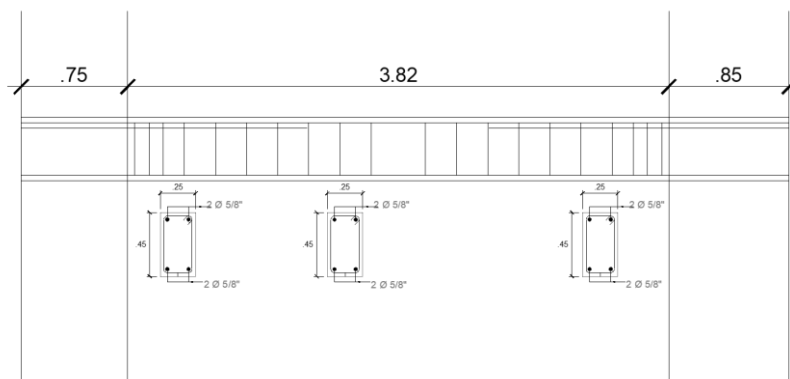


FIGURA Nro. 3 -37 b DISPOSICIÓN DE ACEROS EN LA VIGA ANALIZADA

Calculo del momento soportado por los aceros calculados para el análisis de cortante por requerimiento sísmico

Análisis para los aceros 2@5/8”.

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

$$a = \frac{As * fy}{0.85 fc * b} = \frac{2 * (1.99) * 4200}{0.85 * 280 * 25} = 2.81 \text{ cm}$$

$$Mu = As \left(\theta * fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 2 * (1.99) * (0.9 * 4200 \left(45.05 - \frac{2.81}{2} \right))$$

$$Mu = 3.98 * (3780 * 40.50) = 647811.864 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mu = +6.48 \text{ ton} - \text{m}$$

Calculo de la cortante

$$\frac{Wu * Ln}{2} = \frac{((499.05 + 300.00)1.4 + 200 * 1.7) * (5.85/2)) * 4.08}{2 * 1000} = 8.704$$

$$Vui = \frac{-6.48 + 6.48}{4.08} + 8.704 = 8.704 \text{ tom}$$

Del análisis realizado tomaremos el mayor cortante para el diseño , donde la cortante de diseño obtenida por el programa es de 4.30 ton y por requerimiento sismo resistente es de 8.24 ton por lo que se realizara el análisis con el mayor cortante.

Cálculo del peralte efectivo

d=h- rec - din estribo

$$d = 45.00 - 4.00 - 0.95 = 40.05 \text{ cm}$$

Resistencia del concreto $Fc = 280.00 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia de la fluencia del acero $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$Vc = 0.53 \sqrt{fc} * b * d \quad Vc = 0.53 \sqrt{280} * 40.5 * 25 = 8979.4533$$

$$Vc/2 = 4489.727$$

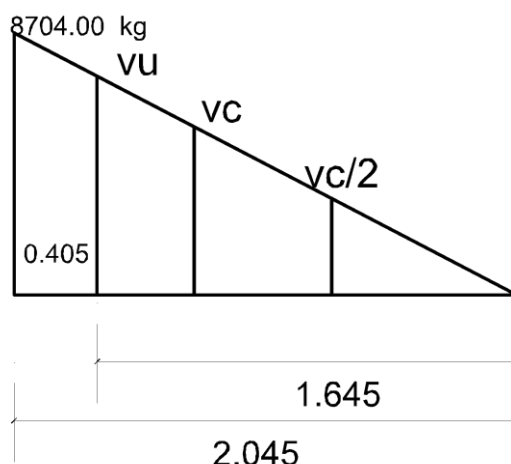


FIGURA Nro. 3 -38 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA

$$\frac{Vu}{1.645} = \frac{8704}{2.045}$$

$$Vu = 1.645 * \frac{8704}{2.045} = 7001.506$$

Del análisis realizado se observa que vc es mayor que vu

En el tramo entre Vu y $Vc/2$ se utilizará estribo mínimo por lo tanto se tiene lo siguiente

$$S_{min} = \frac{Av_{min} * fy}{3.5 * b} = \frac{2 * 0.71 * 4200}{3.5 * 25} = 68.16 \text{ cm}$$

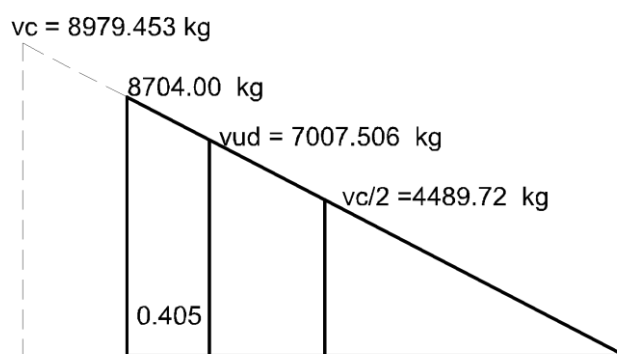


FIGURA Nro. 3 -39 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CORTANTE DE LA SECCIÓN ANALIZADA

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm} = \frac{40.05}{2} = 20.025 \text{ cm}$$

Asumimos estribos a cada 20 cm

En el tramo entre $V_c/2$ a $d/2$ se utilizará estribo mínimo por lo tanto se tiene lo siguiente

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm} = \frac{40.05}{2} = 20.025 \text{ cm}$$

Por lo que el espaciamiento será el primer estribo a 5cm y el resto a 20 cm.

3.3.4. DISEÑO DE COLUMNAS

3.3.4.1. DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN.

A continuación, mostramos el resumen de los esfuerzos que se producen en cada uno de los elementos columna

TABLA Nro. 3 -60: RESUMEN DE LOS ESFUERZOS EN COLUMNA C11

Story	Column	Load Case/Combo	Station Cm	P Ton	V2 ton	V3 ton	T ton	M2 ton-m	M3 ton-m
PISO 2	C11	evol Max	0	-72.5244	4.0972	1.1171	0.136	1.7785	7.1519
PISO 2	C11	evol Max	155	-22.7107	4.0972	1.1171	0.136	0.047	3.8013
PISO 2	C11	evol Max	310	-21.8969	4.0972	1.1171	0.136	-0.1368	0.3961
PISO 2	C11	evol Min	0	-56.5089	-0.1774	0.0454	0.0043	0.0038	-0.1538
PISO 2	C11	evol Min	155	-55.5975	-0.1774	0.0454	0.0043	-0.0665	0.1212
PISO 2	C11	evol Min	310	-54.6861	-0.1774	0.0454	0.0043	-1.6844	-2.5494

Calculo a flexo-compresión

$$M_{cu}=7.1519 \text{ ton – m}$$

$$P_u= 72524.4 \text{ kg}=72.52 \text{ ton}$$

$$K=72524.4/(280*25*45)=0.230$$

$$e=7.1519/72.52=0.0986$$

$$e/t=0.0986/0.450=0.219$$

$$K_{et}=0.230*0.219=0.050$$

en ábaco que nos facilita de diagramas iteración recomendado para las condiciones se observa que esta sobre dimensionado , entonces asumiremos la cuantía mínima 1% . por lo que se asume la siguiente configuración.

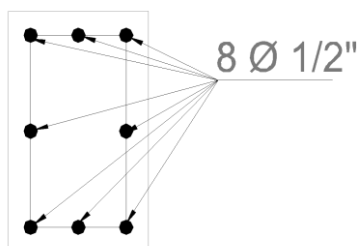


FIGURA Nro. 3 -40 DISPOSICIÓN DE ACEROS

$$A_s = 1\% * bd = 25 * 41 * 0.001 = 10.25cm^2$$

$$A_s \text{ asumido} = 1.29 \text{ cm}^2 * 8 = 10.32 \text{ cm}^2$$

Calculo por cortante de

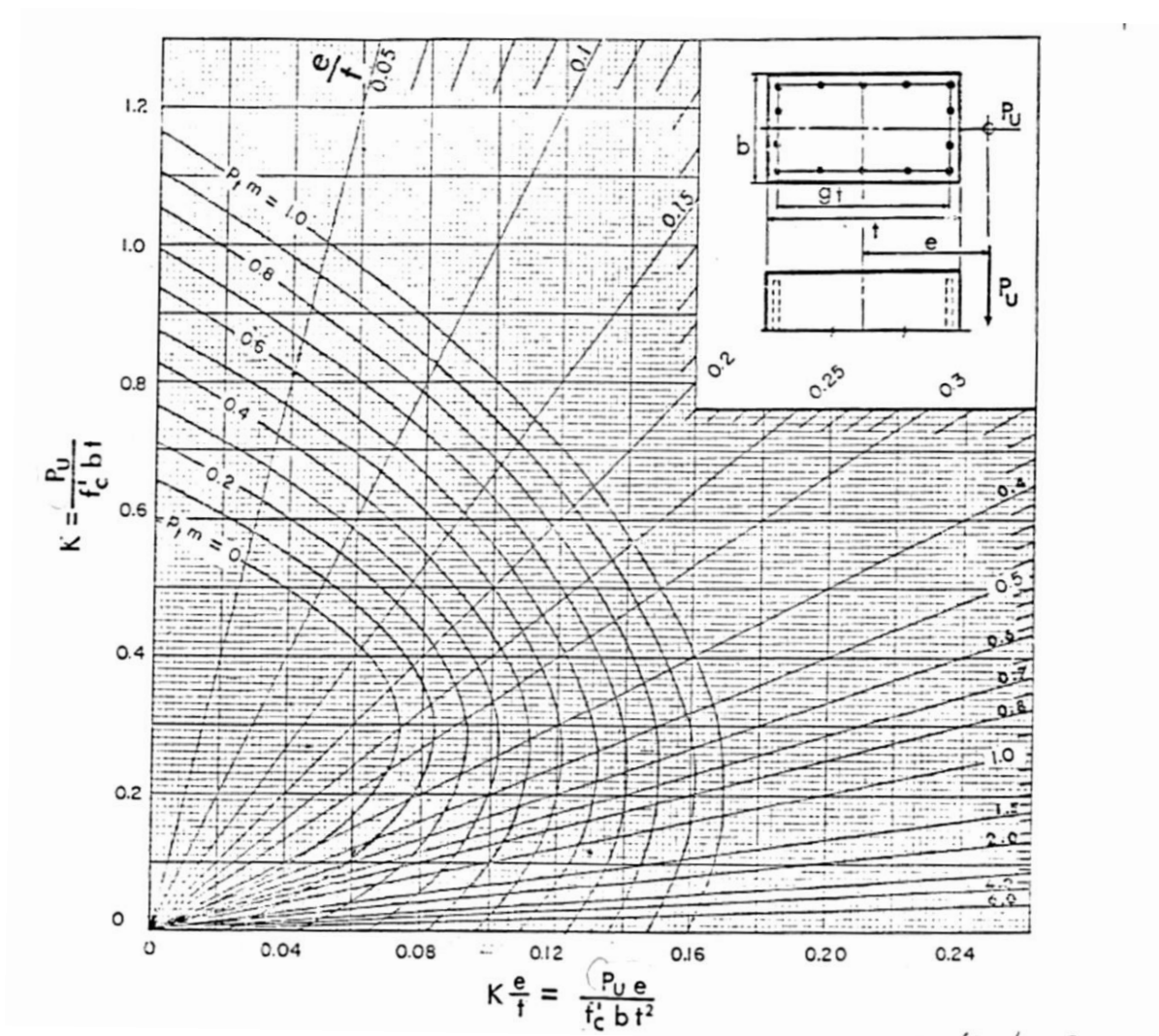


FIGURA Nro. 3 -41 ABACO PARA 280 KG/CM²

Determinación de la zona de confinamiento

Dimensión mayor de base de la columna=0.45m

$H/6=3.5/6=0.58$ m

O min 0.45 m

Zona de confinamiento será de $Z_1= 60$ cm

Zona intermedia será de :

$Z_2=3.00-2 \times 0.6=1.8$ m.

Espaciamiento mínimos de espaciamento

$B/2= 25/2=12.5$ cm

Entonces e asume el espaciamento mínimo de 10 cm

Espaciamento en zona intermedia

$16 db=1.27*16=20.32$

B base menor =25

Menor a 30 cm

Entonces e asume el espaciamento mínimo de 20 cm

Para diseño por corta se tiene

$$V_{c \max} = 0.53 \sqrt{f_c} A_{cv} = 9977.17 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_c > V_u$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} A_{cv} * 0.8 = 7981.74 \text{ kg}$$

Para diseño por corta se tiene

$$V_{c \max} = 0.53 \sqrt{f_c} A_{cv} = 9977.17 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_c > V_u$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} A_{cv} * 0.8 = 7981.74 \text{ kg}$$

Diagrama de interaccion de columnas

Definición de la sección de la columna

25x45 cm

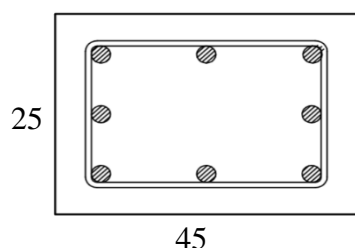


FIGURA Nro. 3 -42 DISPOSICIÓN DE ACEROS DE LA VIDA

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

$$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento libre} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensión del estribo} = 3/8'' = 0.95$$

$$\text{Dimensión del acero de refuerzo} = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$$

$$\epsilon_y = 0.002$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

Resistencia nominal a flexo compresión

$$F_c' = 0.90 F_c = 0.90 \times 280 = 252 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia de diseño } F_c'' = 0.85 F_c' = 0.85 \times 214 = 214 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte efectivo} = b - \text{rec} - \text{diámetro varilla}/2$$

$$d = 25 - (4 + 0.95 + 1.27/2) = 18.78 \text{ cm}$$

$$d = 18.78 \text{ cm}$$

$$\text{varillas en eje Y} = 3$$

$$\text{espaciamiento entre varillas } s = 6.28 \text{ cm}$$

1 .- cálculo del primer punto en el diagrama de interacción

$$\text{carga axial pura} = F_c'' \times \text{área concreto} + F_y \times \text{área del acero}$$

$$P_1 = 214 \times (25 \times 45 - 1.27 \times 8) + 4200 \times 1.27 \times 8 = 281\,367.69 \text{ kg}$$

$$P_1 = 281.37 \text{ ton.}$$

2 .- cálculo del segundo punto en el diagrama de interacción

Falla balanceada

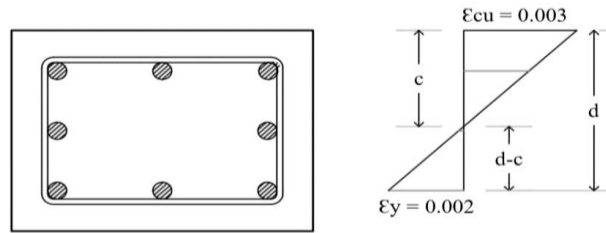


FIGURA No. 3 -43 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

$$c = \frac{d * \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad c = \frac{18.78 * 0.003}{0.003 + 0.002} = 11.26 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * \frac{d - c}{c} \quad \epsilon_{s1} = 0.003 * \frac{18.78 - 11.26}{11.26} = 0.0013$$

$\epsilon_{s1} < \epsilon_y$ no fluye

$$\epsilon_{s2} = 0.003 * \frac{d - c - s}{d - c} \quad \epsilon_{s1} = 0.002 * \frac{18.78 - 11.26 - 6.28}{18.78 - 11.26} = 0.0003$$

$\epsilon_{s2} < \epsilon_y$ no fluye

$$\epsilon_{s3} = 0.003 * \frac{d - c - s}{d - c - s} \quad \epsilon_{s1} = 0.002 * \frac{18.78 - 11.26 - 6.28}{18.78 - 11.26 - 6.28} = 0.002$$

$\epsilon_{s1} \geq \epsilon_y$ punto de fluencia.

Calculo de los esfuerzos en los aceros

$$F_s 1 = 0.0013 \times E_y = 0.0013 \times 2\,100\,000 = 2850.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s 2 = 0.0003 \times E_y = 0.0003 \times 2\,100\,000 = 689.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s 3 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ punto de fluencia}$$

Calculo de las fuerzas en el acero

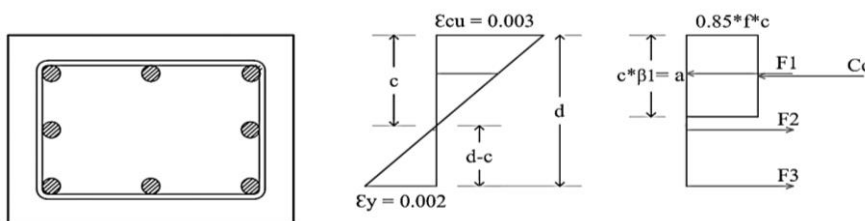


FIGURA No. 3 -43 a DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

$$F1 = 3 A_c \times F_{s1} = 3 \times 1.27 \times 2850/1000 = 10.72 \text{ ton.}$$

$$F2 = 2 A_c \times F_{s1} = 3 \times 1.27 \times 689.75/1000 = 1.75 \text{ ton.}$$

$$F3 = 3 A_c \times F_{s1} = 3 \times 1.27 \times 4200/1000 = 15.96 \text{ ton.}$$

Calculo de la fuerzas en el concreto

$$\beta_1=0.85$$

$$a=11.267 \times 0.85 =9.576525$$

$$C_c = a \times F_c \times b = 9.576525 \times 214 \times 42= 9.308$$

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3 = 92.308124 + 10.72 - 1.75 - 15.96 = 85.32 \text{ ton}$$

Calculo de momentos

Los brazos son al centroide plástico en este caso al ser una sección simétrica se encuentra en el medio del eje donde se analiza.

TABLA Nro. 3 -61: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
92.31	7.712	711.86
10.72	6.28	67.29
1.75	0.00	0.00
15.96	6.28	100.20
Σ Suma		879.34

Calculo de punto 3

Se calculará un punto en zona de tensión

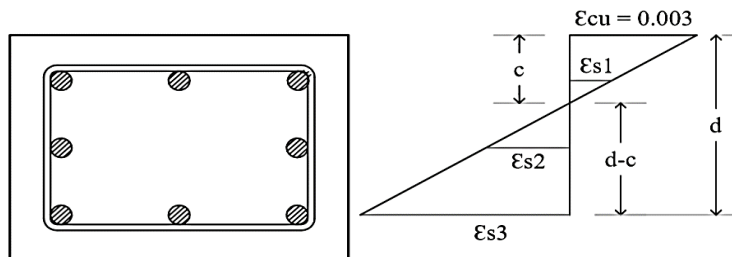


FIGURA Nro. 3 -43 b DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

Realizando los mismos cálculos se para el caso anterior se realiza

Se propone "c":

$$c = 6.22$$

$$\epsilon_{s1} = 0.00000$$

$$\epsilon_{s2} = 0.00303$$

$$\epsilon_{s3} = 0.00605$$

$$\epsilon_{s1} \geq \epsilon_y \text{ punto de fluencia.}$$

Calculo de los esfuerzos en los aceros

$f_{s1} = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_{s2} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_{s3} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

calculo fe fuerzas en el acero

$F1 = 0.00 \text{ Ton}$

$F2 = 10.64 \text{ Ton}$

$F3 = 15.96 \text{ Ton}$

Calculo de la fuerzas en el concreto

$\beta_1 = 0.85$

$a = 5.29 \text{ cm}$

$C_c = 50.98 \text{ Ton}$

$P = 24.38 \text{ Ton}$

Calculo de momentos

Los brazos son al centroide plástico en este caso al ser una sección simétrica se encuentra en el medio dio del eje donde se analiza.

TABLA Nro. 3 -62: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
50.98	9.86	502.45
0.00	6.28	0.00
10.64	0.00	0.00
15.96	6.28	100.20
	Σ Suma	602.65

calculo del cuarto punto en el diagrama de en zona de compresión pura

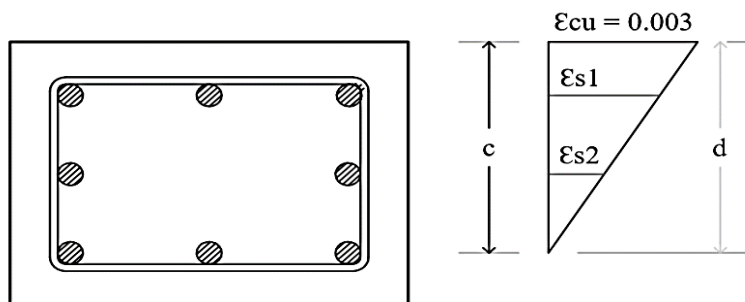


FIGURA Nro. 3 -43 c DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

Se propone "c":

$c = 18.78 \text{ cm}$

$\epsilon_{s1} = 0.0020$

$\epsilon_{s2} = 0.0010$

$\epsilon_{s3} = 0.0000$

$\epsilon_{s1} \geq \epsilon_y$ punto de fluencia.

Calculo de los esfuerzos en los aceros

$f_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f_{s2} = 2106 \text{ kg/cm}^2$

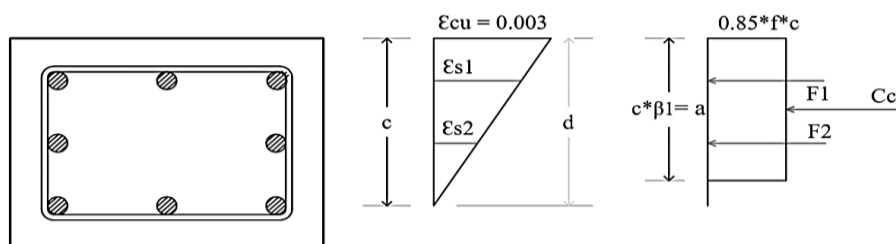


FIGURA Nro. 3 -43 d DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

calculo fe fuerzas en el acero

$F1 = 15.96 \text{ Ton}$

$F2 = 5.34 \text{ Ton}$

Calculo de la fuerzas en el concreto

$\beta1 = 0.85$

$a = 15.96 \text{ cm}$

$Cc = 153.85 \text{ Ton}$

$P = 175.14 \text{ Ton}$

Calculo de momentos

Los brazo son al centroide plástico en este caso al ser una sección simétrica se encuentra en el medio dio del eje donde se analiza.

TABLA Nro. 3 -63: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
	4.52	695.32
	6.28	100.20
153.85	0.00	0.00
	Σ Suma	795.52

calculo del quinto punto en el diagrama de en zona de tensión

Se propone "c":

$c = 10.41$

$\epsilon_{s1} = 0.0012$

$\epsilon_{s2} = 0.0006$

$\epsilon_{s3} = 0.0024$

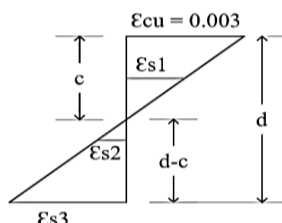
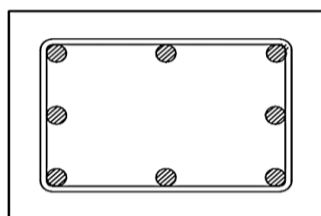


FIGURA Nro. 3 -43 e DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA $\epsilon_{s1} \geq \epsilon_y$ punto de fluencia.

Calculo de los esfuerzos en los aceros

$f_{s1} = 2533.32 \text{ kg/cm}^2$

$f_{s2} = 1266.66 \text{ kg/cm}^2$

$f_{s3} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

calculo fe fuerzas en el acero

$F_1 = 9.63 \text{ Ton}$

$F_2 = 3.21 \text{ Ton}$

$F_3 = 15.96 \text{ Ton}$

Calculo de la fuerzas en el concreto

$\beta_1 = 0.85$

$a = 8.85 \text{ cm}$

$C_c = 85.27 \text{ Ton}$

$P = 75.73 \text{ Ton}$

Calculo de momentos

Los brazo son al centroide plástico en este caso al ser una sección simétrica se encuentra en el medio dio del eje donde se analiza.

TABLA Nro. 3 -64: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
85.27	8.08	688.71
9.63	6.28	60.44
3.21	0.00	0.00
15.96	6.28	100.20
Σ Suma		849.34

calculo del sexto punto en el diagrama de en zona de compresión.

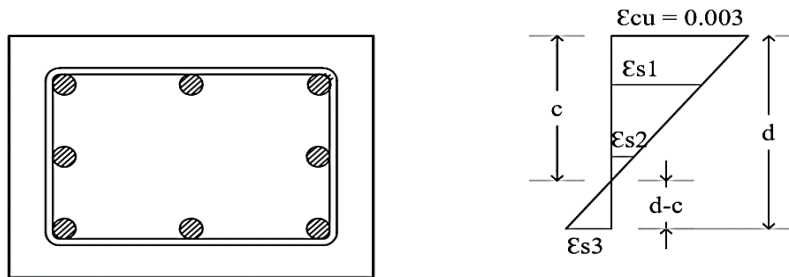


FIGURA Nro. 3 -43 f DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

Se propone "c":

$$c = 14.59$$

$$\epsilon_{s1} = 0.0017$$

$$\epsilon_{s2} = 0.0004$$

$$\epsilon_{s3} = 0.0009$$

$\epsilon_{s1} \geq \epsilon_y$ punto de fluencia.

Calculo de los esfuerzos en los aceros

$$f_{s1} = 3613.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 903.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = 1806.78 \text{ kg/cm}^2$$

calculo fe fuerzas en el acero

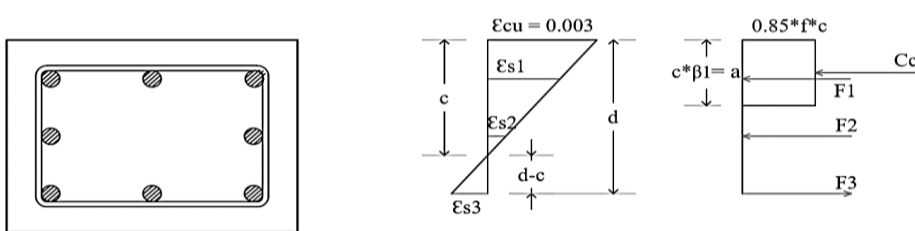


FIGURA Nro. 3 -43 g DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DE SECCIÓN DE VIGA

$$F1 = 13.73 \text{ Ton}$$

$$F2 = 2.29 \text{ Ton}$$

$$F3 = 6.87 \text{ Ton}$$

Calculo de la fuerzas en el concreto

$$\beta_1 = 0.85$$

$a = 12.40 \text{ cm}$

$Cc = 119.56 \text{ Ton}$

$P = 128.71 \text{ Ton}$

Calculo de momentos

Los brazos son al centroide plástico en este caso al ser una sección simétrica se encuentra en el medio dio del eje donde se analiza.

TABLA Nro. 3 -65: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Fuerza (Ton)	Brazo (cm)	Momento (Ton*cm)
119.56	6.30	753.00
13.73	6.28	86.21
2.29	0.00	0.00
6.87	6.28	43.10
Σ Suma		882.31

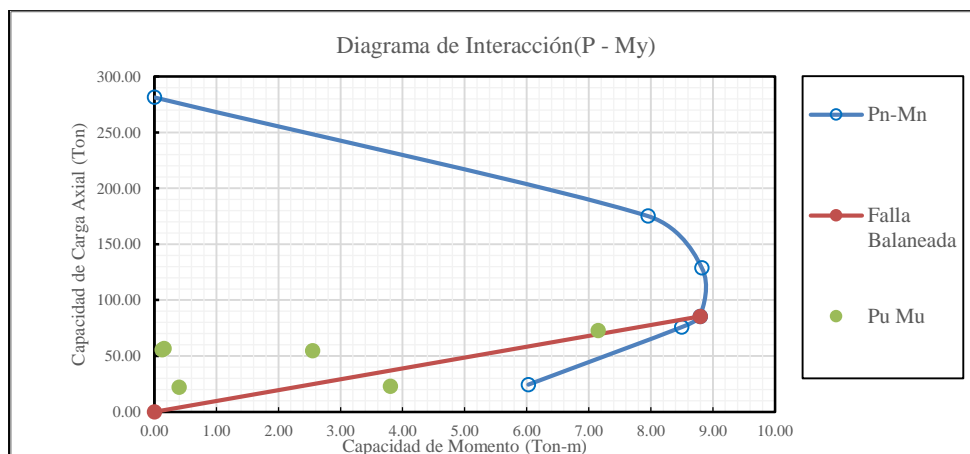


FIGURA Nro. 3 -44 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

TABLA Nro. 3 -66: RESUMEN DE PUNTOS GRAFICADOS

Pn	Mn
281.37	0.00
175.14	7.96
128.71	8.82
85.32	8.79
75.73	8.49
24.38	6.03

Falla balanceada Ton-m

Pn	Mn
85.32	8.79

3.3.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Se cuentan con 04 tipos de placa, a continuación mostraremos el diseño y diagrama de interacción para una de las placas.

TABLA Nro. 3 -66: RESUMEN DE LOS ESFUERZOS EN MURO DE CORTE

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
			Kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
PISO 2	M7	PESO PROPIO	-65525.88	-28.35	-26.21	-387.41	0	-64832.94
PISO 2	M7	CARGA VIVA	-21930.16	124.28	-14.51	-98.45	0	-8486.48
PISO 2	M7	CARGA MUERTA	-58884.93	315.84	-37.21	-237.53	0	-22919.59
PISO 2	M7	CARGA VIVA AZOTEA	-1878.72	-0.23	-0.39	-9.59	0	-1642.37
PISO 2	M7	SISMO X	25545.85	-7777.39	-483.38	17055.66	0	-2375564.7
PISO 2	M7	SISMO Y	21875.69	10525.31	-75.26	1424.3	0	3270181.6
PISO 2	M7	Comb1	-251931.51	824.63	-138.77	-1225.97	0	-154499.6
PISO 2	M7	Comb2	-137853.08	3262.34	-656.54	17563.73	0	772265.15
PISO 2	M7	evol Max	-137853.08	3262.34	-138.77	17563.73	0	772265.15
PISO 2	M7	evol Min	-251931.51	824.63	-656.54	-1225.97	0	-154499.6

Calculo a flexo-compresión

$$M_{cu} = 772265.15 \text{ kg-cm} = 7.723 \text{ ton} - \text{m}$$

$$P_u = 137853.08 \text{ kg} = 137.853$$

$$K = 137853.08 / (280 * 25 * 45) = 0.438$$

$$e = 7.723 / 137.853 = 0.0560$$

$$e/t = 0.0560 / 0.450 = 0.12$$

$$K_{et} = 0.12 * 0.438 = 0.0252$$

en abaco que nos facilita de diagramas iteración recomendado para las condiciones se observa que esta sobre dimensionado, entonces asumiremos la cuantía mínima 1% .

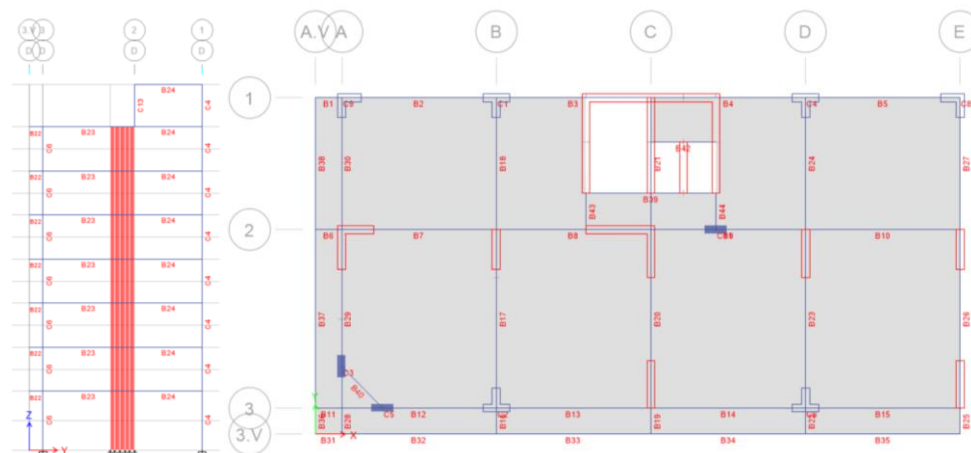


FIGURA Nro. 3 -45 PLANTA Y EJE DONDE SE ANALIZA

De los datos obtenidos se verifica

Cortante base es de 3262.24 kg

M3 momento máximo es de 772265.15 kg-cm

La mayor carga axial peso de la edificación =251931.51 kg

Fc=280

Fy=4200

Con una altura total de 22.40 m. y un total de 8 niveles y un largo de 1.25 m. donde $h/L > 1$ por lo tanto se tiene realizar el análisis mediante el análisis de diagrama de interacción y el análisis de flexo compresión

$$Mu = \phi Fy As (0.9 L)$$

$$772265.15 = 0.9 * 4200 * As (0.9 * 125)$$

$$As = 1.81 \text{ cm}^2$$

Por diseño a flexo compresión se tiene que el refuerzo vertical mínimo tiene una cuantía de :

$\rho = 0.0012$ para varillas menores a N° 5

$$As = 0.0015 * 125 * 25 = 4.688$$

Verificación de necesidad de elementos de confinamiento

Se evaluara la necesidad de elementos de confinamiento.

$$Ag = 125 * 25 = 3125 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{25 * 125^3}{12} = 4069010.41 \text{ cm}^4$$

$$f_c = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * \frac{Lw}{2}}{Ig} = \frac{251931.51}{3125} + \frac{772265.15 * \frac{125}{2}}{4069010.41} = 92.48 \text{ kg/cm}^2$$

$f_c = 92.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 0.2 * 280 = 56 \text{ kg/cm}^2$ es necesario elementos de confinamiento.

Según el e-060 el espaciamiento mínimo de nervios de acero para columnas es de 15 cm por lo que se propondrá las columnas de confinamiento con un espaciamiento de 15 cm y dimensiones de 25 x 30

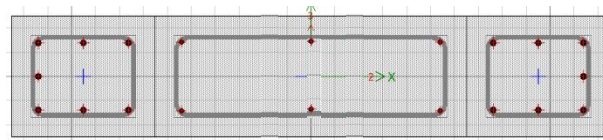


FIGURA Nro. 3 -46 MURO DE CORTE INICIAL

DETERMINACIÓN DE LOS REFUERZOS DEL MURO Y COLUMNA DE CONFINAMIENTO.

Determinación de los requerimientos mínimos

A) Verificar si requiere refuerzo en dos capas

$$V_c < 0.53 \sqrt{f_c} A_{cv} = 27714.363 \text{ kg}$$

$$v_c = 10525.31$$

Esto indicaría que no es necesario refuerzo en 2 capas sin embargo es necesario ya que la separación es mayor 15 cm .

Por otro lado de este análisis se verifica que es necesario el requerimiento mínimo de acero en ambos sentidos,

Determinación de acero longitudinal

$$\rho_v = \frac{A_{sz}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Donde el espaciamiento máximo = 45 cm o $3h = 0.25 * 3 = 75 \text{ cm}$

$$A_v = 25 * 65 = 1625 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 * 1625 = 4.063 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de 3/8 en 2 capas el área de acero que contendría sería de 1.42

Espaciamiento será de $s = 4.063 / 1.42 = 2.861$

Ase asume 3 nervios cuyo

TABLA Nro. 3 -67: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Point	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
1	412829.7	0	0
2	412829.7	0	3276587.74
3	401978.73	0	5518355.15
4	348346.51	0	7146706.87
5	293141.49	0	8173617.51
6	235772.49	0	8615000.46
7	213217.53	0	9714273.28
8	181990.91	0	10139824.7
9	109684.25	0	7834184.08
10	31205.06	0	4426777.89
11	-47836.86	0	0

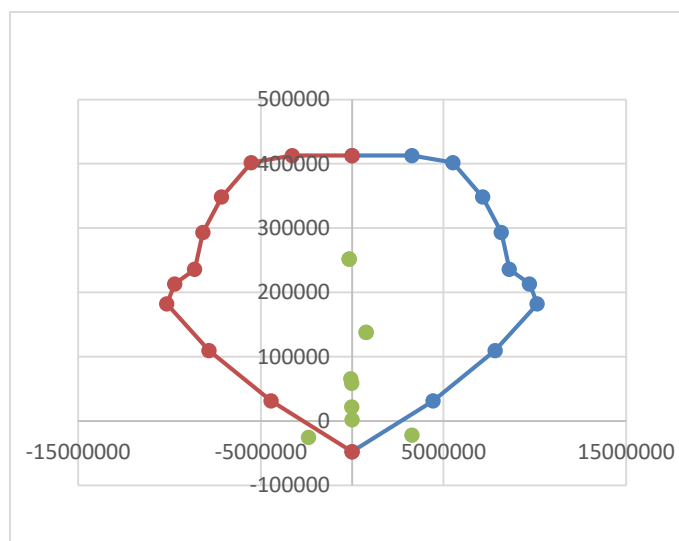


FIGURA Nro. 3 -47 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Realizando el análisis del diagrama de interacción se verifica que los puntos en las zona de tensión no cumplen con los requerimientos de sismo por lo que se decide aumentar la cuantía y se obtiene lo siguiente

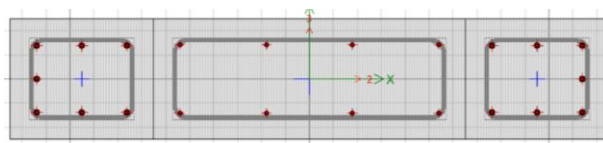


FIGURA Nro. 3 -48 MURO DE CORTE FINAL

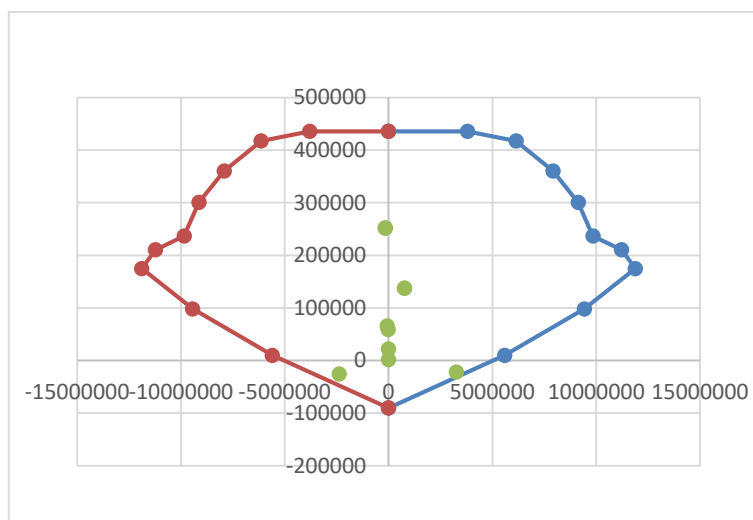


FIGURA Nro. 3 -49 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CORREGIDO

TABLA Nro. 3 -68: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Curve #1 0 deg			
Point	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
1	436011.65	0	0
2	436011.65	0	3802574.19
3	417559.24	0	6141122.12
4	360567.22	0	7914181.45
5	300827.9	0	9135806.92
6	236827.88	0	9847445.41
7	210671.34	0	11226428.6
8	174988.46	0	11890142.7
9	98312.11	0	9436899.04
10	9925.75	0	5595752.87
11	-90358.51	0	0

TABLA Nro. 3 -69: MOMENTOS PARA UBICAR EL PUNTO DEL DIAGRAMA

Curve #13 180 deg			
Point	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
1	436011.65	0	0
2	436011.65	0	-3802574.19
3	417559.24	0	-6141122.12
4	360567.22	0	-7914181.45
5	300827.9	0	-9135806.92
6	236827.88	0	-9847445.41
7	210671.34	0	-11226428.61
8	174988.46	0	-11890142.72
9	98312.11	0	-9436899.04
10	9925.75	0	-5595752.87
11	-90358.51	0	0

Diseño por cortante

Según la norma se tiene

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Analizamos las curva y aproximaremos el grafico mediante una regresión para obtener el momento Mua correspondiente a los momentos Mn calculados , para esto

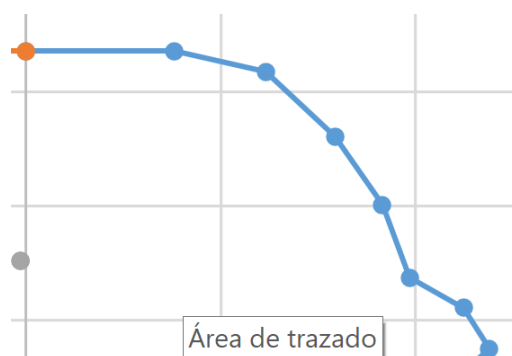


FIGURA Nro. 3 -50 a ZONA DE DIAGRAMA PARA LA REGRESIÓN

Cuya ecuación obtenida es:

$$x = -3.14114048324002 * 10^{-24} y^6 + 5.67248896467498 * 10^{-18} y^5 - 4.20442957911872 * 10^{-12} y^4 + 1.63488716870596 * 10^{-6} y^3 - 0.35120564149027 y^2 + 39433.9497299971 x - 1792863380.90946$$

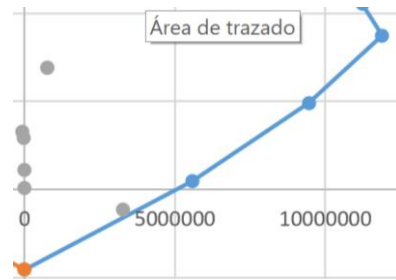


FIGURA Nro. 3 -50 b ZONA DE DIAGRAMA PARA LA REGRESIÓN

$$X = -1.52420026734691 \cdot 10^{-11}y^3 - 0.0000651342184749823y^2 + 50.6722669810737y + 5099224.57763726$$

Donde x será el momento, Y se presión en la sección

Con esto se calcula lo siguiente

TABLA Nro. 3 -70: CALCULO DE MOMENTOS Y CORTANTE PARA DISEÑO

	lm	em	fc	vua	mua	p	mur	Mur/ mua	vu
PESO PROPIO	0.95	0.25	280	28.35	64832.94	436011.65	2716124.395	6	200.12
CARGA VIVA	0.95	0.25	280	124.28	8486.48	21930.16	8827128.028	6	877.27
CARGA MUERTA	0.95	0.25	280	315.84	22919.59	58884.93	11220138.14	6	2229.46
VIVA AZOTEA	0.95	0.25	280	0.23	1642.37	1878.72	7420276.544	6	1.62
SISMO X	0.95	0.25	280	7777.39	2375564.73	-25545.85	5375009.395	2.26	20702.72
SISMO Y	0.95	0.25	280	10525.31	3270181.6	-21875.69	5656748.039	1.72	21419.58
Comb1	0.95	0.25	280	824.63	154499.6	251931.51	13509167.46	6	5820.92
Comb2	0.95	0.25	280	3262.34	772265.15	137853.08	15438353	6	23028.28
evol Max	0.95	0.25	280	3262.34	772265.15	137853.08	15438353	6	23028.28
evol Min	0.95	0.25	280	824.63	154499.6	251931.51	13509167.46	6	5820.92

En la norma indica Mur/Mua no puede ser mayor a R=6 por lo que en los casos que se a mayor se consideró 6.

Calculamos vc

$$Vc < 0.53 \sqrt{fc} Acv * 0.8 = 22171.49 \text{ kg}$$

En la norma E-060 indica αc es 0.8 para $hm/lm \leq 1.5$ y de 0.53 para $hm/lm \leq 2.0$.

$$\frac{Mn}{Mua} = \frac{2240}{125} = 17.92 \quad \alpha c = 0.53$$

$$Vc_{max} = \alpha c \sqrt{fc} Acv = 27714.363 \text{ kg}$$

$$Vs = Vu - Vc$$

$$Vs_{max} = 2.1 \sqrt{fc} Acv$$

En siguiente tabla se presenta el cálculo para todos los datos obtenidos.

TABLA No. 3 -65: CORTANTE DE DISEÑO PARA CALCULO DEL REFUERZO

condición de carga	Fc	Vua	mua	P kgf	Mur kg-cm	mur/ mua	Vu kgf	Vc kgf	hm/ lm	Ac	vc max	Vs kgf	vs max kgf
PESO PROPIO	280	28.35	64832.94	436011.65	2716124.40	6.00	200.12	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
CARGA VIVA	280	124.28	8486.48	21930.16	8827128.03	6.00	877.27	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
CARGA MUERTA	280	315.84	22919.59	58884.93	11220138.14	6.00	2229.46	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
CARGA VIVA AZOTEA	280	0.23	1642.37	1878.72	7420276.54	6.00	1.62	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
SISMO X	280	7777.39	2375564.73	-25545.85	5375009.39	2.26	20702.72	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
SISMO Y	280	10525.31	3270181.60	-21875.69	5656748.04	1.73	21419.58	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
Comb1	280	824.63	154499.60	251931.51	13509167.46	6.00	5820.92	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63
Comb2	280	3262.34	772265.15	137853.08	15438353.00	6.00	23028.28	22171.49	17.92	0.53	27714.36	856.79	109811.63
evol Max	280	3262.34	772265.15	137853.08	15438353.00	6.00	23028.28	22171.49	17.92	0.53	27714.36	856.79	109811.63
evol Min	280	824.63	154499.60	251931.51	13509167.46	6.00	5820.92	22171.49	17.92	0.53	27714.36		109811.63

Calculando el refuerzo trasversal necesario ;la norma indica que la cuantía mínima horizontal es de 0.0020 y el espaciamiento mínimo no debe exceder de 40 cm ni tres veces el espesor del muro.

$$Vs = Acw \rho v fy$$

$$\rho h = \frac{Vs}{Acw * fy} = \frac{859.79}{25 * 125 * 4200} = 0.000013$$

Por lo que usaremos la cuantía mínima

El espaciamiento de acero será

$$Sh = \frac{2 Avs}{Em * \rho} = \frac{2 * 0.71}{25 * 0.0020} = 28.400$$

Por lo que asumimos el espaciamiento menor que será de 3/8” a cada 28 cm.

3.3.6. DISEÑO DE ESCALERAS

Se trata de escalones en los que los escalones están apoyadas en uno de sus extremos, dando lugar a una armadura transversal.

Para lo cual la analizaremos como si se tratara de una viga rectangular, en ella cargaremos las cargas muertas y cargas vivas que existen.

Se tiene un cálculo manual en Excel que nos proporciona los momentos y la cuantía de acero,.

Del plano de arquitectura se tiene la escalera principal de dos tramos entre nivel y nivel. La altura que se debe cubrir entre la base y el techo del 1er piso es de 3.50 m, esto se debe cubrir con 20 contrapasos.

Por lo tanto, la altura del contrapaso es:

$$CP. = 350/20 = 17.50 \text{ cm.}$$

$$P = 3.00/10 = 30.00 \text{ cm.}$$

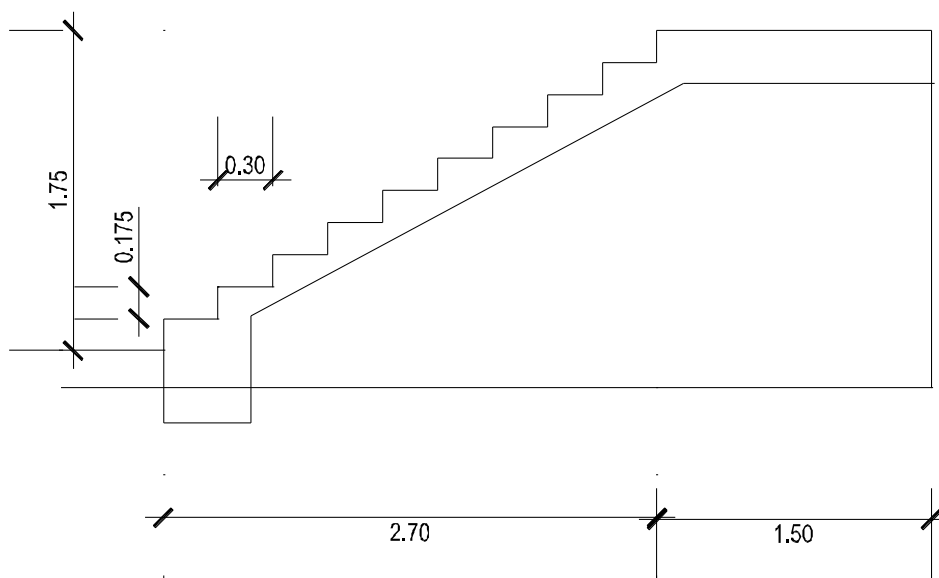


FIGURA Nro. 3 -51 VISTA FRONTAL DE ESCALERAS

Teniendo esto en cuenta, se optó por un espesor para las vigas de 15 cm, de igual manera para la losa de descanso de 18 cm.

$$t = \frac{ln}{25} = 0.168, \frac{ln}{20} = 0.21$$

$$\cos(\theta) = \frac{p}{\sqrt{cp^2 + p^2}} = \frac{30}{\sqrt{17.5^2 + 30^2}} = 0.864$$

$$hm = \frac{15}{\cos(\theta)} + \frac{17.5}{2} = 29.583$$

$$PP = 0.29583 * 1.00 * 2.40 * 1.40 = 0.034 \text{ tn/m}$$

$$\text{acabados} = 0.01 * 1.00 * 2.40 * 1.4 = 0.034 \text{ tn/m}$$

$$s/c = 0.2 * 1.00 * 2.70 = 0.34 \text{ tn/m}$$

$$W_{u2} = 1.36 \text{ tn/m}$$

$$PP = 0.18 * 1.00 * 2.40 * 1.40 = 0.605 \text{ tn/m}$$

$$PP = 0.20 * 1.00 * 1.50 = 0.605 \text{ tn/m}$$

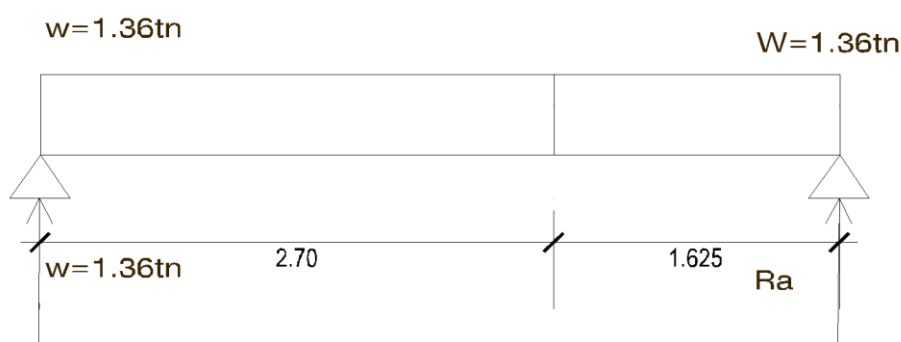


FIGURA Nro. 3 -52 CARGAS EN ESCALERA

$$4.325 * R_b = \frac{0.905 * 4.325^2}{2} + (1.36 - 0.905) * 270 \left(1.625 + \frac{270}{2} \right)$$

$$R_b = 2.931 \text{ tn}$$

$$V_x = R_b - W_{u2} * X_0 = 0$$

$$R_b = W_{u2} * X_0$$

$$X_0 = 2.155 \text{ m}$$

$$+Mu_{\text{max}} = 2.931 * 2.155 - 1.36 * \frac{2.931^2}{2} = 0.475 \text{ ton} - \text{m}$$

$$-Mu_{\text{dis}} = 0.8 * 4.75 = 0.38 \text{ ton} - \text{m}$$

$$d = 18 - \left(2 + \frac{1.27}{2} \right) = 15.37$$

Con el momento obtenido se calcula el acero requerido.

$$+A_s = 2.19 \text{ cm}^2 \quad a = 0.387 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 100 * 15.37 = 2.76 \text{ cm}^2$$

Del análisis realizado se opta por A_s min para $+A_s$ min, $-A_s$ min.

Verificación de cortante

$$V_{ud} = W_u \frac{L_n}{2} - W_u d = 2.265 * \frac{2.70}{2} - 2.265 * 0.1537 = 2.710 \text{ tm}$$

$$V_{ud} * \cos(\theta) = 2.341$$

$$V_n = \frac{2.341}{0.85} = 2.745$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b d = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 15.37 = 13.631 \text{ tom}$$

$$V_n < V_c \quad \text{conforme}$$

Verificación por carga

$$P = \frac{WL}{2} = \frac{2.265}{2} * (2.7 + 1.5) = 4.757$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{4757}{4000} = 1.189 < 1.84 \text{ conforme}$$

IV CAPÍTULO

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

Se realizó el análisis estructural de la infraestructura , donde se desarrollo satisfactoriamente mediante las normas vigentes peruanas (E-0.20, E-0.30, E-0.50 y E-0.60), ofreciendo una infraestructura adecuada, segura y funcional, en base a las normas .

Para satisfacer los parámetros de la funcionalidad de la infraestructura como es evidente se recurrió a las teorías del análisis y diseño estructural, para obtener un edificio bien estructurado, utilizar las dimensiones adecuadas y de tal manera garantizar la distribución de ambientes más cómodos.

Para la elaboración de cualquier proyecto estructural , es necesario conocer los tipos de análisis que se manejan en la actualidad para así mejorar la factibilidad técnica de manera que se obtendrá estructuras optimas que garanticen el funcionamiento estructural ante cualquier riesgo sísmico que pueda producirse en el ámbito donde se desarrolle el proyecto, para esto se realizó una evaluación de la propuesta estructural en base a las normas vigentes E-020., E-030,E-050,E-060 los cuales fueron aplicados ; esto se encuentra entre las paginas 94 -140 mostrándose los resultados en cuadros que pertenecen al capítulo 3 .

1.- Determinar la investigación de la Capacidad Portante del terreno y los Asentamientos de la infraestructura, para establecer las características y tipos de cimentación para cumplir con las exigencias de la Norma E – 050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ser realizo el estudio de suelos mediante el ensayo de penetración estándar donde el cual fue realizado en el terreno, cuyo resumen resultados se muestran en la siguiente tabla

TABLA Nro. 4- 1: RESUMEN SPT

CORRECCION DE DATOS DEL SPT 01															
MUES.	ESP.	ESP. ACUM.	SIMB.	n1	n2	n3	n4	Nº Golp. N	*γ tn/m3	H PROM	P'	P"	CN	Ns	qa (kg/cm2)
1	0.15	0.15													
2	0.30	0.45	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	19	2.67	0.30	0.080	1.00	3.533	30	2.32
3	0.85	1.30	SM - SC	0.92	0.95	1.00	1.00	19	2.65	0.88	0.232	1.00	2.077	34	1.90
4	0.35	1.65	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	16	2.67	1.48	0.394	1.00	1.593	22	2.11
5	0.35	2.00	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	1.83	0.487	1.00	1.433	26	2.41
6	0.35	2.35	SP	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	2.18	0.581	1.00	1.312	24	2.10
7	0.35	2.70	SP	0.92	0.95	1.00	1.00	18	2.67	2.53	0.674	1.00	1.218	19	1.54
8	0.80	3.50	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	18	2.67	3.10	0.828	1.00	1.099	17	1.25
9	1.30	4.80	SP-SM	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	4.15	1.108	1.00	0.950	17	1.15
10	0.60	5.40	GC	0.92	0.95	1.00	1.00	35	2.65	5.10	1.352	1.00	0.860	26	1.84

los datos obtenidos y cálculos se muestran en tabla 3.47

- Se realizó estudio de suelos mediante un laboratorio externo donde se realizó una exploración de SPT donde se realiza los cálculos y se obtiene resistencia del suelo de 1.90 kg/cm², tomándose para el diseño los resultados proporcionados.
- Según la tabla para obtener el coeficiente de relación de suelos que es recomendado por el software (CSI safe) indica un coeficiente de 3.82 como coeficiente de Winkler (ver tabla anexos- módulos de relación de suelos).
- Según el reglamento para Perfil tipo S2: Suelos intermedios Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \tilde{N}_{60} , entre 15 y 50. Por lo que estaría dentro de este rango donde se opta por el factor de Zona 2 donde está ubicado el proyecto corresponde a 1.20 según tabla 2.13.
- Se realiza del análisis se determina que la profundidad a cimentar vendrá a ser 1.50 m. Esta profundidad se tiene como promedio la capacidad portante mencionada ,se encuentra con material Sm-Sc en este estrato de altura de 0.85 m , la presencia del nivel freático se encuentra a una profundidad de 2.40 m ,al realizar el análisis para la cimentación en capítulo 3 se optiene que el área a cimentar es de 87.9% por lo que se opta por losa de cimentación, como se muestra a continuación.

• TABLA Nro. 4- 2: PROPIEDADES DEL SUELO Y CIMENTACIÓN

AREA MINIMA PARA CIMENTAR	
CAPACIDAD PORTANTE	1.90 KG/CM2
sobrecarga de suelo	0.025 KG/CM2
ESFUERZO POR CARGAS	3254479.64 KG
COFICIENTE DE BALASTO	3.82 KG/CM3
AREA MINIMA A CIMENTAR	1735722.48 CM2
	173.57 M2
DIMENCIONES	
X	19.75 197.5
Y	10
% DE AREA A CIMENTAR	87.9%

2.- Se realiza el modelo estático y dinámico en capitulo el capítulo 3 donde en la sección 3. 2.1 se realiza cálculos y resultados del modelo con base fija ; en donde la deriva máximas por nivel se verifican para la estructuración inicial en el cual se realiza el análisis cuyos resultados obtenidos fueron.

• TABLA Nro. 4- 3: DE DERIVAS X

derivadas de entrepiso permisibles

RESUMEN DE PARAMETROS DE CALCULO			
Z:	0,3	TP:	0,6
U:	1	R:	8
S:	1,2		

deriva permisible	
Δ=	0,007

nivel	h entrepiso	altura total	Load Case/Comb o	Direccion	Maximum (m)	Deriva	0,75*DR*R
TECHO AZOTEA	2,7	22,6	EQXX Max	X	0,01464	-0,00150778	-0,00904667
PISO 7	2,7	19,9	EQXX Max	X	0,018711	0,000366296	0,002197778
PISO 6	2,7	17,2	EQXX Max	X	0,017722	0,000655556	0,003933333
PISO 5	2,7	14,5	EQXX Max	X	0,015952	0,000951852	0,005711111
PISO 4	2,7	11,8	EQXX Max	X	0,013382	0,001202963	0,007217778
PISO 3	2,7	9,1	EQXX Max	X	0,010134	0,001382593	0,008295556
PISO 2	2,7	6,4	EQXX Max	X	0,006401	0,001418519	0,008511111
PISO 1	3,7	3,7	EQXX Max	X	0,002571	0,000694865	0,004169189
SUELO	0	0	EQXX Max	Y	0		

• TABLA Nro. 4- 4: DE DERIVAS Y

•
derivas de entrepiso permisibles

RESUMEN DE PARAMETROS DE CALCULO			
Z:	0,3	Tp:	0,6
U:	1	R:	8
S:	1,2		

deriva permisible	
$\Delta=$	0,007

nivel	h entrepiso	altura total	Load Case/Combo	Direccion	Maximum (m)	Deriva	0,75*DR*R
TECHO AZOTEA	2,7	22,6	EQYY Max	Y	0,022885	0,00039667	0,75*DR*R
PISO 7	2,7	19,9	EQYY Max	Y	0,021814	0,00056407	0,00338444
PISO 6	2,7	17,2	EQYY Max	Y	0,020291	0,00085926	0,00515556
PISO 5	2,7	14,5	EQYY Max	Y	0,017971	0,00115889	0,00695333
PISO 4	2,7	11,8	EQYY Max	Y	0,014842	0,0014037	0,00842222
PISO 3	2,7	9,1	EQYY Max	Y	0,011052	0,00155444	0,00932667
PISO 2	2,7	6,4	EQYY Max	Y	0,006855	0,00152667	0,00916
PISO 1	3,7	3,7	EQYY Max	Y	0,002733	0,00073865	0,00443189
SUELO	0	0	EQYY Max	Y	0		0

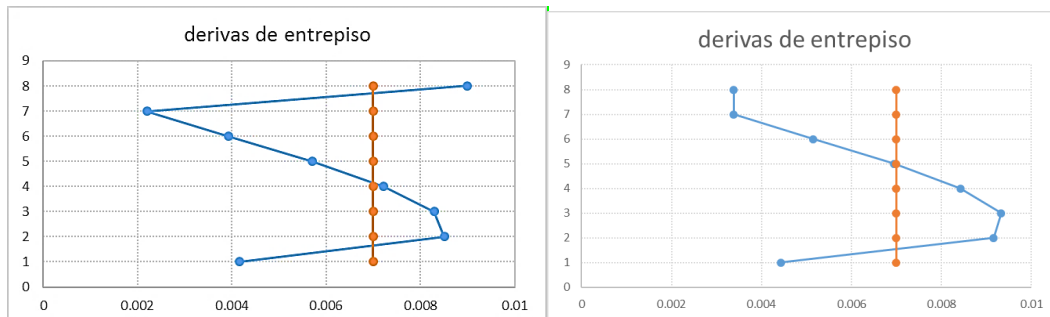


FIGURA Nro. 4.1 VERIFICACIÓN DE LIMITE DE DERIVAS X Y

En estos resultados se aprecia que las derivas son mayores a los límites permitidos según RNE E – 030 que es de 0.007; verificando en ambos ejes llegando a superar estos límites, es la razón por lo que se vuelve

presentaron los siguientes resultados .

En los siguiente cuadros se muestra la deriva mayor con sismo x en sentido x es de 0.006471 y sismo Y en sentido Y es de 0.00382 y los diafragmas rígido en

sentido X y sentido Y son de 0.006471, 0.0038295 por lo que la configuración mostrada cumple las solicitaciones de la norma E030.los cuales son mostrados en los siguientes tabla.

TABLA Nro. 4.5 : PARTICIPACIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	0,75*DR*R
BASE PARA TANQUE DE AGUA	SISMO X	X	0.000606	0.002727
AZOTEA	SISMO X	X	0.000794	0.003573
PISO 7	SISMO X	X	0.00101	0.004545
PISO 6	SISMO X	X	0.001221	0.0054945
PISO 5	SISMO X	X	0.00138	0.00621
PISO 4	SISMO X	X	0.001438	0.006471
PISO 3	SISMO X	X	0.001359	0.0061155
PISO 2	SISMO X	X	0.000741	0.0033345

TABLA Nro.4.6 : PARTICIPACIÓN MODAL

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	0,75*DR*R
BASE PARA TANQUE DE AGUA	SISMO Y	Y	0.000645	0.0029025
AZOTEA	SISMO Y	Y	0.00068	0.00306
PISO 7	SISMO Y	Y	0.000759	0.0034155
PISO 6	SISMO Y	Y	0.000823	0.0037035
PISO 5	SISMO Y	Y	0.000851	0.0038295
PISO 4	SISMO Y	Y	0.00082	0.00369
PISO 3	SISMO Y	Y	0.00071	0.003195
PISO 2	SISMO Y	Y	0.000347	0.0015615

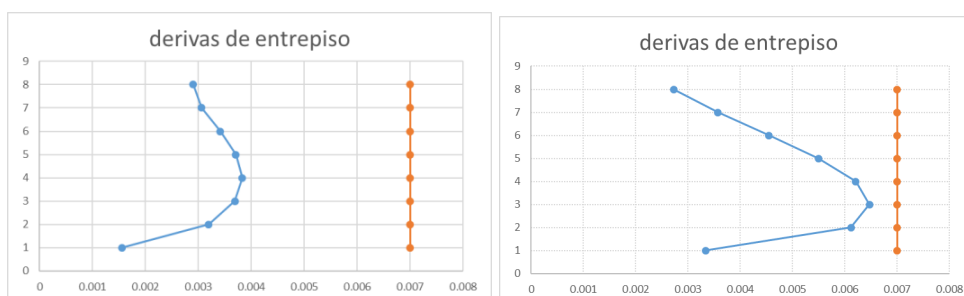


FIGURA Nro. 4.2 VERIFICACIÓN DE LIMITE DE DERIVAS X Y

Habiendo controlado las derivas se obtiene los siguientes modos de participación modal, cuyos modos se tomó en cuenta en 24 modos de vibración donde se obtuvo la participación de masa dentro de los seis primeros modos de vibración, la participación de la masa mayor al 90% con lo cual se cumple las solicitaciones de participación de masa requerida por el RNE e -030, al analizar el coeficiente de reducción sísmica “R” se verifica que corresponde a R=6 que corresponde a sistema de muros estructurales, absorbiendo el 88% en el sentido paralelo al eje “x” y de 96% en sentido paralelo al eje ”Y” .

Para el diseño de aceros de los elemento estructurales se realiza la verificación de la variación porcentual entre el modelamiento estático y dinámico donde indica que no deberá ser menor de 80% para estructuras regulares , se verifica y obtiene :

TABLA Nro.4.7 : % DE VERIFICACIÓN ESTÁTICO DINÁMICO

Load Case/Comb o	VX	VY	% RESPECTO A CORTANTE ESTATICO
	tonf	tonf	
SDXX Max	182.9569	32.0756	55%
SDYY Max	32.0756	241.1646	72%
SISMO X	335.4667	0	
SISMO Y	0	335.4667	

Al realizar este analisis se verifica que se tiene aplicar un factor escalar que vendría hacer la gravedad por el factor para cada caso. Y se obtuvo

$$f_{escalar\ x} = 9.81 * 1,4668665 = 14.38996$$

$$f_{escalar\ y} = 9.81 * 1.1128223 = 10.916787$$

Con los cuales se realizo el diseño de sus respectivas solicitaciones de cuantía

- Los planos del proyecto estructural fueron realizados en sesión 3.3 donde se presenta los momentos resultantes del diseño estructural con los cuales se dibuja en esta sección la requerimientos de acero y posterior a estas se presenta los planos de con sus respectivas indicaciones esto en sección de planos en anexos

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES GENERALES

- Se realizó el análisis estructural de la infraestructura, donde se desarrolló satisfactoriamente mediante las normas vigentes peruanas (E-0.20, E-0.30, E-0.50 y E-0.60), ofreciendo una infraestructura adecuada, segura y funcional, en base a las normas.

Para satisfacer los parámetros de la funcionalidad de la infraestructura como es evidente se recurrió a las teorías del análisis y diseño estructural, para obtener un edificio bien estructurado, utilizar las dimensiones adecuadas y de tal manera garantizar la distribución de ambientes más cómodos.

CONCLUSIONES ESPECÍFICOS

- Se realizó estudio de suelos mediante un laboratorio externo donde se realizó una exploración de SPT donde nos da una resistencia del suelo de 1.84 kg/cm^2 , tomándose para el diseño los resultados proporcionados.
- Se realizó el análisis sísmico estático para el primer modelo donde las derivas máximas son de 0.00851 en sentido paralelo al eje x, de 0.00933 en sentido paralelo al eje Y y con un periodo inicial máximo de 0.835. Por lo que se opta rigidizar la estructura en el sentido más vulnerable (paralelo al eje y)
- En nuevo modelo propuesto se obtiene unas las derivas máximas de 0.0065, 0.00383 en sentidos al eje x, y donde se encuentra dentro del parámetro permitidos de la norma.
- En el modelo final se obtiene un periodo 0.574 y la participación de masas mayor al 90% en el sexto periodo que son de 64.5 en eje x, 90.4 en eje y donde el periodo es de 0.091.
- Para el modelamiento se usó software como el etabs y safe, adoptando un sistema estructural en de muros estructurales ya que el muro absorbe el 88% de la cortante en sentido del eje x, 96% en sentido al eje y, que es más del 70% de cortante los muros estructurales.
- Se realiza el escalonamiento de cortantes, ya que es menor del 80% la cortante dinámica a la estática, escalonados al 80% mínimo se obtuvo una cortante de 268.465 ton en sentido al eje x y de 268.464 ton en el sentido al eje y .

- Con el modelamiento del sistema propuesto para la edificación se logró el modelamiento, calculo y análisis cumpliéndose con los parámetros de diseño establecidos por las normas peruanas, obteniéndose como resultado final los valores de las fuerzas internas de cada elemento estructural componente de la infraestructura.
- Finalmente se realizó el diseño estructural de los elementos estructurales mediante hojas de cálculo y a través del software bajo las normas

RECOMENDACIONES

- Es importante en la etapa del modelamiento de la estructura evaluar el grado de empotramiento que se pueda alcanzar en la cimentación porque ello puede hacer variar considerablemente el comportamiento estructural.
- Para un buen diseño estructural se debe de cumplir las normas vigentes peruanas, de tal manera de ofrecer infraestructuras adecuadas, seguras y funcionales,
- Se recomienda realizar los estudios de mecánica de suelos para obtener resultados confiables.
- Se debe conocer el Software usado ya que de la idealización de la edificación y la forma de ingreso de datos aseguran resultados más próximos a la realidad.

BIBLIOGRAFÍA

- 1) Morales Morales Roberto. (2008). *Diseño en Concreto Armado*. Editorial ICG 2008. Perú
- 2) Blanco Blasco, Antonio. (1997), *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, Libro 2 de la colección del ingeniero civil - Colegio de Ingenieros del Perú, Perú.
- 3) Harmsen, Teodoro. (2000). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú 2da Edición, Perú.
- 4) Nilson, Arthur H, Alejandro. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. McGraw-Hill, Colombia.
- 5) GALLEGO SILVA, Mauricio y SARRIA MOLINA, Alberto.(2006) ; El Concreto y los Terremotos, Instituto del Concreto, Colección especializada del concreto, Colombia
- 6) HSIEH, Yuan-Yu. (1973). Teoría Elemental de Estructuras, (armando palomino trad.), universidad nacional de Colombia, Taiwán.
- 7) KASSIMALI, Aslam; (2011). Matrix Analysis of Structures, CI Engineering; Edición: 2nd ed, USA.
- 8) Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas (2010). Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.
- 9) Norma Técnica de Edificación E.030. (2010). Diseño Sismo resistente. Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.
- 10) Norma Técnica de Edificación. (2010). E.050. Suelos y Cimentaciones. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
- 11) Norma Técnica de Edificación E.060. , (2010) Concreto Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
- 12) Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2010). *Apuntes del curso concreto armado 1*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- 13) <http://www.tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/3082/Capitulo5>

I ESTUDIO DE SUELOS.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLHUAYA".

CALCULO DE LAS CAPACIDADES PORTANTES PARA SUELOS ARENOSOS SEGÚN TABLA Nº 2.1f
SPT-01 - Solo estratos arenosos

Muestra	Altura del estrato (m)	N "SPT" (Corigido) del estrato (0.30 m)	Intervalo de valores de "N" menor según tabla 4.6	Intervalo de valores de "N" mayor según tabla 4.6	Diferencia de valores de "N" del intervalo en el estrato	Intervalo de valores de ϕ menor según tabla 2.1f	Intervalo de valores de ϕ mayor según tabla 2.1f	diferencia de ϕ mayor y menor según el intervalo cuadro Nº 02	ϕ calculado según la interpolación	Intervalo de compactad relativa de menor según tabla 2.1f	Intervalo de compactad relativa de mayor según tabla 2.1f	Diferencia de compactad relativa mayor y menor del intervalo	Compactad relativa en % calculado	Ancho de la zapata en pies (1.00 m.) según teoría	Factores de Z1/Z6 ZZ/B según sea el caso	R (factor de correccion depende del nivel de aguas)	calculo de la capacidad portante según formula 1 (kg/m2)	qa (kg/cm2)	Profundidad media calculada para qa (m)
M2	0.3	30	31	50	19	36	41	5	35.74	66	85	19	65.00	6.56	0.48	0.74	23228.7	2.32	1.45
M3	0.85	34	31	50	19	36	41	5	36.79	66	85	19	69.00	6.56	0.05	0.53	18985.4	1.90	2.30
M4	0.35	22	11	30	19	30	36	6	33.47	36	65	29	52.79	6.56	0.09	0.95	21118.7	2.11	2.65
M5	0.35	26	11	30	19	30	36	6	34.74	36	65	29	58.89	6.56	0.20	0.90	24147.3	2.41	3.00
M6	0.35	24	11	30	19	30	36	6	34.11	36	65	29	55.84	6.56	0.28	0.86	21023.8	2.10	3.35
M7	0.35	19	11	30	19	30	36	6	32.53	36	65	29	48.21	6.56	0.35	0.82	15385.7	1.54	3.70
M8	0.8	17	11	30	19	30	36	6	31.89	36	65	29	45.16	6.56	0.47	0.77	12520.8	1.25	4.50
M9	1.3	17	11	30	19	30	36	6	31.89	36	65	29	45.16	6.56	0.59	0.71	11544.7	1.15	5.80
M10	0.6	26	11	30	19	30	36	6	34.74	36	65	29	58.89	6.56	0.63	0.69	18445.9	1.84	6.40

calculo de capacidad de carga admisible qa en kg/m2

formula 1

$$qa = 720(N - 3) \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 \times 4.88R$$

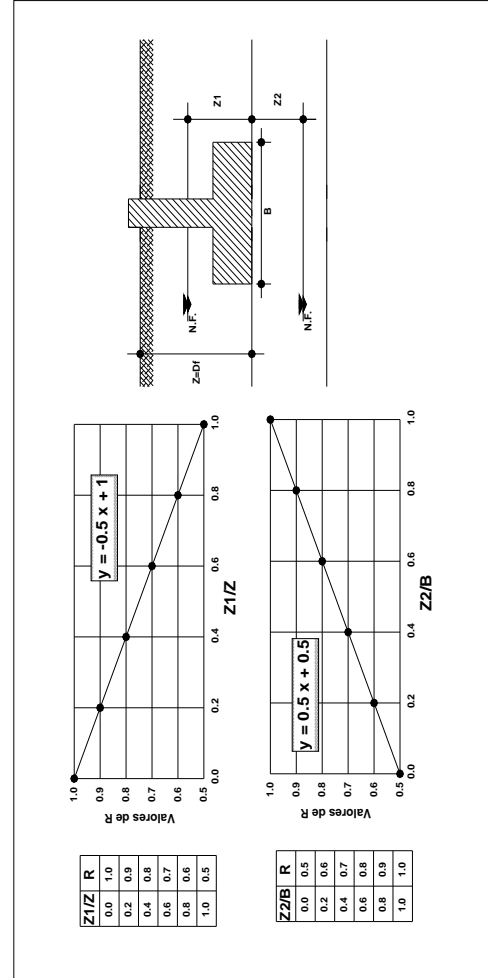
Donde:

- N Nº de golpes normalizados del SPT
- B Ancho de la zapata en pies
- R Factor de correccion que depende del nivel de aguas

Para el caso de la perforación STP P-01

- N Según el estrato = 6.56 pies
- B 2.00 metros
- N.F. 2.40

DATOS PARA EL CALCULO			
Muestra	Z (m)	Z1 (m)	Z2/B
M2	1.45	0.95	0.48
M3	2.30	0.10	0.05
M4	2.65	0.25	0.09
M5	3.00	0.60	0.20
M6	3.35	0.95	0.28
M7	3.70	1.30	0.35
M8	4.50	2.10	0.47
M9	5.80	3.40	0.59
M10	6.40	4.00	0.63



Calculos del valor de R, Ref " Ingeniería de Cimentaciones ", Aut. Crespo Villaras.



CORRECCION DE DATOS DEL SPT 01

MUES.	ESP.	ESP. ACUM.	SIMB.	n1	n2	n3	n4	Nº Golp. N	* tn/m3	H PROM	P'	P''	CN	Ns
1	0.15	0.15												
2	0.30	0.45	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	19	2.67	0.30	0.080	1.00	3.533	30
3	0.85	1.30	SM - SC	0.92	0.95	1.00	1.00	19	2.65	0.88	0.232	1.00	2.077	34
4	0.35	1.65	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	16	2.67	1.48	0.394	1.00	1.593	22
5	0.35	2.00	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	1.83	0.487	1.00	1.433	26
6	0.35	2.35	SP	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	2.18	0.581	1.00	1.312	24
7	0.35	2.70	SP	0.92	0.95	1.00	1.00	18	2.67	2.53	0.674	1.00	1.218	19
8	0.80	3.50	SC	0.92	0.95	1.00	1.00	18	2.67	3.10	0.828	1.00	1.099	17
9	1.30	4.80	SP-SM	0.92	0.95	1.00	1.00	21	2.67	4.15	1.108	1.00	0.950	17
10	0.60	5.40	GC	0.92	0.95	1.00	1.00	35	2.65	5.10	1.352	1.00	0.860	26

NOTA: El ensayo se realizo a partir de 1.00 m debajo de N.T.N., debido a que el material que se presento era relleno con presencia de piedra mediana lo cual impedia realizar el ensayo, debido a eso se tuvo que excavar hasta superar este estrato

ER/Ers (ER=55%, Ers=60%, Tabla Nº 1	Tabla Nº 2 cooreccion por long. De barra	Tabla Nº 3 correccion por toma muestra	Tabla Nº 4. Correccion por diametro de perforacion	Criterio: se toma el promedio de golpes para cada estrato	Peso especifico del estrato	H = Altura promedio del estrato en cuestion.	Presion efectiva de carga	Presion de sobre capa = 1.00	Presion de sobre capa CN	(Número de golpes normalizados) Ns=N.CN.N1.N2.N3.N4.
-------------------------------------	--	--	--	---	-----------------------------	--	---------------------------	------------------------------	--------------------------	---



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".



PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR ESTRATO (M)	MUESTRA	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR N° 05 (SPT 05) - P05	CLAS. SUCS	CLAS. AASHTO	SPT
							NUMERO DE GOLPES "N" /15cm (Corregido)

0.50	1.15	M1		Material de relleno grava, piedra mediana y material organico			
1.00							
	0.30	M2		Arena Arcillosa	SC		30
1.50							
	0.85	M3		Arena Limosa y Arena Arcillosa	SM - SC		34
2.00							
	0.35	M4		Arena Arcillosa, se encontro el nivel freatico en este estrato a una profundidad de 2.40 m.	SC		22
2.50							
	0.35	M5		Arena Arcillosa	SC		26
3.00							
	0.35	M6		Arena Mal Graduada	SP		24
3.50							
	0.35	M7		Arena Mal Graduada	SP		19
4.00							
	0.80	M8		Arena Arcillosa	SC		17
4.50							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".



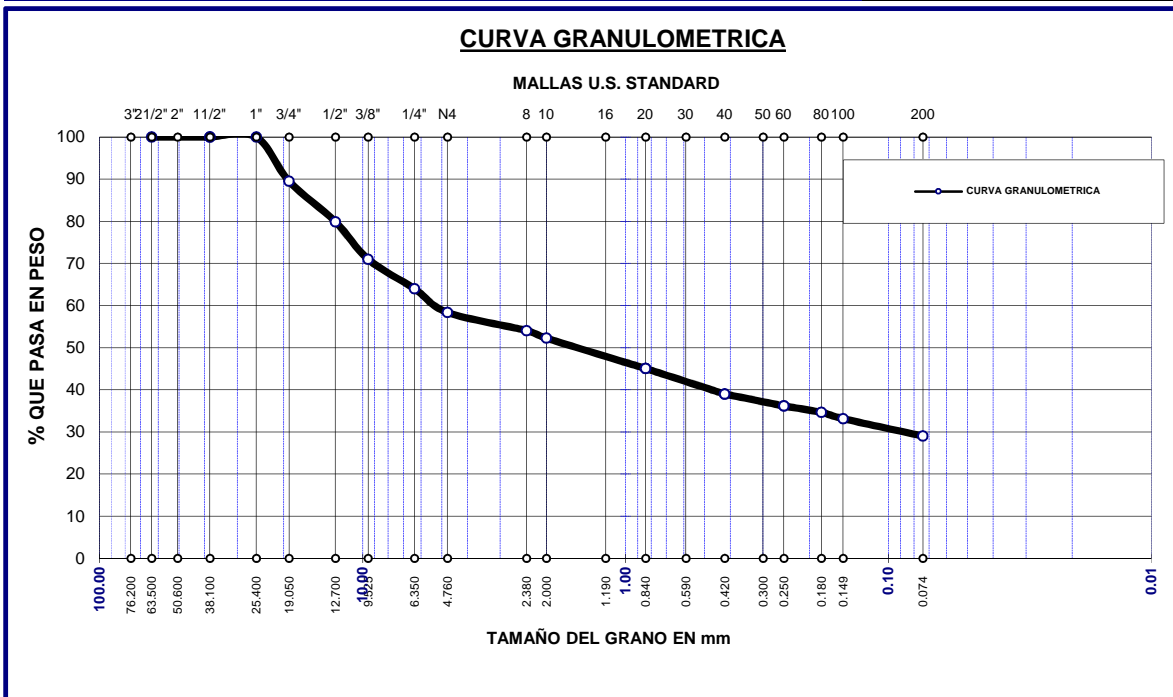
PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR ESTRATO (M)	MUESTRA	SIMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR N° 05 (SPT 05) - P05	CLAS. SUCS	CLAS. AASHTO	SPT
							NUMERO DE GOLPES "N" /15cm (Corregido)
5.00	1.30	M9		Arena Mal Graduada con Limo	SP-SM		17
6.00	0.60	M10		Grava Arcillosa	GC		26
6.50							

Nota: según la teoría tomada para la investigación se obtuvo rechazo a la profundidad de 10.50 m. ya que no se pudo hincar 15 cm. En más de 50 golpes por lo tanto se para el ensayo a esta profundidad asumiéndose que se encontró roca o boconería.

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 01 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 10
		PROF. :	5.80 - 6.40 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 1320.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 936.78
2"	50.600						P. P. = 383.22
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00		LIMITES DE CONSISTENCIA: L. L. = 29.20 L. P. = 15.60 I. P. = 13.60
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00		
3/4"	19.050	138.30	10.48	10.48	89.52		
1/2"	12.700	126.80	9.61	20.08	79.92		CARACT. GRANULOMETRICAS: D10= ---- Cu= ---- D30= 0.092 Cc= ---- D60= 5.22
3/8"	9.525	117.93	8.93	29.02	70.98		
1/4"	6.350	92.10	6.98	35.99	64.01		
No4	4.760	74.20	5.62	41.62	58.38		CLASIFICACION: S.U.C.S. : GC GRAVA ARCILLOSA CON ARENA
No8	2.380	56.80	4.30	45.92	54.08		
No10	2.000	23.97	1.82	47.73	52.27		
No16	1.190						
No20	0.840	94.87	7.19	54.92	45.08		
No30	0.590						
No40	0.420	80.04	6.06	60.99	39.01		
No 50	0.300						
No60	0.250	37.51	2.84	63.83	36.17		
No80	0.180	20.00	1.52	65.34	34.66		
No100	0.149	19.56	1.48	66.82	33.18		
No200	0.074	54.70	4.14	70.97	29.03		
BASE		383.22	29.03	100.00	0.00		
TOTAL		1320.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 01 (SPT)
		MUESTRA :	M - 10
N.F. :	2.40 m	PROF. :	5.80 - 6.40 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

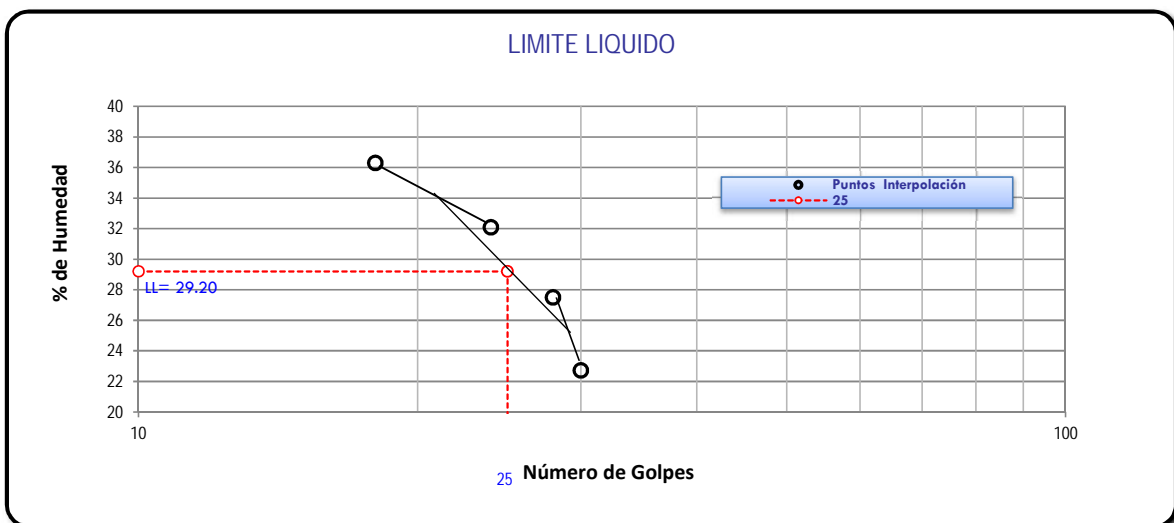
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	35.28	36.7	40.1	42.3
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	32.71	32.58	34.72	35.62
AGUA	gr.	2.57	4.12	5.38	6.68
PESO DE LA CAPSULA	gr.	21.4	17.6	17.95	17.21
PESO DEL SUELO SECO	gr.	11.31	14.98	16.77	18.41
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	22.72%	27.50%	32.08%	36.28%
NUMERO DE GOLPES	N	30	28	24	18

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	23.68	27.33
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	23.15	26
AGUA	gr.	0.53	1.33
PESO DE LA CAPSULA	gr.	19.8	17.35
PESO DEL SUELO SECO	gr.	3.35	8.65
LIMITE PLASTICO	%	15.82%	15.38%

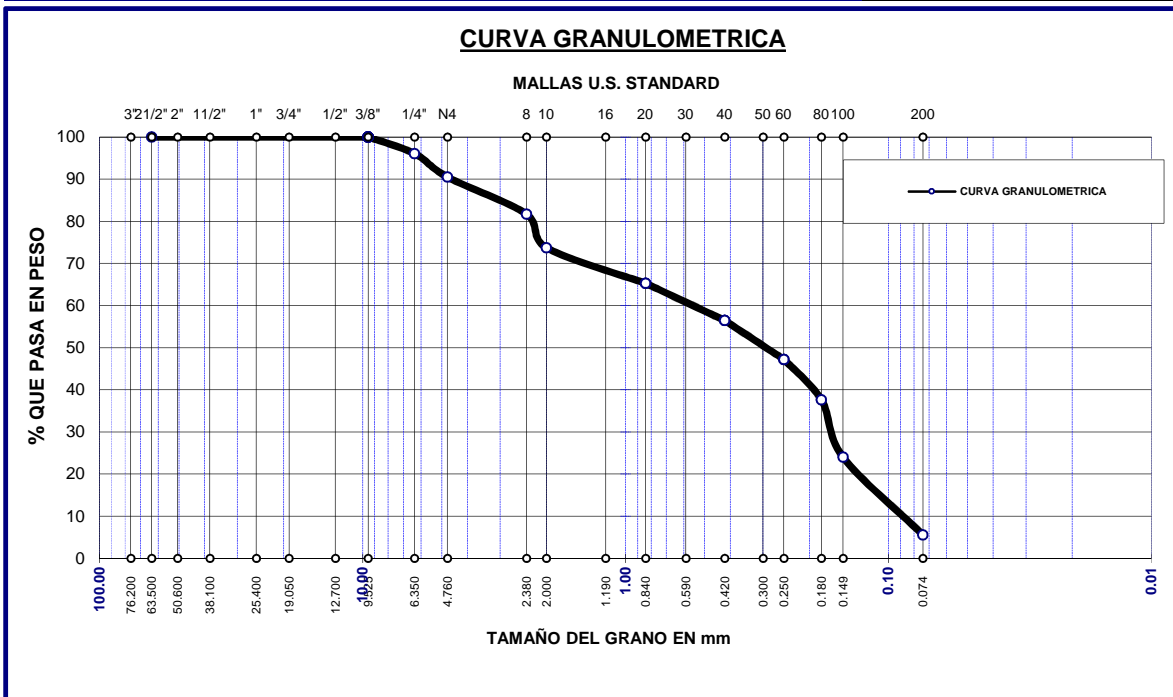
LIMITE LIQUIDO	29.20
LIMITE PLASTICO	15.60
INDICE DE PLASTICIDAD	13.60



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 01 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 09
		PROF. :	4.50 - 5.80 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 900.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 849.65
2"	50.600						P. P. = 50.35
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700						L. L. = NP
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00		L. P. = NP
1/4"	6.350	35.30	3.92	3.92	96.08		I. P. = NP
No4	4.760	50.23	5.58	9.50	90.50		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	79.28	8.81	18.31	81.69		D10= 0.092 Cu= 6.39
No10	2.000	71.57	7.95	26.26	73.74		D30= 0.163 Cc= 0.49
No16	1.190						D60= 0.59
No20	0.840	75.89	8.43	34.70	65.30		CLASIFICACION:
No30	0.590						S.U.C.S. : SP - SM
No40	0.420	79.41	8.82	43.52	56.48		
No 50	0.300						
No60	0.250	83.25	9.25	52.77	47.23		
No80	0.180	86.20	9.58	62.35	37.65		
No100	0.149	122.35	13.59	75.94	24.06		
No200	0.074	166.17	18.46	94.41	5.59		ARENA MAL GRADUADA CON LIMO
BASE		50.35		100.00	0.00		
TOTAL		900.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO			
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 01 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 09
		PROF. :	4.50 - 5.80 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No				
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.				
CAPSULA + SUELO SECO	gr.				
AGUA	gr.				
PESO DE LA CAPSULA	gr.				
PESO DEL SUELO SECO	gr.				
CONTENIDO DE HUMEDAD	%				
NUMERO DE GOLPES	N				

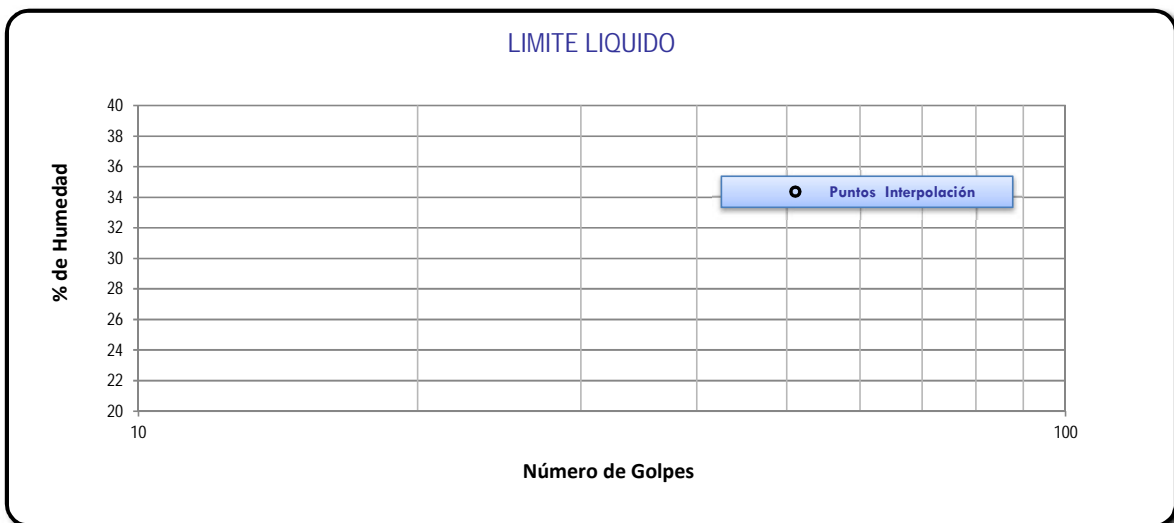
NP

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No		
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.		
CAPSULA + SUELO SECO	gr.		
AGUA	gr.		
PESO DE LA CAPSULA	gr.		
PESO DEL SUELO SECO	gr.		
LIMITE PLASTICO	%		

NP

LIMITE LIQUIDO	NP
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 01 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 08
		PROF. :	3.70 - 4.50 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

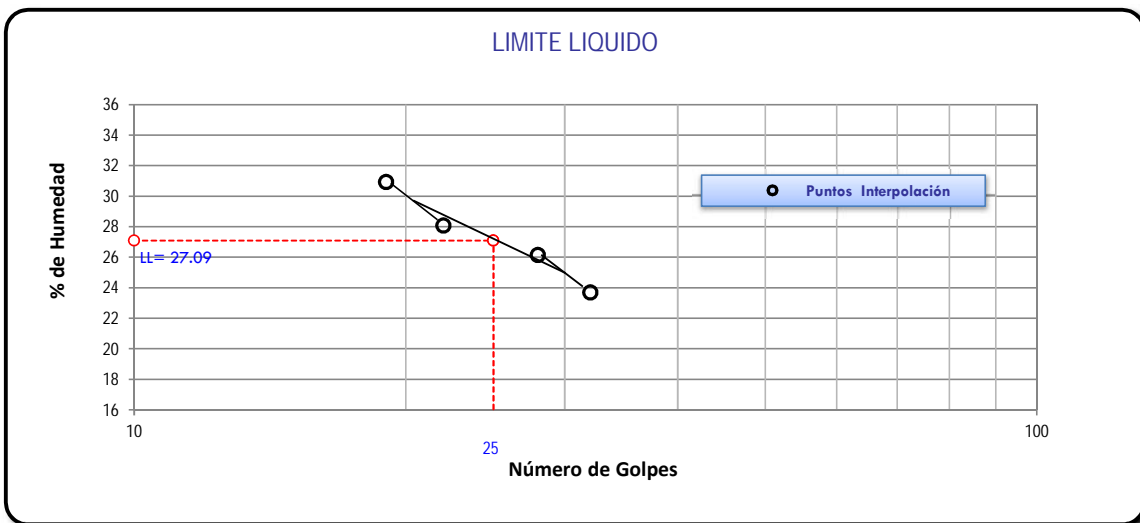
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	34.56	34.72	35.81	37.4
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	31.17	30.95	31.68	32.53
AGUA	gr.	3.39	3.77	4.13	4.87
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16.87	16.54	16.98	16.79
PESO DEL SUELO SECO	gr.	14.3	14.41	14.7	15.74
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	23.71%	26.16%	28.10%	30.94%
NUMERO DE GOLPES	N	32	28	22	19

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	25.91	26.47
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	25.05	25.53
AGUA	gr.	0.86	0.94
PESO DE LA CAPSULA	gr.	17.24	17.39
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.81	8.14
LIMITE PLASTICO	%	11.01%	11.55%

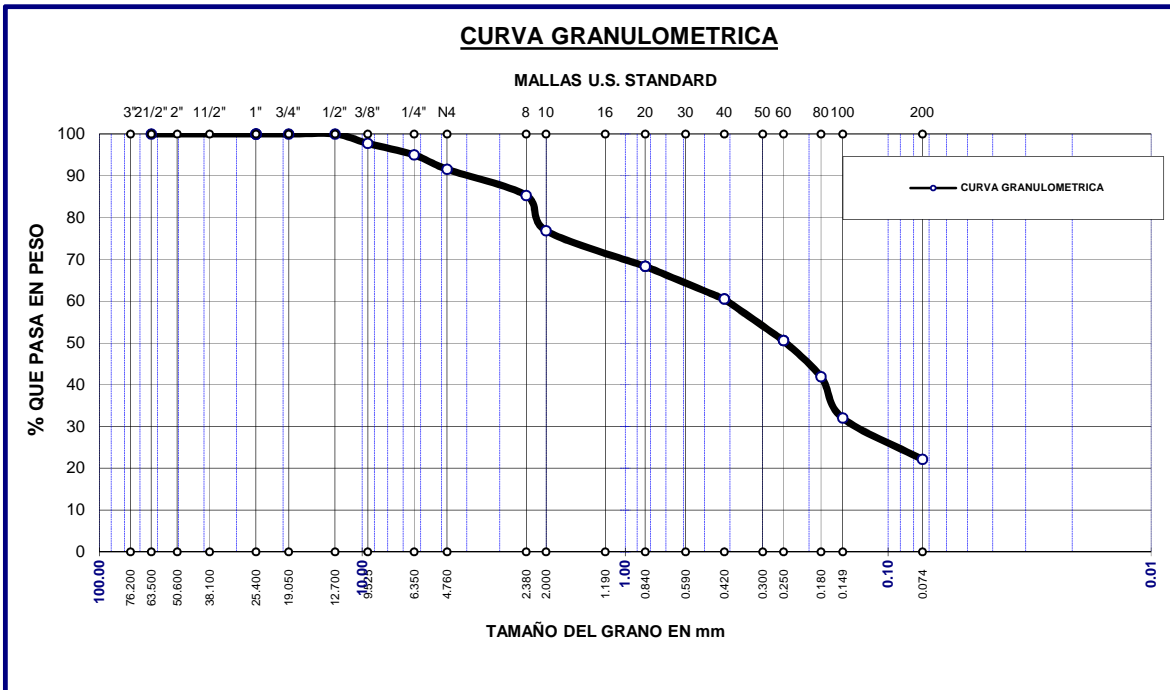
LIMITE LIQUIDO	27.09
LIMITE PLASTICO	11.28
INDICE DE PLASTICIDAD	15.81



**ANÁLISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 01 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 08
		PROF. :	3.70 - 4.50 m

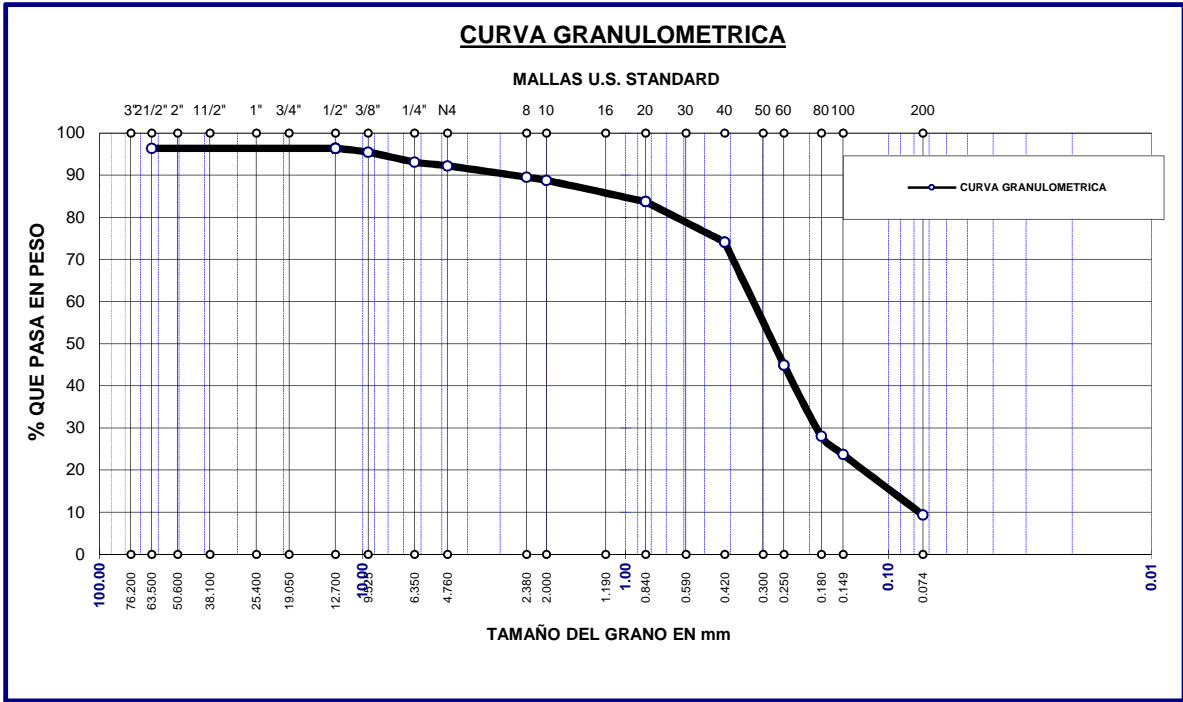
TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 1155.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 899.45
2"	50.600						P. P. = 255.55
1 1/2"	38.100						
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00		
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00		LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00		L. L. = 27.09
3/8"	9.525	26.05	2.26	2.26	97.74		L. P. = 11.28
1/4"	6.350	31.67	2.74	5.00	95.00		I. P. = 15.81
No4	4.760	39.85	3.45	8.45	91.55		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	72.25	6.26	14.70	85.30		D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	97.33	8.43	23.13	76.87		D30= 0.134 Cc= ----
No16	1.190						D60= 0.41
No20	0.840	98.27	8.51	31.64	68.36		CLASIFICACION:
No30	0.590						S.U.C.S. : SC
No40	0.420	90.79	7.86	39.50	60.50		ARENA ARCILLA
No 50	0.300						
No60	0.250	114.31	9.90	49.40	50.60		
No80	0.180	100.50	8.70	58.10	41.90		
No100	0.149	113.97	9.87	67.96	32.04		
No200	0.074	114.46	9.91	77.87	22.13		
BASE		255.55	22.13	100.00	0.00		
TOTAL		1155.00	100.00				
% PERDIDA							



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 07
		PROF. :	3.35 - 3.70 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 425.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 385.30
2"	50.600						P. P. = 39.70
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700	15.40	3.62	3.62	96.38		L. L. = NP
3/8"	9.525	3.92	0.92	4.55	95.45		L. P. = NP
1/4"	6.350	9.98	2.35	6.89	93.11		I. P. = NP
No4	4.760	3.78	0.89	7.78	92.22		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	11.45	2.69	10.48	89.52		D10= 0.077 Cu= 4.36
No10	2.000	3.23	0.76	11.24	88.76		D30= 0.188 Cc= 1.35
No16	1.190						D60= 0.34
No20	0.840	21.40	5.04	16.27	83.73		
No30	0.590						CLASIFICACION:
No40	0.420	40.80	9.60	25.87	74.13		S.U.C.S. : SP
No 50	0.300						
No60	0.250	123.97	29.17	55.04	44.96		ARENA MAL GRADUADA (Arenas con grava, pocos finos o sin finos)
No80	0.180	71.77	16.89	71.93	28.07		
No100	0.149	18.45	4.34	76.27	23.73		
No200	0.074	61.15	14.39	90.66	9.34		
BASE		39.70	9.34	100.00	0.00		
TOTAL		425.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 07
		PROF. :	3.35 - 3.70 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.				
CAPSULA + SUELO SECO	gr.				
AGUA	gr.				
PESO DE LA CAPSULA	gr.				
PESO DEL SUELO SECO	gr.				
CONTENIDO DE HUMEDAD	%				
NUMERO DE GOLPES	N				

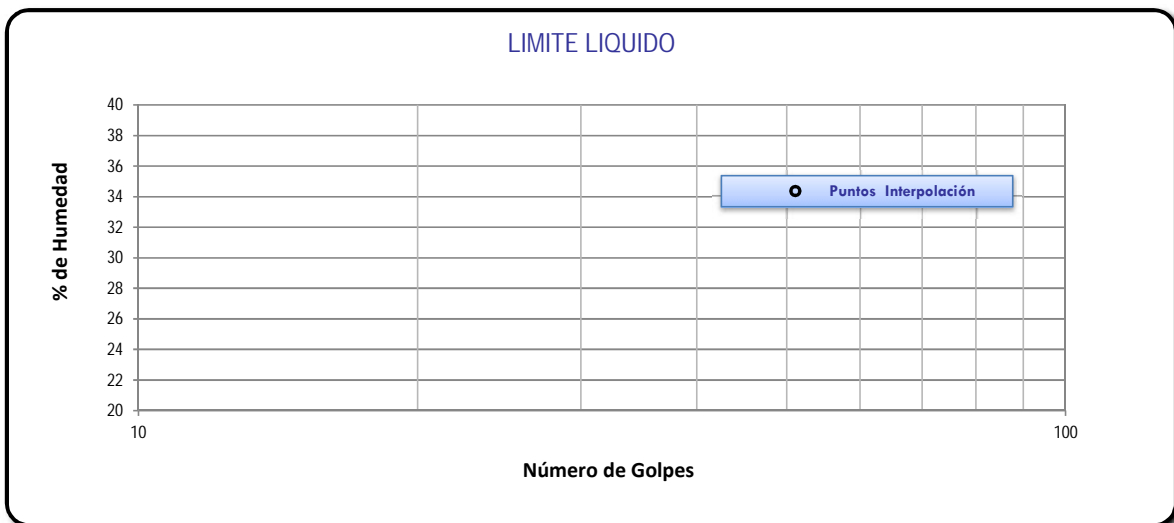
NP

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.		
CAPSULA + SUELO SECO	gr.		
AGUA	gr.		
PESO DE LA CAPSULA	gr.		
PESO DEL SUELO SECO	gr.		
LIMITE PLASTICO	%		

NP

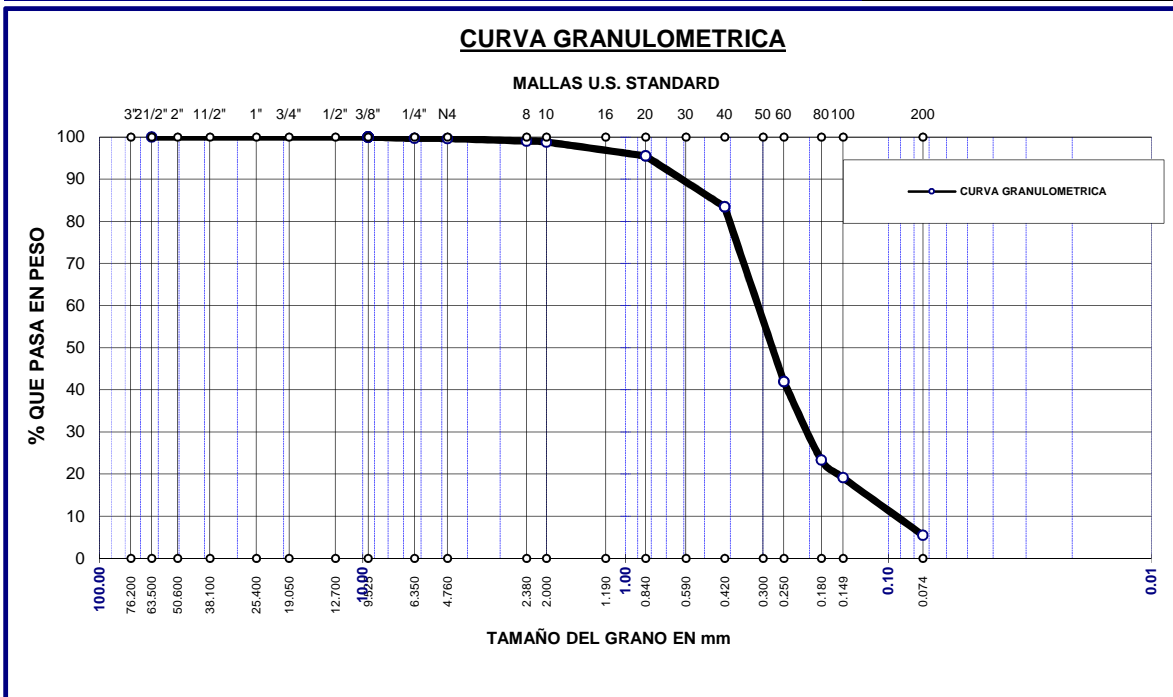
LIMITE LIQUIDO	NP
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 06
		PROF. :	3.00 - 3.35 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 440.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 415.76
2"	50.600						P. P. = 24.24
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700						L. L. = NP
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00		L. P. = NP
1/4"	6.350	1.39	0.32	0.32	99.68		I. P. = NP
No4	4.760	0.26	0.06	0.38	99.63		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	2.62	0.60	0.97	99.03		D10= 0.099 Cu= 3.28
No10	2.000	1.03	0.23	1.20	98.80		D30= 0.205 Cc= 1.31
No16	1.190						D60= 0.32
No20	0.840	14.47	3.29	4.49	95.51		CLASIFICACION:
No30	0.590						S.U.C.S. : SP
No40	0.420	53.13	12.08	16.57	83.43		ARENA MAL GRADUADA (Arenas con grava, pocos finos o sin finos)
No 50	0.300						
No60	0.250	182.50	41.48	58.05	41.95		
No80	0.180	81.81	18.59	76.64	23.36		
No100	0.149	18.50	4.20	80.84	19.16		
No200	0.074	60.05	13.65	94.49	5.51		
BASE		24.24	5.51	100.00	0.00		
TOTAL		440.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO			
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 06
		PROF. :	3.00 - 3.35 m

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.				
CAPSULA + SUELO SECO	gr.				
AGUA	gr.				
PESO DE LA CAPSULA	gr.				
PESO DEL SUELO SECO	gr.				
CONTENIDO DE HUMEDAD	%				
NUMERO DE GOLPES	N				

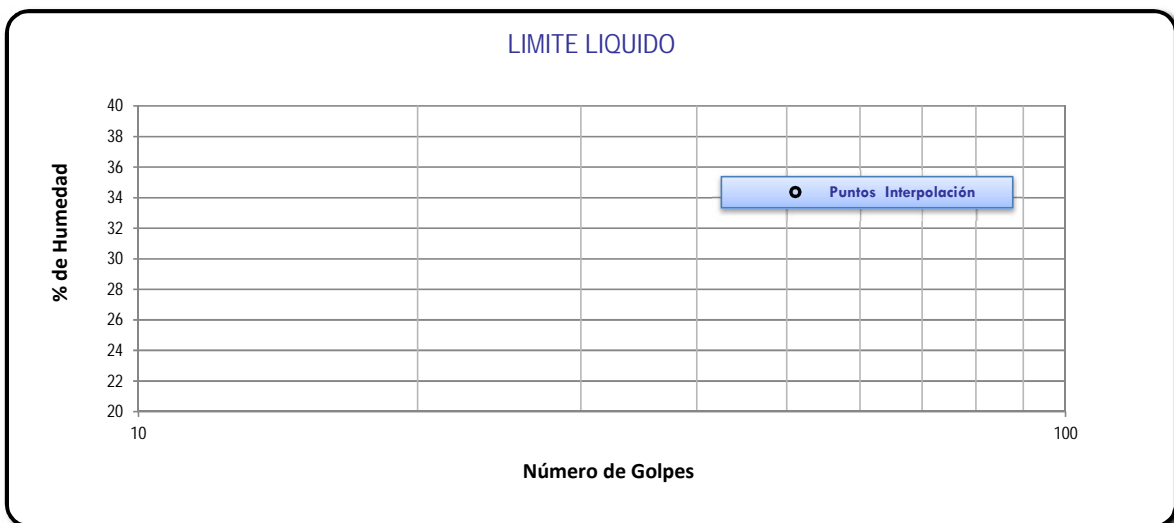
NP

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.		
CAPSULA + SUELO SECO	gr.		
AGUA	gr.		
PESO DE LA CAPSULA	gr.		
PESO DEL SUELO SECO	gr.		
LIMITE PLASTICO	%		

NP

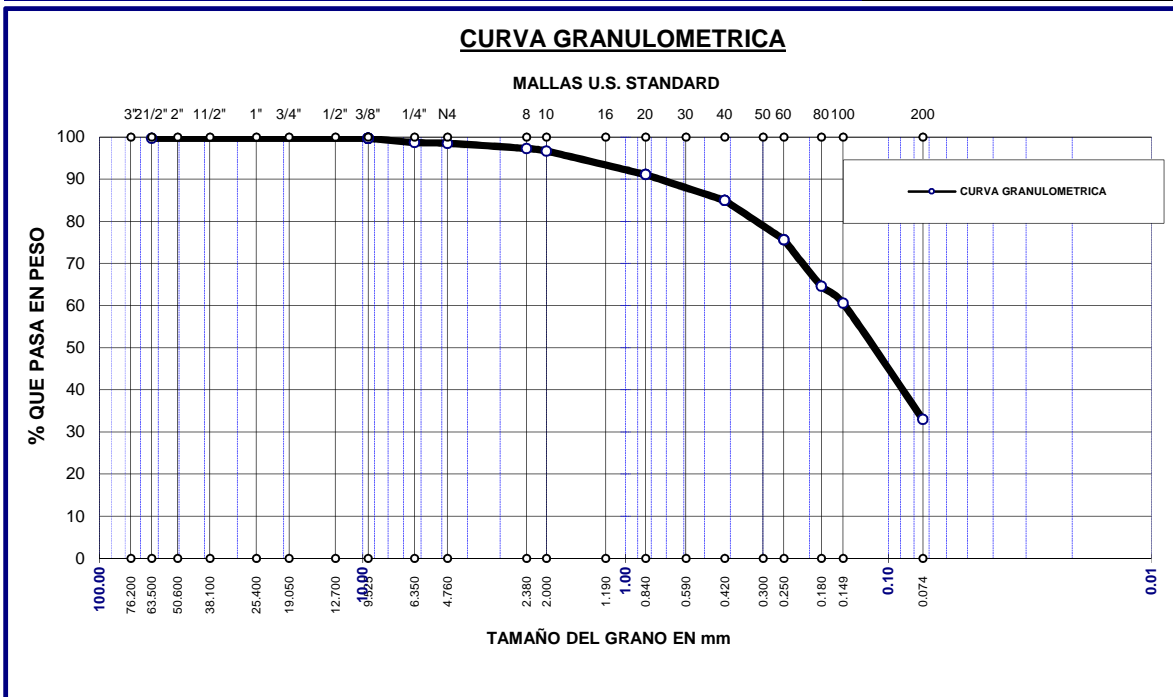
LIMITE LIQUIDO	NP
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	JULIACA	PERFORACIÓN :	P - 1 (SPT)
FECHA :	DICIEMBRE DE 2013	MUESTRA :	M - 05
N.F. :	2.40 m	PROF. :	2.65 - 3.00 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 445.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 298.19
2"	50.600						P. P. = 146.81
1 1/2"	38.100						LIMITES DE CONSISTENCIA: L. L. = 27.54 L. P. = 20.28 I. P. = 7.26
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						CARACT. GRANULOMETRICAS: D10= ---- Cu= ---- D30= ---- Cc= ---- D60= 0.15
3/8"	9.525	1.27	0.29	0.29	99.71		
1/4"	6.350	4.56	1.02	1.31	98.69		
No4	4.760	0.80	0.18	1.49	98.51		CLASIFICACION: S.U.C.S. : SC
No8	2.380	5.55	1.25	2.74	97.26		
No10	2.000	2.68	0.60	3.34	96.66		
No16	1.190						ARENA ARCILLOSA (MEZCLA DE ARENA Y ARCILLA)
No20	0.840	24.75	5.56	8.90	91.10		
No30	0.590						
No40	0.420	27.30	6.13	15.04	84.96		
No 50	0.300						
No60	0.250	41.40	9.30	24.34	75.66		
No80	0.180	49.17	11.05	35.39	64.61		
No100	0.149	17.87	4.02	39.40	60.60		
No200	0.074	122.84	27.60	67.01	32.99		
BASE		146.81	32.99	100.00	0.00		
TOTAL		445.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 05
		PROF. :	2.65 - 3.00 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

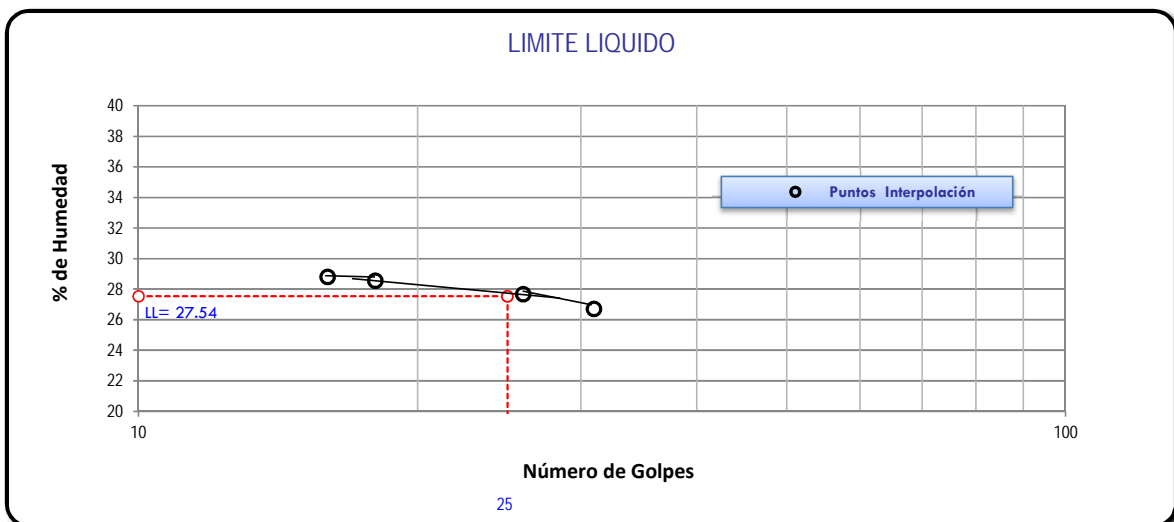
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	64.33	63.16	31.83	51.78
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	58.25	57.54	27.09	47.45
AGUA	gr.	6.08	5.62	4.74	4.33
PESO DE LA CAPSULA	gr.	35.48	37.23	10.48	32.41
PESO DEL SUELO SECO	gr.	22.77	20.31	16.61	15.04
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	26.70%	27.67%	28.54%	28.79%
NUMERO DE GOLPES	N	31	26	18	16

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	11.62	17.78
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	11.44	17.57
AGUA	gr.	0.18	0.21
PESO DE LA CAPSULA	gr.	10.58	16.5
PESO DEL SUELO SECO	gr.	0.86	1.07
LIMITE PLASTICO	%	20.93%	19.63%

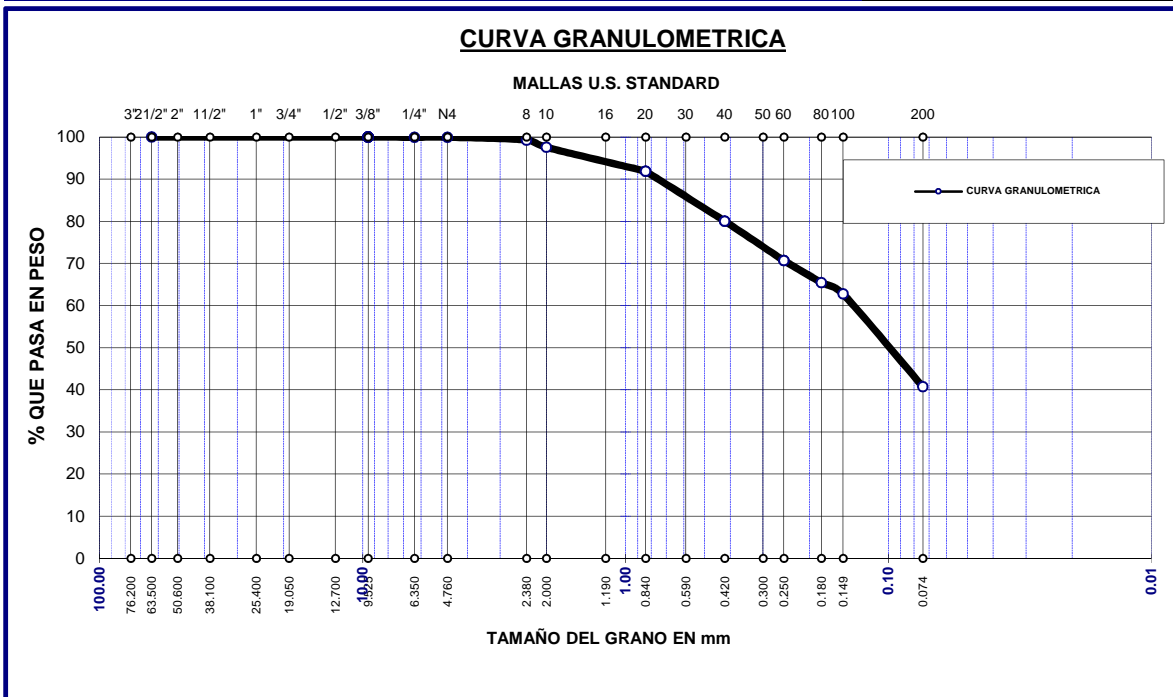
LIMITE LIQUIDO	27.54
LIMITE PLASTICO	20.28
INDICE DE PLASTICIDAD	7.26



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

PROYECTO:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 1 (SPT)
FECHA :		MUESTRA :	M - 04
N.F. :	2.40 m	PROF. :	2.30 - 2.65 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 384.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 227.58
2"	50.600						P. P. = 156.42
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700						L. L. = 41.59
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00		L. P. = 22.37
1/4"	6.350	0.20	0.05	0.05	99.95		I. P. = 19.22
No4	4.760	0.00	0.00	0.05	99.95		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	2.53	0.66	0.71	99.29		D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	6.70	1.74	2.46	97.54		D30= ---- Cc= ----
No16	1.190						D60= 0.14
No20	0.840	21.64	5.64	8.09	91.91		CLASIFICACION:
No30	0.590						S.U.C.S. : SC
No40	0.420	45.47	11.84	19.93	80.07		ARENA ARCILLOSA (MEZCLA DE ARENA Y ARCILLA)
No 50	0.300						
No60	0.250	36.10	9.40	29.33	70.67		
No80	0.180	19.97	5.20	34.53	65.47		
No100	0.149	10.38	2.70	37.24	62.76		
No200	0.074	84.59	22.03	59.27	40.73		
BASE		156.42	40.73	100.00	0.00		
TOTAL		384.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.		TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 1 (SPT)
		MUESTRA :	M - 04
N.F. :	2.40 m	PROF. :	2.30 - 2.65 m



LIMITES DE CONSISTENCIA

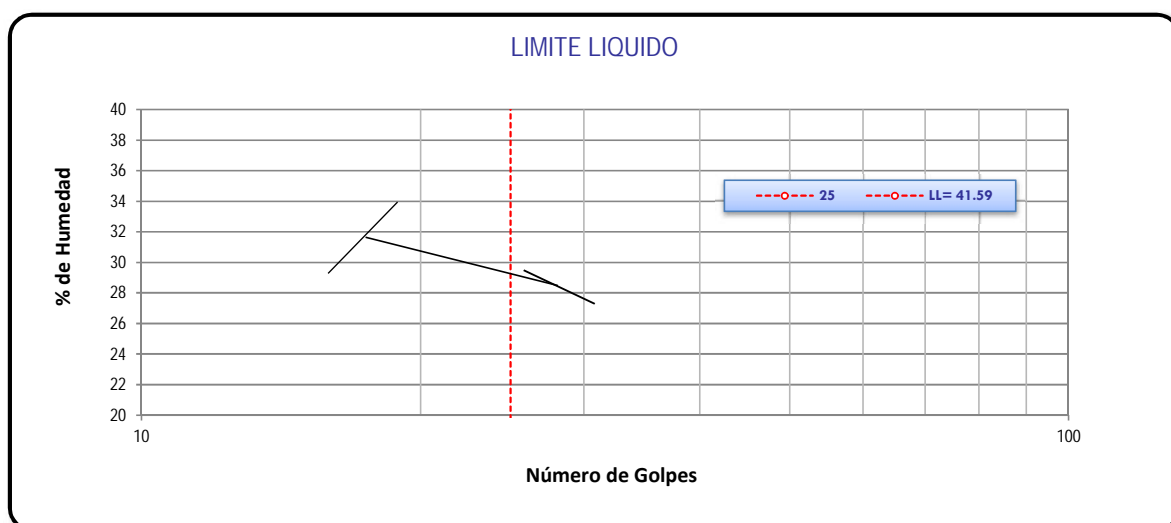
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	43.15	48.27	58.55	59.42
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	39.12	42.75	50.44	52.84
AGUA	gr.	4.03	5.52	8.11	6.58
PESO DE LA CAPSULA	gr.	30.96	29.43	28.64	31.2
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.16	13.32	21.8	21.64
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	49.39%	41.44%	37.20%	30.41%
NUMERO DE GOLPES	N	32	26	21	17

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	17.62	17.62
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	17.37	17.4
AGUA	gr.	0.25	0.22
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16.26	16.41
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1.11	0.99
LIMITE PLASTICO	%	22.52%	22.22%

LIMITE LIQUIDO	41.59
LIMITE PLASTICO	22.37
INDICE DE PLASTICIDAD	19.22

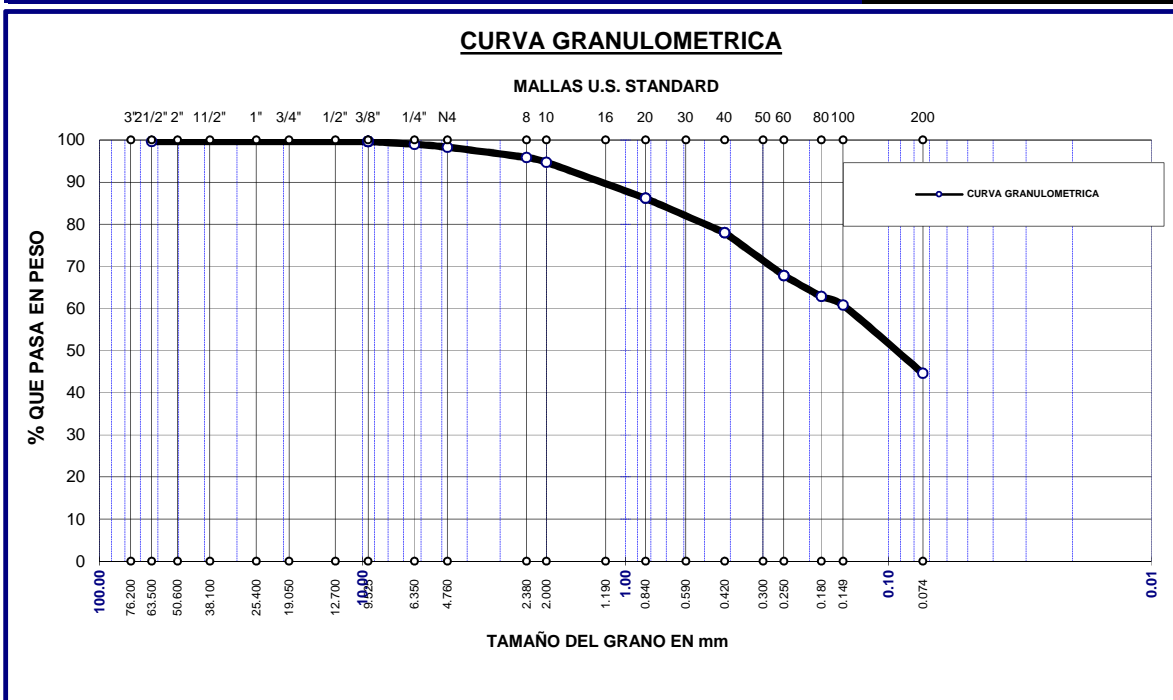


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 03
		PROF. :	1.45 - 2.30 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 777.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 430.40
2"	50.600						P. P. = 346.60
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700						L. L. = 29.24
3/8"	9.525	2.83	0.36	0.36	99.64		L. P. = 22.37
1/4"	6.350	5.22	0.67	1.04	98.96		I. P. = 6.86
No4	4.760	5.40	0.69	1.73	98.27		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	19.13	2.46	4.19	95.81		D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	8.78	1.13	5.32	94.68		D30= ---- Cc= ----
No16	1.190						D60= 0.15
No20	0.840	66.24	8.53	13.85	86.15		CLASIFICACION:
No30	0.590						S.U.C.S. : SM - SC
No40	0.420	63.30	8.15	21.99	78.01		ARENA LIMOSA Y ARENA ARCILLOSA
No 50	0.300						
No60	0.250	79.06	10.18	32.17	67.83		
No80	0.180	38.85	5.00	37.17	62.83		
No100	0.149	15.87	2.04	39.21	60.79		
No200	0.074	125.72	16.18	55.39	44.61		
BASE		346.60	44.61	100.00	0.00		
TOTAL		777.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.	SOLICITADO :	TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN:	P - 1 (SPT)
		MUESTRA :	M - 03
N.F. :	2.40 m	PROF. :	1.45 - 2.30 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

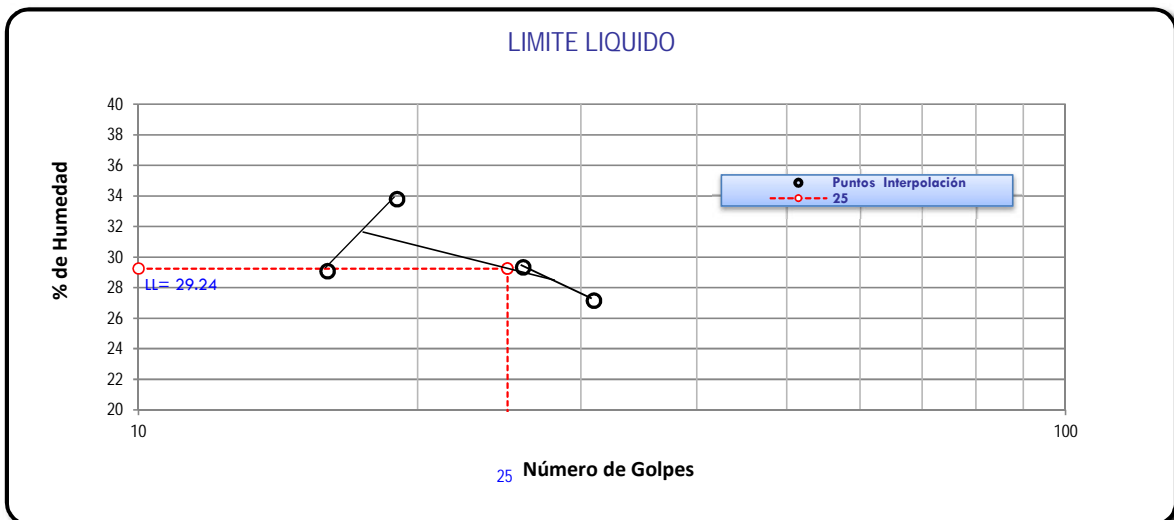
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	54.81	49.42	67.17	59.11
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	49.72	43.92	59.71	52.87
AGUA	gr.	5.09	5.5	7.46	6.24
PESO DE LA CAPSULA	gr.	30.96	25.16	37.62	31.4
PESO DEL SUELO SECO	gr.	18.76	18.76	22.09	21.47
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	27.13%	29.32%	33.77%	29.06%
NUMERO DE GOLPES	N	31	26	19	16

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	17.62	17.62
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	17.37	17.4
AGUA	gr.	0.25	0.22
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16.26	16.41
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1.11	0.99
LIMITE PLASTICO	%	22.52%	22.22%

LIMITE LIQUIDO	29.24
LIMITE PLASTICO	22.37
INDICE DE PLASTICIDAD	6.86

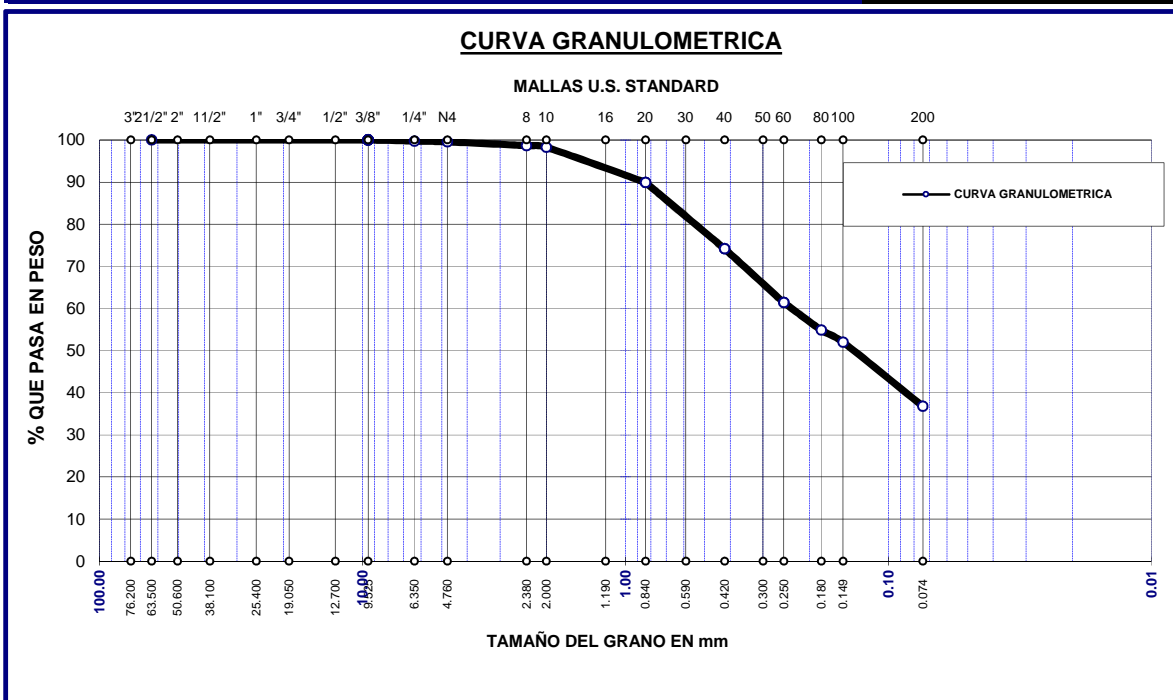


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA".	TESISTA:	RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	PUNO	PERFORACIÓN :	P - 1 (SPT)
N.F. :	2.40 m	MUESTRA :	M - 02
		PROF. :	1.15 - 1.45 m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 463.00
2 1/2"	63.500						P. L. = 292.67
2"	50.600						P. P. = 170.33
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700						L. L. = 44.88
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00		L. P. = 22.37
1/4"	6.350	1.23	0.27	0.27	99.73		I. P. = 22.51
No4	4.760	0.89	0.19	0.46	99.54		CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380	4.18	0.90	1.36	98.64		D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	1.81	0.39	1.75	98.25		D30= ---- Cc= ----
No16	1.190						D60= 0.24
No20	0.840	38.64	8.35	10.10	89.90		CLASIFICACION:
No30	0.590						S.U.C.S. : SC
No40	0.420	72.81	15.73	25.82	74.18		ARENA ARCILLOSA (MEZCLA DE ARENA Y ARCILLA)
No 50	0.300						
No60	0.250	59.23	12.79	38.62	61.38		
No80	0.180	30.21	6.52	45.14	54.86		
No100	0.149	13.20	2.85	47.99	52.01		
No200	0.074	70.47	15.22	63.21	36.79		
BASE		170.33	36.79	100.00	0.00		
TOTAL		463.00	100.00				
% PERDIDA							



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO :	“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES EN EL CENTRO POBLADO DE JAYLLIHUAYA”.		TESISTA: RONALD MARCO ARAPA ALVAREZ
LUGAR :	JULIACA	PERFORACIÓN:	P - 1 (SPT)
FECHA :	DICIEMBRE DE 2013	MUESTRA :	M - 02
N.F. :	2.400 m	PROF. :	1.15 - 1.45 m



FICA

LIMITES DE CONSISTENCIA

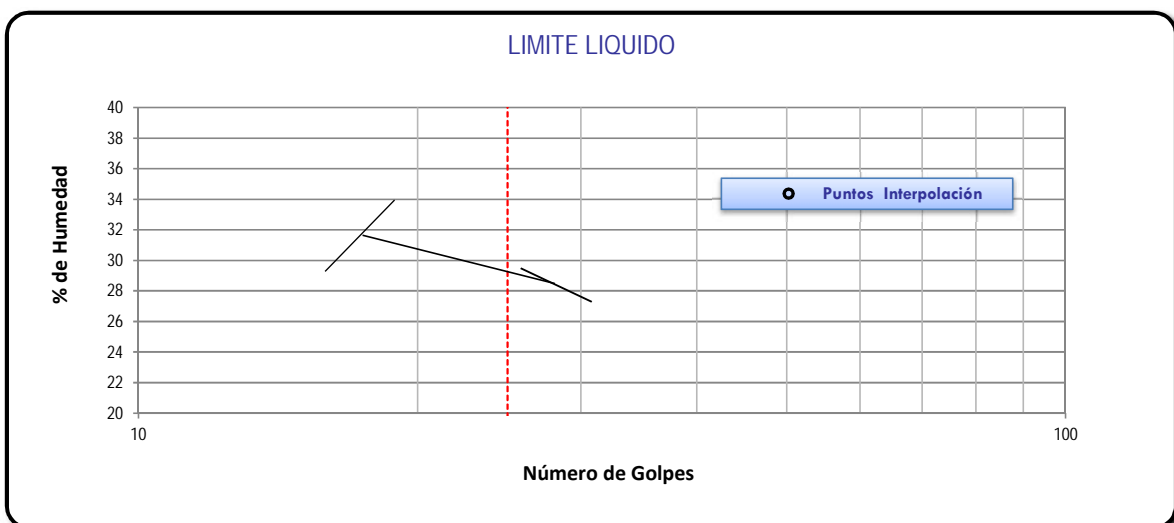
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	1	2	3	4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	47.83	30.1	48.89	28.04
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	44.11	25.8	44.27	23.08
AGUA	gr.	3.72	4.3	4.62	4.96
PESO DE LA CAPSULA	gr.	35.51	16.26	33.72	12.54
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.6	9.54	10.55	10.54
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	43.26%	45.07%	43.79%	47.06%
NUMERO DE GOLPES	N	34	30	23	18

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	1	2
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	17.62	17.62
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	17.37	17.4
AGUA	gr.	0.25	0.22
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16.26	16.41
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1.11	0.99
LIMITE PLASTICO	%	22.52%	22.22%

LIMITE LIQUIDO	44.88
LIMITE PLASTICO	22.37
INDICE DE PLASTICIDAD	22.51



II DISEÑO DE ACERO EN VIGAS

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejea+1	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje a-1
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	2.3	tom-m		MOMENTO	6.2	tom-m	
b	25	cm.		b	50	cm.	
h	50	cm.		h	45	cm.	
d	45.5	cm.		d	40.5	cm.	
Fy	4200	kg/cm2		Fy	4200	kg/cm2	
F'c	280	kg/cm2		F'c	280	kg/cm2	
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	4Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	13.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	230000			Mumax (kg-Cm)	620000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001321676			ρ req =	0.002267538		
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2		As max = ρ max*b*d	31.388	cm2	
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2		As min = ρ min*b*d	3.645	cm2	
Asrequerido	1.50	cm2		Asrequerido	4.59	cm2	
As adoptado	2.048	cm2		As adoptado	4.592	cm2	
<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje a12	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje a-2
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	2.5	tom-m		MOMENTO	2.5	tom-m	
b	25	cm.		b	25	cm.	
h	50	cm.		h	50	cm.	
d	45.5	cm.		d	45.5	cm.	
Fy	4200	kg/cm2		Fy	4200	kg/cm2	
F'c	280	kg/cm2		F'c	280	kg/cm2	
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	14.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	250000			Mumax (kg-Cm)	250000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.0014381			ρ req =	0.0014381		
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2		As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2		As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	
Asrequerido	1.64	cm2		Asrequerido	1.64	cm2	
As adoptado	2.048	cm2		As adoptado	2.048	cm2	

BUCACION DEL MOMENTO			eje a+2			BUCACION DEL MOMENTO			eje a23		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	9.9	tom-m	MOMENTO	4.9	tom-m	MOMENTO	9.9	tom-m	MOMENTO	4.9	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	5/8 "	3/4 "	VARILLA Ø	5/8 "	1/2 "	VARILLA Ø	5/8 "	3/4 "	VARILLA Ø	5/8 "	1/2 "
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø5/8"+1Ø3/4"					Nº DE VARILLAS Ø	2Ø5/8"+1Ø1/2"				
Espaciamiento	7.00					Espaciamiento	7.00				
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	990000		Mumax (kg-Cm)	490000		Mumax (kg-Cm)	990000		Mumax (kg-Cm)	490000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.005933228		ρ req =	0.002854821		ρ req =	0.005933228		ρ req =	0.002854821	
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	6.75	cm2	Asrequerido	3.25	cm2	Asrequerido	6.75	cm2	Asrequerido	3.25	cm2
As adoptado	6.749	cm2	As adoptado	3.247	cm2	As adoptado	6.749	cm2	As adoptado	3.247	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje a-3		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	4.2	tom-m	MOMENTO	4.2	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	5/8 "		VARILLA Ø	5/8 "	
<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø5/8"				
Espaciamiento	14.00				
<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	420000		Mumax (kg-Cm)	420000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.002437787		ρ req =	0.002437787	
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	2.77	cm2	Asrequerido	2.77	cm2
As adoptado	2.773	cm2	As adoptado	2.773	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje b+1	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejeb-1
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	2		tom-m	MOMENTO	12		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	50		cm.	h	50		cm.
d	45.5		cm.	d	45.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		3/4 "
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"+2Ø3/4"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	5.00		
<u>CÁLCULOS</u>				<u>CÁLCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	200000			Mumax (kg-Cm)	1200000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.0011475			ρ req =	0.00728335		
As max = ρ max*b*d	17.631		cm2	As max = ρ max*b*d	17.631		cm2
As min = ρ min*b*d	2.048		cm2	As min = ρ min*b*d	2.048		cm2
Asrequerido	1.31		cm2	Asrequerido	8.28		cm2
As adoptado	2.048		cm2	As adoptado	8.285		cm2
<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejeb 12	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejeb 2+
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	6.7		tom-m	MOMENTO	8.3		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	50		cm.	h	50		cm.
d	45.5		cm.	d	45.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		3/4 "	VARILLA Ø	1/2 "		3/4 "
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"+1Ø3/4"			Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+2Ø3/4"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	7.00		
<u>CÁLCULOS</u>				<u>CÁLCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	670000			Mumax (kg-Cm)	830000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003942337			ρ req =	0.004928206		
As max = ρ max*b*d	17.631		cm2	As max = ρ max*b*d	17.631		cm2
As min = ρ min*b*d	2.048		cm2	As min = ρ min*b*d	2.048		cm2
Asrequerido	4.48		cm2	Asrequerido	5.61		cm2
As adoptado	4.484		cm2	As adoptado	5.606		cm2

BUCACION DEL MOMENTO			ejeb 2-			BUCACION DEL MOMENTO			ejeb 23		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:						DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	8.3	tom-m	MOMENTO	4.9	tom-m	MOMENTO	8.3	tom-m	MOMENTO	4.9	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "	VARILLA Ø	1/2 "	1/2 "	VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "	VARILLA Ø	1/2 "	1/2 "
RESULTADOS						RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+2Ø3/4"					Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+2Ø1/2"				
Espaciamiento	7.00					Espaciamiento	7.00				
CALCULOS						CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	830000					Mumax (kg-Cm)	490000				
ρ max =	0.0155					ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018					ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.004928206					ρ req =	0.002854821				
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	5.61	cm2	Asrequerido	3.25	cm2	Asrequerido	3.25	cm2	Asrequerido	3.25	cm2
As adoptado	5.606	cm2	As adoptado	3.247	cm2	As adoptado	3.247	cm2	As adoptado	3.247	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			ejeb 3-		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	7.1	tom-m	MOMENTO	7.1	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	3/4 "	1/2 "	VARILLA Ø	3/4 "	1/2 "
RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø3/4"+1Ø1/2"				
Espaciamiento	7.00				
CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	710000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.004187068				
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	4.76	cm2	Asrequerido	4.76	cm2
As adoptado	4.763	cm2	As adoptado	4.763	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			ejec -1			BUCACION DEL MOMENTO			ejec +1		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	3.4	tom-m	MOMENTO	3.6	tom-m	MOMENTO	3.3	tom-m	MOMENTO	6.2	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	4Ø1/2"	
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	5.00	
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	340000		Mumax (kg-Cm)	360000		Mumax (kg-Cm)	330000		Mumax (kg-Cm)	620000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.00196507		ρ req =	0.002082865		ρ req =	0.001906267		ρ req =	0.003638012	
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	2.24	cm2	Asrequerido	2.37	cm2	Asrequerido	2.17	cm2	Asrequerido	4.14	cm2
As adoptado	2.235	cm2	As adoptado	2.369	cm2	As adoptado	2.168	cm2	As adoptado	4.138	cm2
<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>						<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>					
ejec 12						ejec -2					
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	3.3	tom-m	MOMENTO	6.2	tom-m	MOMENTO	6.2	tom-m	MOMENTO	6.2	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	4Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	4Ø1/2"	
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	5.00		Espaciamiento	5.00	
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	330000		Mumax (kg-Cm)	620000		Mumax (kg-Cm)	330000		Mumax (kg-Cm)	620000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001906267		ρ req =	0.002082865		ρ req =	0.001906267		ρ req =	0.003638012	
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	2.17	cm2	Asrequerido	2.37	cm2	Asrequerido	2.17	cm2	Asrequerido	4.14	cm2
As adoptado	2.168	cm2	As adoptado	2.369	cm2	As adoptado	2.168	cm2	As adoptado	4.138	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejec 2+			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejec 23		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	0.4	tom-m	MOMENTO	0.6	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	50	cm.	h	50	cm.						
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "							
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"					Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"				
Espaciamiento	14.00					Espaciamiento	14.00				
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	40000		Mumax (kg-Cm)	60000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.000227633		ρ req =	0.000341795							
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2						
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2						
Asrequerido	0.26	cm2	Asrequerido	0.39	cm2						
As adoptado	2.048 cm2		As adoptado	2.048 cm2							

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejec -3		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	0.6	tom-m			
b	25	cm.			
h	50	cm.			
d	45.5	cm.			
Fy	4200	kg/cm2			
F'c	280	kg/cm2			
φ	0.9				
rec	4.95				
VARILLA Ø	1/2 "				
<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"				
Espaciamiento	14.00				
<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	60000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.000341795				
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2			
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2			
Asrequerido	0.39	cm2			
As adoptado	2.048 cm2				

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed 1+			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed 1-		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	2.1	tom-m	MOMENTO	10.6	tom-m	MOMENTO	10.6	tom-m	MOMENTO	10.6	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"					Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"+2Ø3/4"				
Espaciamiento	14.00					Espaciamiento	5.00				
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	210000		Mumax (kg-Cm)	1060000		Mumax (kg-Cm)	1060000		Mumax (kg-Cm)	1060000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001205498		ρ req =	0.006379241		ρ req =	0.006379241		ρ req =	0.006379241	
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	1.37	cm2	Asrequerido	7.26	cm2	Asrequerido	7.26	cm2	Asrequerido	7.26	cm2
As adoptado	2.048	cm2	As adoptado	7.256	cm2	As adoptado	7.256	cm2	As adoptado	7.256	cm2
<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed 12			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed +2		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	6.2	tom-m	MOMENTO	9.4	tom-m	MOMENTO	9.4	tom-m	MOMENTO	9.4	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.	h	50	cm.
d	40.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.	d	45.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	3/4 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø3/4"					Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+2Ø3/4"				
Espaciamiento	13.00					Espaciamiento	7.00				
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	620000		Mumax (kg-Cm)	940000		Mumax (kg-Cm)	940000		Mumax (kg-Cm)	940000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.0046338		ρ req =	0.005617033		ρ req =	0.005617033		ρ req =	0.005617033	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2
Asrequerido	4.69	cm2	Asrequerido	6.39	cm2	Asrequerido	6.39	cm2	Asrequerido	6.39	cm2
As adoptado	4.692	cm2	As adoptado	6.389	cm2	As adoptado	6.389	cm2	As adoptado	6.389	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed -2			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed 23		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	8.63	tom-m	MOMENTO	5.6	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	50	cm.	h	50	cm.						
d	45.5	cm.	d	45.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "	VARILLA Ø	1/2 "							
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+2Ø3/4"					Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"				
Espaciamiento	7.00					Espaciamiento	7.00				
<u>CÁLCULOS</u>						<u>CÁLCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	863000		Mumax (kg-Cm)	560000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.005133887		ρ req =	0.003275111							
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	As max = ρ max*b*d	17.631	cm2						
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	As min = ρ min*b*d	2.048	cm2						
Asrequerido	5.84	cm2	Asrequerido	3.73	cm2						
As adoptado	5.840	cm2	As adoptado	3.725	cm2						

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			ejed +3		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	7.6	tom-m			
b	25	cm.			
h	50	cm.			
d	45.5	cm.			
Fy	4200	kg/cm2			
F'c	280	kg/cm2			
φ	0.9				
rec	4.95				
VARILLA Ø	1/2 "	5/8 "			
<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+2Ø5/8"				
Espaciamiento	7.00				
<u>CÁLCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	760000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.004494596				
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2			
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2			
Asrequerido	5.11	cm2			
As adoptado	5.113	cm2			

BUCACION DEL MOMENTO			eje e -1	BUCACION DEL MOMENTO			eje e+1
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.64	tom-m		MOMENTO	7.4	tom-m	
b	25	cm.		b	25	cm.	
h	50	cm.		h	50	cm.	
d	45.5	cm.		d	45.5	cm.	
Fy	4200	kg/cm2		Fy	4200	kg/cm2	
F'c	280	kg/cm2		F'c	280	kg/cm2	
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "	
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"+1Ø3/4"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	7.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	164000			Mumax (kg-Cm)	740000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000939206			ρ req =	0.004371368		
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2		As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2		As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	
Asrequerido	1.07	cm2		Asrequerido	4.97	cm2	
As adoptado	2.048	cm2		As adoptado	4.972	cm2	
BUCACION DEL MOMENTO				BUCACION DEL MOMENTO			
eje e -12				eje e +2			
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	2.9	tom-m		MOMENTO	3.27	tom-m	
b	25	cm.		b	25	cm.	
h	50	cm.		h	50	cm.	
d	45.5	cm.		d	45.5	cm.	
Fy	4200	kg/cm2		Fy	4200	kg/cm2	
F'c	280	kg/cm2		F'c	280	kg/cm2	
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	14.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	290000			Mumax (kg-Cm)	327000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001671685			ρ req =	0.001888639		
As max = ρ max*b*d	17.631	cm2		As max = ρ max*b*d	17.631	cm2	
As min = ρ min*b*d	2.048	cm2		As min = ρ min*b*d	2.048	cm2	
Asrequerido	1.90	cm2		Asrequerido	2.15	cm2	
As adoptado	2.048	cm2		As adoptado	2.148	cm2	

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje e2-	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje e23
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	5.8		tom-m	MOMENTO	3.42		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	50		cm.	h	50		cm.
d	45.5		cm.	d	45.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	7.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	580000			Mumax (kg-Cm)	342000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003395804			ρ req =	0.001976838		
As max = ρ max*b*d	17.631		cm2	As max = ρ max*b*d	17.631		cm2
As min = ρ min*b*d	2.048		cm2	As min = ρ min*b*d	2.048		cm2
Asrequerido	3.86		cm2	Asrequerido	2.25		cm2
As adoptado	3.863		cm2	As adoptado	2.249		cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje e3-
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	2.74		tom-m
b	25		cm.
h	50		cm.
d	45.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2
φ	0.9		
rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00		
<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	274000		
ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001578132		
As max = ρ max*b*d	17.631		cm2
As min = ρ min*b*d	2.048		cm2
Asrequerido	1.80		cm2
As adoptado	2.048		cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 a-			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 a+		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"	
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00	
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje ab			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 b+		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	1	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"	
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00	
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	100000		Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.000721421		ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	0.73	cm2	Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 b-			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 bc		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	3.2	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"					Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"				
Espaciamiento	14.00					Espaciamiento	14.00				
<u>CÁLCULOS</u>						<u>CÁLCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	320000		Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	140000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.002342261		ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.001012608	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	2.37	cm2	Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	1.03	cm2
As adoptado	2.372	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 +c			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje1 -c		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	4.2	tom-m	MOMENTO	4.7	tom-m	MOMENTO	4.7	tom-m	MOMENTO	4.7	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"					Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"				
Espaciamiento	7.00					Espaciamiento	7.00				
<u>CÁLCULOS</u>						<u>CÁLCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	420000		Mumax (kg-Cm)	470000		Mumax (kg-Cm)	470000		Mumax (kg-Cm)	470000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.003095215		ρ req =	0.003475689		ρ req =	0.003475689		ρ req =	0.003475689	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	3.13	cm2	Asrequerido	3.52	cm2	Asrequerido	3.52	cm2	Asrequerido	3.52	cm2
As adoptado	3.134	cm2	As adoptado	3.519	cm2	As adoptado	3.519	cm2	As adoptado	3.519	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje1 cd			BUCACION DEL MOMENTO			eje1 +d		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:						DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	1.4	tom-m	MOMENTO	3.6	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	45	cm.	h	45	cm.						
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "							
RESULTADOS			RESULTADOS								
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"							
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	7.00							
CALCULOS			CALCULOS								
Mumax (kg-Cm)	140000		Mumax (kg-Cm)	360000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.001012608		ρ req =	0.002642183							
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2						
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2						
Asrequerido	1.03	cm2	Asrequerido	2.68	cm2						
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	2.675	cm2						

BUCACION DEL MOMENTO			eje1-d		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	1.6	tom-m			
b	25	cm.			
h	45	cm.			
d	40.5	cm.			
Fy	4200	kg/cm2			
F'c	280	kg/cm2			
φ	0.9				
rec	4.95				
VARILLA Ø	1/2 "				
RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"				
Espaciamiento	14.00				
CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	160000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.001158774				
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2			
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2			
Asrequerido	1.17	cm2			
As adoptado	1.823	cm2			

BUCACION DEL MOMENTO			eje1 de		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	1.1	tom-m			
b	25	cm.			
h	45	cm.			
d	40.5	cm.			
Fy	4200	kg/cm2			
F'c	280	kg/cm2			
φ	0.9				
rec	4.95				
VARILLA Ø	1/2 "				
RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"				
Espaciamiento	14.00				
CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	110000				
ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.000794076				
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2			
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2			
Asrequerido	0.80	cm2			
As adoptado	1.823	cm2			

BUCACION DEL MOMENTO		eje1 e+
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS		
DATOS PARA EL DISEÑO:		
MOMENTO	1.6	tom-m
b	25	cm.
h	45	cm.
d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2
φ	0.9	
rec	4.95	
VARILLA φ	1/2 "	
RESULTADOS		
Nº DE VARILLAS φ	2φ1/2"	
Espaciamiento	14.00	
CALCULOS		
Mumax (kg-Cm)	160000	
ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001158774	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	1.17	cm2
As adoptado	1.823	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje2a+	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje2a-
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	0.3		tom-m	MOMENTO	4.9		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	45		cm.	h	45		cm.
d	40.5		cm.	d	40.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	7.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	30000			Mumax (kg-Cm)	490000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000215458			ρ req =	0.003628642		
As max = ρ max*b*d	15.694		cm2	As max = ρ max*b*d	15.694		cm2
As min = ρ min*b*d	1.823		cm2	As min = ρ min*b*d	1.823		cm2
Asrequerido	0.22		cm2	Asrequerido	3.67		cm2
As adoptado	1.823		cm2	As adoptado	3.674		cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje2ab	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje2b-
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	2.4		tom-m	MOMENTO	2.4		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	45		cm.	h	45		cm.
d	40.5		cm.	d	40.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	14.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	240000			Mumax (kg-Cm)	240000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.00174733			ρ req =	0.00174733		
As max = ρ max*b*d	15.694		cm2	As max = ρ max*b*d	15.694		cm2
As min = ρ min*b*d	1.823		cm2	As min = ρ min*b*d	1.823		cm2
Asrequerido	1.77		cm2	Asrequerido	1.77		cm2
As adoptado	1.823		cm2	As adoptado	1.823		cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje2b--			BUCACION DEL MOMENTO			eje2bc		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:						DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	2.4	tom-m	MOMENTO	2.4	tom-m	MOMENTO	2.4	tom-m	MOMENTO	2.4	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
RESULTADOS						RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"	
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00	
CALCULOS						CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	240000		Mumax (kg-Cm)	240000		Mumax (kg-Cm)	240000		Mumax (kg-Cm)	240000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.00174733		ρ req =	0.00174733		ρ req =	0.00174733		ρ req =	0.00174733	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	1.77	cm2	Asrequerido	1.77	cm2	Asrequerido	1.77	cm2	Asrequerido	1.77	cm2
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje2c+			BUCACION DEL MOMENTO			eje2c-		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:						DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	5.6	tom-m	MOMENTO	4.7	tom-m	MOMENTO	4.7	tom-m	MOMENTO	4.7	tom-m
b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.	b	25	cm.
h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.	h	45	cm.
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.	d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9		φ	0.9	
rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95		rec	4.95	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
RESULTADOS						RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"	
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00	
CALCULOS						CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	560000		Mumax (kg-Cm)	470000		Mumax (kg-Cm)	470000		Mumax (kg-Cm)	470000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.00416749		ρ req =	0.003475689		ρ req =	0.003475689		ρ req =	0.003475689	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	4.22	cm2	Asrequerido	3.52	cm2	Asrequerido	3.52	cm2	Asrequerido	3.52	cm2
As adoptado	4.220	cm2	As adoptado	3.519	cm2	As adoptado	3.519	cm2	As adoptado	3.519	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje2cd	BUCACION DEL MOMENTO			eje2d-
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	4.7		tom-m	MOMENTO	3.2		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	45		cm.	h	45		cm.
d	40.5		cm.	d	40.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	14.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	470000			Mumax (kg-Cm)	320000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003475689			ρ req =	0.002342261		
As max = ρ max*b*d	15.694		cm2	As max = ρ max*b*d	15.694		cm2
As min = ρ min*b*d	1.823		cm2	As min = ρ min*b*d	1.823		cm2
Asrequerido	3.52		cm2	Asrequerido	2.37		cm2
As adoptado	3.519		cm2	As adoptado	2.372		cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje2d+	BUCACION DEL MOMENTO			eje2de
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.8		tom-m	MOMENTO	2.8		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	45		cm.	h	45		cm.
d	40.5		cm.	d	40.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	14.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	180000			Mumax (kg-Cm)	280000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001305327			ρ req =	0.002043985		
As max = ρ max*b*d	15.694		cm2	As max = ρ max*b*d	15.694		cm2
As min = ρ min*b*d	1.823		cm2	As min = ρ min*b*d	1.823		cm2
Asrequerido	1.32		cm2	Asrequerido	2.07		cm2
As adoptado	1.823		cm2	As adoptado	2.070		cm2

BUCACION DEL MOMENTO		eje 2-e
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS		
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>		
MOMENTO	1.4	tom-m
b	25	cm.
h	45	cm.
d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2
φ	0.9	
rec	4.95	
VARILLA φ	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>		
Nº DE VARILLAS φ	2φ1/2"	
Espaciamiento	14.00	
<u>CALCULOS</u>		
Mumax (kg-Cm)	140000	
ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001012608	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	1.03	cm2
As adoptado	1.823	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje3a-			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje3+		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	0.8	tom-m	MOMENTO	3.6	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	45	cm.	h	45	cm.						
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "							
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"							
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	7.00							
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	80000		Mumax (kg-Cm)	360000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.000576395		ρ req =	0.002642183							
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2						
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2						
Asrequerido	0.58	cm2	Asrequerido	2.68	cm2						
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	2.675	cm2						

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje3ab			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			eje3b+		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>						<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>					
MOMENTO	1	tom-m	MOMENTO	1	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	45	cm.	h	45	cm.						
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "							
<u>RESULTADOS</u>						<u>RESULTADOS</u>					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"							
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00							
<u>CALCULOS</u>						<u>CALCULOS</u>					
Mumax (kg-Cm)	100000		Mumax (kg-Cm)	100000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.000721421		ρ req =	0.000721421							
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2						
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2						
Asrequerido	0.73	cm2	Asrequerido	0.73	cm2						
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2						

BUCACION DEL MOMENTO			eje3b-			BUCACION DEL MOMENTO			eje3bc		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:						DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	2	tom-m	MOMENTO	1.4	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	45	cm.	h	45	cm.						
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "							
RESULTADOS						RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"							
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00							
CALCULOS						CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	200000		Mumax (kg-Cm)	140000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.001452268		ρ req =	0.001012608							
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2						
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2						
Asrequerido	1.47	cm2	Asrequerido	1.03	cm2						
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2						

BUCACION DEL MOMENTO			eje3c+			BUCACION DEL MOMENTO			eje3c-		
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS						DISEÑO DE ACERO EN VIGAS					
DATOS PARA EL DISEÑO:						DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	2.1	tom-m	MOMENTO	2.1	tom-m						
b	25	cm.	b	25	cm.						
h	45	cm.	h	45	cm.						
d	40.5	cm.	d	40.5	cm.						
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2						
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2						
φ	0.9		φ	0.9							
rec	4.95		rec	4.95							
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "							
RESULTADOS						RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"							
Espaciamiento	14.00		Espaciamiento	14.00							
CALCULOS						CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	210000		Mumax (kg-Cm)	210000							
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155							
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018							
ρ req =	0.001525885		ρ req =	0.001525885							
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2	As max = ρ max*b*d	15.694	cm2						
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2	As min = ρ min*b*d	1.823	cm2						
Asrequerido	1.54	cm2	Asrequerido	1.54	cm2						
As adoptado	1.823	cm2	As adoptado	1.823	cm2						

BUCACION DEL MOMENTO			eje3cd	BUCACION DEL MOMENTO			eje3d+
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.3		tom-m	MOMENTO	2.2		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	45		cm.	h	45		cm.
d	40.5		cm.	d	40.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	14.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	130000			Mumax (kg-Cm)	220000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000939669			ρ req =	0.001599601		
As max = ρ max*b*c	15.694		cm2	As max = ρ max*b*c	15.694		cm2
As min = ρ min*b*d	1.823		cm2	As min = ρ min*b*d	1.823		cm2
Asrequerido	0.95		cm2	Asrequerido	1.62		cm2
As adoptado	1.823		cm2	As adoptado	1.823		cm2

BUCACION DEL MOMENTO			eje3d-	BUCACION DEL MOMENTO			eje3de
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS				DISEÑO DE ACERO EN VIGAS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	2.4		tom-m	MOMENTO	2		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	45		cm.	h	45		cm.
d	40.5		cm.	d	40.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	2Ø1/2"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	14.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	240000			Mumax (kg-Cm)	200000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.00174733			ρ req =	0.001452268		
As max = ρ max*b*c	15.694		cm2	As max = ρ max*b*c	15.694		cm2
As min = ρ min*b*d	1.823		cm2	As min = ρ min*b*d	1.823		cm2
Asrequerido	1.77		cm2	Asrequerido	1.47		cm2
As adoptado	1.823		cm2	As adoptado	1.823		cm2

BUCACION DEL MOMENTO		eje3e+
DISEÑO DE ACERO EN VIGAS		
DATOS PARA EL DISEÑO:		
MOMENTO	11.1	tom-m
b	25	cm.
h	45	cm.
d	40.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2
φ	0.9	
rec	4.95	
VARILLA Ø	3/4 "	
RESULTADOS		
Nº DE VARILLAS Ø	3Ø3/4"	
Espaciamiento	3.00	
CALCULOS		
Mumax (kg-Cm)	1110000	
ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.008611073	
As max = ρ max*b*d	15.694	cm2
As min = ρ min*b*d	1.823	cm2
Asrequerido	8.72	cm2
As adoptado	8.719	cm2



Vn=	304.33	kg
Vc	>	Vn
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----	-----	-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$ <div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 2px;">#¡VALOR!</div>		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	> 1.054 * √f'c * b * d	11.25
Espaciamiento (cm)	22.500	

Vn=	3,070.40	kg
Vc	>	Vn
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----	-----	-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$ <div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 2px;">#¡VALOR!</div>		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	> 1.054 * √f'c * b * d	11.25
Espaciamiento (cm)	22.500	



Vn=	8,889.87	kg
Vc	<	Vn
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	8889.87059
Vs=Vn-Vc=	249.387203	kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=	42387.277	
8889.870588	<	42387.277
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		914.734
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/2=	22.5
Vu > 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/4=	11.25
1.054 * vf'c*d*d =	17183.14998	kg
Condicion escogida ≤ 1.054 * vf'c*b*d		22.5
Espaciamiento (cm)		22.500
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L		488 cm
L/2		244 cm
vu critico		7250.34527 kg
dis.zona 1		7 cm
espaciamiento adoptado		22.500 cm
distribucion φ		0 estrivos
zona 2		237
dis zona 2		22.500 cm
distribucion φ		2 estrivos

Vn=	10,741.55	kg
Vc	<	Vn
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	10741.55
Vs=Vn-Vc=	2101.04603	kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=	42387.277	
10741.52941	<	42387.277
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		1080.000
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/2=	22.5
Vu > 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/4=	11.25
1.054 * vf'c*d*d =	17183.14998	kg
Condicion escogida ≤ 1.054 * vf'c*b*d		22.5
Espaciamiento (cm)		22.500
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L		488 cm
L/2		244 cm
vu critico		8760.50964 kg
dis.zona 1		48 cm
espaciamiento adoptado		22.500 cm
distribucion φ		2 estrivos
zona 2		196
dis zona 2		22.500 cm
distribucion φ		2 estrivos

Vn=	4,880.90	Kg
Vc	>	Vn
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----	-----	-----
Vu max ≤	2.6 * φ * v210 * b * d=	
2.6 * φ * v210 * b * d=	42387.277	
-----	>	42387.277
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/2=	22.5
Vu > 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/4=	11.25
1.054 * vf'c*d*d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	> 1.054 * vf'c*b*d	11.25
Espaciamiento (cm)	22.500	

Vc	Vn	Ejemplo
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277 Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi * \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	1.054 * √f'c * b * d	11.25
Espaciamento (cm)	22.500	

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277 Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * vf'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	1.054 * vf'c * b * d	11.25
Espaciamento (cm)	22.500	

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	10746
Vs=Vn-Vc=	2106.19897	Kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
10746.68235	<	42387.277 Cumple
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/2 =	
Vu > 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/4 =	
1.054 * vf'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	1.054 * vf'c * b * d	
Espaciamento (cm)	22.500	
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L	488 cm	
L/2	244 cm	
vu critico	8764.71225 kg	
dis.zona 1	48 cm	
espaciamento adoptado	22.500 cm	
distribucion φ	2 estribo	
zona 2	196	
dis zona 2	22.500 cm	
distribucion φ	2 estribo	

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	14371.4706
Vs=Vn-Vc= 5730.9872 Kg		
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=	42387.277	
14371.4706 <	42387.277	Cumple
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$ 39.805		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * S max = d/2=		22.5
Vu > 1.054 * S max = d/4=		11.25
1.054 * Vf'c * d * c	17183.14998	kg
Condicion es	≤ 1.054 * Vf'c * b * d	22.5
Espaciamient	22.500	
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L	488 cm	
L/2	244 cm	
vu critico	11720.9945 kg	
dis.zona 1	97 cm	
espaciamento adoptado	22.500 cm	
distribucion φ	4 estrivos	
zona 2	147	
dis zona 2	22.500 cm	
distribucion φ	2 estrivos	

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----

Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=	42387.277	
----- >	42387.277	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$ 		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * S max = d/2=		22.5
Vu > 1.054 * S max = d/4=		11.25
1.054 * Vf'c * d * c	17183.14998	kg
Condicion es	≤ 1.054 * Vf'c * b * d	11.25
Espaciamient	22.500	

Vc =	8,640.48	kg	
Vu =	4,385.88	kg	
Vn =	5,159.86	kg	
Vc	>	Vn	Cumple

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:

Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277		
-----	>	42387.277	Cambiar D

3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:

$$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$$

4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS

Condiciones de E- 060	
S max =	< 60 cm 60
Vu ≤ 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/2= 22.5
Vu > 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/4= 11.25
1.054 * vf'c * d * d =	17183.14998 kg
Condicion escogida	1.054 * vf'c * b * d 11.25
espaciamento (cm)	11.250

Vc =	8,640.48	kg	
Vu =	9,149.95	kg	
Vn =	10,764.65	kg	
Vc	<	Vn	Necesita estribos

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:

Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	8640.48338	10764.6471	
Vs = Vn - Vc =	2124.16367	Kg	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277		
10764.64706	<	42387.277	Cumple

3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:

$$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$$

4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS

Condiciones de E- 060	
S max =	< 60 cm 60
Vu ≤ 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/2= 22.5
Vu > 1.054 * vf'c * b * d	S max = d/4= 11.25
1.054 * vf'c * d * d =	17183.14998 kg
Condicion escogida	1.054 * vf'c * b * d 22.5
Espaciamento (cm)	22.500

5 ANALISIS POR ESPACIADO

L	488 cm
L/2	244 cm
vu critico	8779.36379 kg
dis.zona 1	48 cm
espaciamento adoptado	10 cm
distribucion φ	5 estribos
zona 2	196
dis zona 2	98 cm
distribucion φ	5 estribos



Vc =	8,640.48	kg	
Vu =	2,952.39	kg	
Vn =	3,473.40	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277		
-----	>	42387.277	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =		22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =		11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg	
Condicion escogida	> 1.054 * √f'c * b * d		11.25
Espaciamiento (cm)	22.500		

Vc =	8,640.48	kg	
Vu =	5,949.80	kg	
Vn =	6,999.76	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277		
-----	>	42387.277	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =		22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =		11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg	
Condicion escogida	> 1.054 * √f'c * b * d		11.25
Espaciamiento (cm)	22.500		

Vc =	8,640.48	kg
Vu =	3,360.04	kg
Vn =	3,952.99	kg
Vc	>	Vn Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277 Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	1.054 * √f'c * b * d	11.25
Espaciamiento (cm)	22.500	

Vn=	3,365.46	kg
Vc	>	Vn
Cumple		
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL		
MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	47096.9744	
-----	>	47096.9744
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	25
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	12.5
1.054 * √f'c * d * d =	19092.38886	kg
Condicion escogida	> 1.054 * √f'c * b * d	12.5
Espaciamento (cm)	25.000	

Vn=	8,988.38	kg
Vc	>	Vn
Cumple		
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	47096.9744	
--	>	47096.9744
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	25
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	12.5
1.054 * √f'c * d * d =	19092.38886	kg
Condicion escogida	> 1.054 * √f'c * b * d	12.5
Espaciamento (cm)	25.000	

Vn=	12,476.68	kg
Vc	<	Vn
Necesita est		
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	9600.53709	12476.68
Vs=Vn-Vc=	2876.14526	kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	47096.9744	
12476.68235	<	47096.9744
Cumple		
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	12.5
1.054 * √f'c * d * d =	19092.38886	kg
Condicion escogida	≤ 1.054 * √f'c * b * d	
Espaciamento (cm)	25.000	

Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	47096.9744		
-----	>	47096.9744	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * S max = d/2 =			25
Vu > 1.054 * √f'c * S max = d/4 =			12.5
1.054 * √f'c * d * c	19092.38886	kg	
Condicion es	1.054 * √f'c * b * d		12.5
Espaciament	25.000		

Vc	<	Vn	Necesita es
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	9600.53709	20228.75294	
Vs=Vn-Vc=	10628.2158	Kg	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	47096.9744		
20228.75294	<	47096.9744	Cumple
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d * S max = d/2 =			
Vu > 1.054 * √f'c * b * d * S max = d/4 =			1
1.054 * √f'c * d * d =	19092.38886	kg	
Condicion escogida	≤ 1.054 * √f'c * b * d		
Espaciamiento (cm)	23.849		
5 ANALISIS POR ESPACIADO			
L	340 cm		
L/2	170 cm		
vu critico	14279.1197 kg		
dis.zona 1	89 cm		
espaciamiento adoptado	23.849 cm		
distribucion	φ	2 estribos	
zona 2	81		
dis zona 2	23.849 cm		
distribucion	φ	2 estribos	

Vc	<	Vn	Necesita estribo
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	9600.53709	14412.1529	
Vs=Vn-Vc=	4811.61585	Kg	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=		
2.6 * φ * √210 * b * d=	47096.9744		
14412.15294 <	47096.9744	Cumple	
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			52.679
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c*b*d	S max = d/2=		25
Vu > 1.054 * √f'c*b*d	S max = d/4=		12.5
1.054 * √f'c*d*d =	19092.38886	kg	
Condicion escogida	≤ 1.054 * √f'c*b*d		25
Espaciamento (cm)	25.000		
5 ANALISIS POR ESPACIADO			
L	385 cm		
L/2	25.000 cm		
vu critico	-14412.153 kg		
dis.zona 1	8 cm		
espaciamento adoptado	10 cm		
distribucion	φ	2 estrivos	
zona 2	17		
dis zona 2	25 cm		
distribucion	φ	2 estrivos	



MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277 Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$		
		#¡VALOR!
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/2=	22.5
Vu > 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/4=	11.25
1.054 * vf'c*d*d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	·1.054 * vf'c*b*d	11.25
Espaciamento (cm)	22.500	

MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	
Kg	8640.48338	12
-----		-----
Vs=Vn-Vc=	3400.59897	Kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
12041.08235	<	42387.277 Cur
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	
Vu ≤ 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/2=	
Vu > 1.054 * vf'c*b*d	S max = d/4=	
1.054 * vf'c*d*d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	≤1.054 * vf'c*b*d	
Espaciamento (cm)	22.500	
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L	340 cm	
L/2	170 cm	
vu critico	8853.73702 kg	
dis.zona 1	48 cm	
espaciamento adoptado	22.500 cm	
distribucion	φ	2 est
zona 2	122	
dis zona 2	22.500 cm	
distribucion	φ	2 est

MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	63715.0118
Vs=Vn-Vc=	55074.5284	Kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=	42387.277	
63715.01176 >	42387.277	Cumple
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		4.142
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * S max = d/2=		22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d S max = d/4=		11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida > 1.054 * √f'c * b * d		11.25
Espaciamiento (cm)	22.500	
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L	360 cm	
L/2	180 cm	
vu critico	47786.2588 kg	
dis.zona 1	156 cm	
espaciamiento adoptado	22.500 cm	
distribucion φ	7 estrivos	
zona 2	24	
dis zona 2	22.500 cm	
distribucion φ	3 estrivos	



2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	-----	-----
-----		-----
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
-----	>	42387.277 Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$		#iVALOR!
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	1.054 * √f'c * b * d	11.25
Espaciamento (cm)	22.500	

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	18726
Vs=Vn-Vc=	10085.9754	Kg
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =	42387.277	
18726.45882	<	42387.277 Cumpl
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$		2
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida	1.054 * √f'c * b * d	11.25
Espaciamento (cm)	22.500	
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L	340 cm	
L/2	170 cm	
vu critico	13769.455 kg	
dis.zona 1	92 cm	
espaciamento adoptado	22.500 cm	
distribucion	φ	4 estribo
zona 2	78	
dis zona 2	39 cm	
distribucion	φ	3 estribo

2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:		
Calculo de refuerzo	Vc	Vn
Kg	8640.48338	20710.9882
Vs=Vn-Vc=		
12070.5049	Kg	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=	42387.277	
20710.98824	<	42387.277 Cumple
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:		
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} = 18.899$		
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS		
Condiciones de E- 060		
S max =	< 60 cm	60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2=	22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4=	11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg
Condicion escogida ≤ 1.054 * √f'c * b * d		22.5
Espaciamento (cm)	18.899	
5 ANALISIS POR ESPACIADO		
L	360 cm	
L/2	180 cm	
vu critico	15533.2412 kg	
dis.zona 1	105 cm	
espaciamento adoptado	18.899 cm	
distribucion φ	6 estrivos	
zona 2	75	
dis zona 2	37.5 cm	
distribucion φ	3 estrivos	

Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL			
MAXIMO:			
Calculo de refuerzo		Vc	Vn
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤		2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =		42387.277	
-----	>	42387.277	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * S max = d/2 =			22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d S max = d/4 =			11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg	
Condicion escogida ≤ 1.054 * √f'c * b * d			11.25
Espaciamento (cm)		22.500	

Vc	<	Vn	Neces
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL			
MAXIMO:			
Calculo de refuerzo		Vc	
Kg		8640.48338	2193
Vs = Vn - Vc =		13298.2225	kg
Vu max ≤		2.6 * φ * √210 * b * d =	
2.6 * φ * √210 * b * d =		42387.277	
21938.70588	<	42387.277	Cump
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * S max = d/2 =			
Vu > 1.054 * √f'c * b * d S max = d/4 =			
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg	
Condicion escogida ≤ 1.054 * √f'c * b * d			
Espaciamento (cm)		17.154	
5 ANALISIS POR ESPACIADO			
L			488 cm
L/2			244 cm
vu critico			17892.6331 kg
dis.zona 1			148 cm
espaciamento adoptado			22.5 cm
distribucion φ			7 estriv
zona 2			96
dis zona 2			22.5 cm
distribucion φ			2 estriv

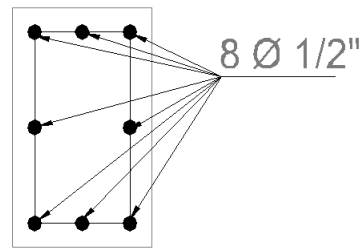
Vc	<	Vn	Necesita estribo
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo		Vc	Vn
Kg		8640.48338	15543.6471
Vs=Vn-Vc=		6903.16367	Kg
Vu max ≤		2.6 * φ * √210 * b * d=	
2.6 * φ * √210 * b * d=		42387.277	
15543.64706	<	42387.277	Cumple
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			33.046
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2=		22.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4=		11.25
1.054 * √f'c * d * d =	17183.14998	kg	
Condicion escogida	≤ 1.054 * √f'c * b * d		22.5
Espaciamiento (cm)		22.500	
5 ANALISIS POR ESPACIADO			
L		488 cm	
L/2		244 cm	
vu critico		12676.9908 kg	
dis.zona 1		108 cm	
espaciamiento adoptado		22.500 cm	
distribucion	φ	5 estribos	
zona 2		136	
dis zona 2		22.500 cm	
distribucion	φ	2 estribos	

III DISEÑO DE ACERO EN COLUMNAS

DISEÑO DE ACERO COLUMNAS		
DATOS PARA EL DISEÑO:		
F_y	4200	kg/cm ²
F'_c	280	kg/cm ²
φ	0.9	
rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "	3/4 "
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION		
Nº DE VARILLAS Ø	12Ø1/2"+6Ø3/4"	
Espaciamiento		
CALCULOS		
ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001897467	
As max = ρ max * b * d	4.263	cm ²
As min = ρ min * b * d	0.495	cm ²
As requerido	0.52	cm ²
As adoptado	31.250	cm ²

DISEÑO DE ACERO COLUMNAS		
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>		
Fy	4200	kg/cm ²
F'c	280	kg/cm ²
φ	0.9	
rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "	5/8 "
<u>DISEÑO DE ACERO CIMENTACION</u>		
Nº DE VARILLAS Ø	13Ø1/2"+9Ø5/8"	
Espaciamiento		
<u>CALCULOS</u>		
ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001897467	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm ²
As min = ρ min*b*d	0.495	cm ²
As requerido	0.52	cm ²
As adoptado	33.750	cm ²

DISEÑO DE ACERO COLUMNAS		
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>		
Fy	4200	kg/cm ²
F'c	280	kg/cm ²
φ	0.9	
rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "	5/8 "
<u>DISEÑO DE ACERO CIMENTACION</u>		
Nº DE VARILLAS Ø	6Ø1/2"+6Ø5/8"	
Espaciamiento		
<u>CALCULOS</u>		
ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001897467	
As max = ρ max * b * d	4.263	cm ²
As min = ρ min * b * d	0.495	cm ²
As requerido	0.52	cm ²
As adoptado	18.750	cm²



DISEÑO DE ACERO COLUMNAS

DATOS PARA EL DISEÑO:

MOMENTO	0.48	tom-m
Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2
φ	0.9	
rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "	

DISEÑO DE ACERO CIMENTACION

Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"
------------------	---------------

Espaciamiento

CALCULOS

ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001897467	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm2
As min = ρ min*b*d	0.495	cm2
Asrequerido	0.52	cm2
As adoptado	10.000	cm2

N	TIPO DE C	CORTANTE + MAX	CORTANTE - MAX
1	C1	4828.27	9021.65
2	C2	8299.01	13401.46
3	C3	6315.75	2258.64
4	C4	10628.29	7543.56
5	C5	11346.69	2177.55
6	C6	7483.94	10915.57
7	C8	4298.16	11538.78
8	C9	2615.45	3451.17
9	C11	7447.04	3708.09

C1			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	125		
Vc =	24,001.34	kg	
Vu =	9,021.65	kg	
Vn =	10,613.71	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	117742.436		
-----	>	117742.436	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =		35.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =		17.75
1.054 * √f'c * d * d =	47730.97216	kg	
Condicion escogida	·1.054 * √f'c * b * d		17.75
Espaciamiento (cm)	35.500		

C2			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	125		
Vc =	24,001.34	kg	
Vu =	13,401.46	kg	
Vn =	15,766.42	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	117742.436		
-----	>	117742.436	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * S max = d/2 =			62.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d S max = d/4 =			31.25
1.054 * √f'c * d * d =	47730.97216	kg	
Condicion escogida 1.054 * √f'c * b * d			31.25
Espaciamiento (cm)	31.250		

C3			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	75		
Vc =	14,400.81	kg	
Vu =	6,315.75	kg	
Vn =	7,430.29	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	70645.4616		
----- >	70645.4616	Cambiar D	
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm	60	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	37.5	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	18.75	
1.054 * √f'c * d * d =	28638.58329	kg	
Condicion escogida	·1.054 * √f'c * b * d	18.75	
Espaciamento (cm)	18.750		

C4			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	125		
Vc =	24,001.34	kg	
Vu =	10,628.29	kg	
Vn =	12,503.87	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	117742.436		
-----	>	117742.436	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm	60	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	62.5	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	31.25	
1.054 * √f'c * d * d =	47730.97216	kg	
Condicion escogida	1.054 * √f'c * b * d	31.25	
Espaciamiento (cm)	31.250		

C5			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	75		
Vc =	14,400.81	kg	
Vu =	10,915.57	kg	
Vn =	12,841.85	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	70645.4616		
----- >	70645.4616	Cambiar D	
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm		60
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =		37.5
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =		18.75
1.054 * √f'c * d * d =	28638.58329	kg	
Condicion escogida	· 1.054 * √f'c * b * d		18.75
Espaciamiento (cm)	18.750		

C6			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	125		
Vc =	24,001.34	kg	
Vu =	10,915.57	kg	
Vn =	12,841.85	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	117742.436		
----- >	117742.436	Cambiar D	
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm	60	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	62.5	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	31.25	
1.054 * √f'c * d * d =	47730.97216	kg	
Condicion escogida	·1.054 * √f'c * b * d	31.25	
Espaciamento (cm)	31.250		

C8			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	125		
Vc =	24,001.34	kg	
Vu =	11,538.78	kg	
Vn =	13,575.04	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	117742.436		
-----	>	117742.436	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm	60	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * S max = d/2 =		62.5	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d S max = d/4 =		31.25	
1.054 * √f'c * d * d =	47730.97216	kg	
Condicion escogida > 1.054 * √f'c * b * d		31.25	
Espaciamiento (cm)	31.250		

C9			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	125		
Vc =	24,001.34	kg	
Vu =	3,451.17	kg	
Vn =	4,060.20	kg	
Vc	>	Vn	Cumple
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	-----	-----	
-----		-----	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	117742.436		
-----	>	117742.436	Cambiar D
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{A_v * f_y * d}{V_s} =$			
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm	60	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	62.5	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	31.25	
1.054 * √f'c * d * d =	47730.97216	kg	
Condicion escogida	·1.054 * √f'c * b * d	31.25	
Espaciamento (cm)	31.250		

C11			
1 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
b	25		
d	36		
Vc =	6,912.39	kg	
Vu =	7,447.04	kg	
Vn =	8,761.22	kg	
Vc	<	Vn	Necesita estrivo
2 CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:			
Calculo de refuerzo	Vc	Vn	
Kg	6912.38671	8761.223529	
Vs = Vn - Vc =	1848.83682	Kg	
Vu max ≤	2.6 * φ * √210 * b * d =		
2.6 * φ * √210 * b * d =	33909.8216		
8761.223529 <	33909.8216	Cumple	
3 CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:			
$S = \phi \frac{Av * fy * d}{Vs} =$		98.710	
4 ESPACIAMIENTOS MAXIMOS			
Condiciones de E- 060			
S max =	< 60 cm	60	
Vu ≤ 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/2 =	18	
Vu > 1.054 * √f'c * b * d	S max = d/4 =	9	
1.054 * √f'c * d * d =	13746.51998	kg	
Condicion escogida	≤ 1.054 * √f'c * b * d	18	
Espaciamento (cm)	18.000		
5 ANALISIS POR ESPACIADO			
L	250 cm		
L/2	125 cm		
vu critico	6237.99115 kg		
dis.zona 1	26 cm		
espaciamento adoptado	10 cm		
distribucion	φ	3 estrivos	
zona 2	99		
dis zona 2	20 cm		
distribucion	φ	2 estrivos	

IV DISEÑO DE ACERO EN LOSA DE CIMENTACIÓN

MOMENTOS EN TOM-M

	1b	1c	1d	1e	1f	1g	1h
3		7.13	-1.2	7.67	2	7.3	
		-17.78	1.55			18.1	13.9
	-14.43					20.2	
	-21.98	-19.51	4		1.1		22.86
5		10.66	11.26	29.27	9.49	12.14	9.17
	-3.01					21.65	
	-28.19	-34.4	-30.1	-31.17	-28.59	32.95	23.74
						29.1	
	-17.46	-29.3 13.46	-19.34	10.58	18.6	14.81	12.8

UBICACION DEL MOMENTO			1a-1	UBICACION DEL MOMENTO			1a-2
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	2.34		tom-m	MOMENTO	19.5		tom-m
b	100		cm.	b	100		cm.
h	80		cm.	h	80		cm.
d	73		cm.	d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	7.5			rec	7.5		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	7.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	234000			Mumax (kg-Cm)	1950000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.00012922			ρ req =	0.001086016		
As max = ρ max*b*d	113.150		cm2	As max = ρ max*b*d	113.150		cm2
As min = ρ min*b*d	13.140		cm2	As min = ρ min*b*d	13.140		cm2
Asrequerido	0.94		cm2	Asrequerido	7.93		cm2
As adoptado	13.140		cm2	As adoptado	13.140		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1a-3	UBICACION DEL MOMENTO			1a-4
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	30.35		tom-m	MOMENTO	22.04		tom-m
b	100		cm.	b	100		cm.
h	80		cm.	h	80		cm.
d	73		cm.	d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	210		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	7.5			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	7.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	3035000			Mumax (kg-Cm)	2204000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001699577			ρ req =	0.001233618		
As max = ρ max*b*d	113.150		cm2	As max = ρ max*b*d	113.150		cm2
As min = ρ min*b*d	13.140		cm2	As min = ρ min*b*d	13.140		cm2
Asrequerido	12.41		cm2	Asrequerido	9.01		cm2
As adoptado	13.140		cm2	As adoptado	13.140		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1a-5	UBICACION DEL MOMENTO			1a-6
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	21.41		tom-m	MOMENTO	5.63		tom-m
b	100		cm.	b	100		cm.
h	80		cm.	h	80		cm.
d	73		cm.	d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	210		kg/cm2	F'c	210		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	7.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	2141000			Mumax (kg-Cm)	563000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001197844			ρ req =	0.000311691		
As max = ρ max*b*d	113.150		cm2	As max = ρ max*b*d	113.150		cm2
As min = ρ min*b*d	13.140		cm2	As min = ρ min*b*d	13.140		cm2
Asrequerido	8.74		cm2	Asrequerido	2.28		cm2
As adoptado	13.140		cm2	As adoptado	13.140		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1a-asmin	UBICACION DEL MOMENTO			1b1
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	5.63		tom-m	MOMENTO	17.46		tom-m
b	100		cm.	b	200		cm.
h	80		cm.	h	40		cm.
d	73		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	210		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	7Ø1/2"+6Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"+8Ø3/8"		
Espaciamiento	7.00			Espaciamiento	13.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	563000			Mumax (kg-Cm)	1746000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000311691			ρ req =	0.002407561		
As max = ρ max*b*d	113.150		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	13.140		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	2.28		cm2	Asrequerido	15.89		cm2
As adoptado	13.140		cm2	As adoptado	15.890		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1b2	UBICACION DEL MOMENTO			1b3
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	28.19		tom-m	MOMENTO	3.01		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"+8Ø5/8"			Nº DE VARILLAS Ø	9Ø1/2"		
Espaciamiento	13.00			Espaciamiento	10.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2819000			Mumax (kg-Cm)	301000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003941633			ρ req =	0.000407699		
As max = ρ max*b*d	102.300	cm2		As max = ρ max*b*d	102.300	cm2	
As min = ρ min*b*d	11.880	cm2		As min = ρ min*b*d	11.880	cm2	
Asrequerido	26.01	cm2		Asrequerido	2.69	cm2	
As adoptado	26.015	cm2		As adoptado	11.880	cm2	

UBICACION DEL MOMENTO			1b4
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	21.98		tom-m
b	200		cm.
h	40		cm.
d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2
φ	0.9		
rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"+5Ø5/8"		
Espaciamiento	16.00		
CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2198000		
ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003048436		
As max = ρ max*b*d	102.300	cm2	
As min = ρ min*b*d	11.880	cm2	
Asrequerido	20.12	cm2	
As adoptado	20.120	cm2	

UBICACION DEL MOMENTO			1b5	UBICACION DEL MOMENTO			1c1
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	14.43		tom-m	MOMENTO	29.3		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
9.573				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"+5Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	8Ø1/2"+9Ø5/8"		
Espaciamiento	16.00			Espaciamiento	12.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1443000			Mumax (kg-Cm)	2930000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001982152			ρ req =	0.004102885		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	13.08		cm2	Asrequerido	27.08		cm2
As adoptado	13.082		cm2	As adoptado	27.079		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1c2	UBICACION DEL MOMENTO			1c3
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	13.46		tom-m	MOMENTO	34.4		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"+10Ø5/8"		
Espaciamiento	17.00			Espaciamiento	10.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1346000			Mumax (kg-Cm)	3440000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001846663			ρ req =	0.004850224		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	12.19		cm2	Asrequerido	32.01		cm2
As adoptado	12.188		cm2	As adoptado	32.011		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1c4	UBICACION DEL MOMENTO			1c5
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	10.66		tom-m	MOMENTO	19.51		tom-m
b	25		cm.	b	25		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	210		kg/cm2	F'c	210		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	9Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"		
Espaciamiento	2.00			Espaciamiento	1.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1066000			Mumax (kg-Cm)	1951000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.013725844			ρ req =	0.036246989		
As max = ρ max*b*d	12.788	cm2		As max = ρ max*b*d	12.788	cm2	
As min = ρ min*b*d	1.485	cm2		As min = ρ min*b*d	1.485	cm2	
Asrequerido	11.32	cm2		Asrequerido	29.90	cm2	
As adoptado	11.324	cm2		As adoptado	12.788	cm2	
UBICACION DEL MOMENTO			1c6	UBICACION DEL MOMENTO			1c7
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	17.78		tom-m	MOMENTO	7.13		tom-m
b	25		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	210		kg/cm2	F'c	210		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	9Ø1/2"		
Espaciamiento	1.00			Espaciamiento	19.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1778000			Mumax (kg-Cm)	713000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.0291343			ρ req =	0.000973418		
As max = ρ max*b*d	12.788	cm2		As max = ρ max*b*d	102.300	cm2	
As min = ρ min*b*d	1.485	cm2		As min = ρ min*b*d	11.880	cm2	
Asrequerido	24.04	cm2		Asrequerido	6.42	cm2	
As adoptado	12.788	cm2		As adoptado	11.880	cm2	

UBICACION DEL MOMENTO			1d1	UBICACION DEL MOMENTO			1d2
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	19.34		tom-m	MOMENTO	30.1		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"+7Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"+8Ø5/8"		
Espaciamiento	12.00			Espaciamiento	11.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	1934000			Mumax (kg-Cm)	3010000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.002673196			ρ req =	0.004219411		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	17.64		cm2	Asrequerido	27.85		cm2
As adoptado	17.643		cm2	As adoptado	27.848		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1d3	UBICACION DEL MOMENTO			1d4
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	11.26		tom-m	MOMENTO	4		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	9Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	9Ø1/2"		
Espaciamiento	24.00			Espaciamiento	24.00		
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	1126000			Mumax (kg-Cm)	400000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001540601			ρ req =	0.00054244		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	10.17		cm2	Asrequerido	3.58		cm2
As adoptado	11.880		cm2	As adoptado	11.880		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1d5	UBICACION DEL MOMENTO			1d6
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.55		tom-m	MOMENTO	1.2		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	9Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	3Ø1/2"		
Espaciamiento	21.00			Espaciamiento	47.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	155000			Mumax (kg-Cm)	120000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000209577			ρ req =	0.000162185		
As max = ρ max*b*c	102.300		cm2	As max = ρ max*b*c	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	1.38		cm2	Asrequerido	1.07		cm2
As adoptado	11.880		cm2	As adoptado	11.880		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1e1	UBICACION DEL MOMENTO			1e2
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	10.58		tom-m	MOMENTO	31.17		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	210		kg/cm2	F'c	210		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	7.5		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"+8Ø5/8"		
Espaciamiento	17.00			Espaciamiento	10.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1058000			Mumax (kg-Cm)	3117000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001452714			ρ req =	0.004438498		
As max = ρ max*b*c	102.300		cm2	As max = ρ max*b*c	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	9.59		cm2	Asrequerido	29.29		cm2
As adoptado	11.880		cm2	As adoptado	29.294		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1e3	UBICACION DEL MOMENTO			1e4
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	29.27		tom-m	MOMENTO	7.67		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	35.05		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	7.5			rec	7.5		
VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"+7Ø5/8"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"		
Espaciamiento	11.00			Espaciamiento	17.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2927000			Mumax (kg-Cm)	767000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.004098521			ρ req =	0.000925156		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	108.655		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	12.618		cm2
Asrequerido	27.05		cm2	Asrequerido	6.49		cm2
As adoptado	27.050		cm2	As adoptado	12.618		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1f1	UBICACION DEL MOMENTO			1f2
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	18.6		tom-m	MOMENTO	28.59		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	35.05		cm.	d	35.05		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	7.5			rec	7.5		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	12Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"+6Ø5/8"		
Espaciamiento	14.00			Espaciamiento	12.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1860000			Mumax (kg-Cm)	2859000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.002270714			ρ req =	0.003530346		
As max = ρ max*b*d	108.655		cm2	As max = ρ max*b*d	108.655		cm2
As min = ρ min*b*d	12.618		cm2	As min = ρ min*b*d	12.618		cm2
Asrequerido	15.92		cm2	Asrequerido	24.75		cm2
As adoptado	15.918		cm2	As adoptado	24.748		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1f3	UBICACION DEL MOMENTO			1f4
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	9.49	tom-m		MOMENTO	1.1	tom-m	
b	200	cm.		b	200	cm.	
h	40	cm.		h	40	cm.	
d	35.05	cm.		d	35.05	cm.	
Fy	4200	kg/cm2		Fy	4200	kg/cm2	
F'c	280	kg/cm2		F'c	280	kg/cm2	
φ	0.9			φ	0.9		
rec	7.5			rec	7.5		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"		
Espaciamiento	17.00			Espaciamiento	17.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	949000			Mumax (kg-Cm)	110000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001146947			ρ req =	0.000131752		
As max = ρ max*b*d	108.655	cm2		As max = ρ max*b*d	108.655	cm2	
As min = ρ min*b*d	12.618	cm2		As min = ρ min*b*d	12.618	cm2	
Asrequerido	8.04	cm2		Asrequerido	0.92	cm2	
As adoptado	12.618	cm2		As adoptado	12.618	cm2	
UBICACION DEL MOMENTO				UBICACION DEL MOMENTO			
			1f5				1g1
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	2	tom-m		MOMENTO	14.81	tom-m	
b	200	cm.		b	200	cm.	
h	40	cm.		h	40	cm.	
d	35.05	cm.		d	33	cm.	
Fy	4200	kg/cm2		Fy	4200	kg/cm2	
F'c	280	kg/cm2		F'c	280	kg/cm2	
φ	0.9			φ	0.9		
rec	7.5			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"		
Espaciamiento	17.00			Espaciamiento	19.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	200000			Mumax (kg-Cm)	1481000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000239778			ρ req =	0.002035322		
As max = ρ max*b*d	108.655	cm2		As max = ρ max*b*d	102.300	cm2	
As min = ρ min*b*d	12.618	cm2		As min = ρ min*b*d	11.880	cm2	
Asrequerido	1.68	cm2		Asrequerido	13.43	cm2	
As adoptado	12.618	cm2		As adoptado	13.433	cm2	

UBICACION DEL MOMENTO			1g2	UBICACION DEL MOMENTO			1g3
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	29.1		tom-m	MOMENTO	32.95		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	12Ø1/2"+0Ø5/8"			Nº DE VARILLAS Ø	12Ø1/2"+8Ø5/8"		
Espaciamiento	17.00			Espaciamiento	10.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2910000			Mumax (kg-Cm)	3295000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.004073794			ρ req =	0.004636653		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	26.89		cm2	Asrequerido	30.60		cm2
As adoptado	26.887		cm2	As adoptado	30.602		cm2
UBICACION DEL MOMENTO				UBICACION DEL MOMENTO			
1g4				1g5			
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	21.65		tom-m	MOMENTO	12.14		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	16Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"		
Espaciamiento	13.00			Espaciamiento	21.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2165000			Mumax (kg-Cm)	1214000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003001388			ρ req =	0.001662822		
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2
Asrequerido	19.81		cm2	Asrequerido	10.97		cm2
As adoptado	19.809		cm2	As adoptado	11.880		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1g6	UBICACION DEL MOMENTO			1g7		
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION					
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	20.2		tom-m	MOMENTO	18.1		tom-m		
b	200		cm.	b	200		cm.		
h	40		cm.	h	40		cm.		
d	33		cm.	d	33		cm.		
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2		
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2		
φ	0.9			φ	0.9				
rec	4.95			rec	4.95				
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "				
RESULTADOS				RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	15Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	13Ø1/2"				
Espaciamiento	13.00			Espaciamiento	16.00				
CALCULOS				CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	2020000			Mumax (kg-Cm)	1810000				
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.002795146			ρ req =	0.002497843				
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2		
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2		
Asrequerido	18.45		cm2	Asrequerido	16.49		cm2		
As adoptado	18.448		cm2	As adoptado	16.486		cm2		
UBICACION DEL MOMENTO				1g8	UBICACION DEL MOMENTO				1h1
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION					
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:					
MOMENTO	7.3		tom-m	MOMENTO	12.8		tom-m		
b	200		cm.	b	200		cm.		
h	40		cm.	h	40		cm.		
d	33		cm.	d	33		cm.		
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2		
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2		
φ	0.9			φ	0.9				
rec	4.95			rec	4.95				
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "				
RESULTADOS				RESULTADOS					
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"				
Espaciamiento	21.00			Espaciamiento	21.00				
CALCULOS				CALCULOS					
Mumax (kg-Cm)	730000			Mumax (kg-Cm)	1280000				
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155				
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018				
ρ req =	0.000993931			ρ req =	0.001754665				
As max = ρ max*b*d	102.300		cm2	As max = ρ max*b*d	102.300		cm2		
As min = ρ min*b*d	11.880		cm2	As min = ρ min*b*d	11.880		cm2		
Asrequerido	6.56		cm2	Asrequerido	11.58		cm2		
As adoptado	11.880		cm2	As adoptado	11.880		cm2		

UBICACION DEL MOMENTO			1h2	UBICACION DEL MOMENTO			1h3
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	23.74		tom-m	MOMENTO	9.17		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø		1/2 "		VARILLA Ø		1/2 "	
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	17Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"		
Espaciamiento	12.00			Espaciamiento	19.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2374000			Mumax (kg-Cm)	917000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003300063			ρ req =	0.001251409		
As max = ρ max * $b * d$	102.300	cm2		As max = ρ max * $b * d$	102.300	cm2	
As min = ρ min * $b * d$	11.880	cm2		As min = ρ min * $b * d$	11.880	cm2	
Asrequerido	21.78	cm2		Asrequerido	8.26	cm2	
As adoptado	21.780	cm2		As adoptado	11.880	cm2	
UBICACION DEL MOMENTO				UBICACION DEL MOMENTO			
			1h4				1h5
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	22.86		tom-m	MOMENTO	13.9		tom-m
b	200		cm.	b	200		cm.
h	40		cm.	h	40		cm.
d	33		cm.	d	33		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø		1/2 "		VARILLA Ø		1/2 "	
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	17Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"		
Espaciamiento	12.00			Espaciamiento	21.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2286000			Mumax (kg-Cm)	1390000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.003174101			ρ req =	0.00190808		
As max = ρ max * $b * d$	102.300	cm2		As max = ρ max * $b * d$	102.300	cm2	
As min = ρ min * $b * d$	11.880	cm2		As min = ρ min * $b * d$	11.880	cm2	
Asrequerido	20.95	cm2		Asrequerido	12.59	cm2	
As adoptado	20.949	cm2		As adoptado	12.593	cm2	

UBICACION DEL MOMENTO			1i1	UBICACION DEL MOMENTO			1i2
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	5.24		tom-m	MOMENTO	7.52		tom-m
b	100		cm.	b	100		cm.
h	80		cm.	h	80		cm.
d	73		cm.	d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	10Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"		
Espaciamiento	10.00			Espaciamiento	9.00		
CÁLCULOS				CÁLCULOS			
Mumax (kg-Cm)	524000			Mumax (kg-Cm)	752000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000289776			ρ req =	0.000416328		
As max = ρ max*b*d	113.150		cm2	As max = ρ max*b*d	113.150		cm2
As min = ρ min*b*d	13.140		cm2	As min = ρ min*b*d	13.140		cm2
Asrequerido	2.12		cm2	Asrequerido	3.04		cm2
As adoptado	13.140		cm2	As adoptado	13.140		cm2
UBICACION DEL MOMENTO			1i3	UBICACION DEL MOMENTO			1i4
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	16.79		tom-m	MOMENTO	4.11		tom-m
b	100		cm.	b	100		cm.
h	80		cm.	h	80		cm.
d	73		cm.	d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	210		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		5/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	5Ø1/2"+4Ø5/8"			Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"		
Espaciamiento	11.00			Espaciamiento	9.00		
CÁLCULOS				CÁLCULOS			
Mumax (kg-Cm)	1679000			Mumax (kg-Cm)	411000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000936444			ρ req =	0.000227161		
As max = ρ max*b*d	113.150		cm2	As max = ρ max*b*d	113.150		cm2
As min = ρ min*b*d	13.140		cm2	As min = ρ min*b*d	13.140		cm2
Asrequerido	6.84		cm2	Asrequerido	1.66		cm2
As adoptado	13.140		cm2	As adoptado	13.140		cm2

UBICACION DEL MOMENTO			1i5	UBICACION DEL MOMENTO			1i6
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION				DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	25.32		tom-m	MOMENTO	19.66		tom-m
b	100		cm.	b	100		cm.
h	80		cm.	h	80		cm.
d	73		cm.	d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	4.95			rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"		
Espaciamiento	9.00			Espaciamiento	9.00		
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	2532000			Mumax (kg-Cm)	1966000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001414286			ρ req =	0.001095015		
As max = ρ max*b*d	113.150	cm2		As max = ρ max*b*d	113.150	cm2	
As min = ρ min*b*d	13.140	cm2		As min = ρ min*b*d	13.140	cm2	
Asrequerido	10.32	cm2		Asrequerido	7.99	cm2	
As adoptado	13.140	cm2		As adoptado	13.140	cm2	

UBICACION DEL MOMENTO			1i7
DISEÑO DE ACERO CIMENTACION			
DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	5.24		tom-m
b	100		cm.
h	80		cm.
d	73		cm.
Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2
φ	0.9		
rec	4.95		
VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	11Ø1/2"		
Espaciamiento	9.00		
CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	524000		
ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000289776		
As max = ρ max*b*d	113.150	cm2	
As min = ρ min*b*d	13.140	cm2	
Asrequerido	2.12	cm2	
As adoptado	13.140	cm2	

V DISEÑO DE ACERO EN LOSA ALIGERADA

MOMENTOS EN TON F-M							
A	B		C		D		E
1	0.32	1.27	1.24	0.48	0.28	1.25	1.1
	1.03		0.03		0.27		1.36
2	0.66	1.26	1.1	1.25	1.25	1.17	1.49
	0.78		0.54		0.52		1.05
3							

BUCACION DEL MOMENTO 1A1			BUCACION DEL MOMENTO 1A2		
DISEÑO DE ACERO TECHOS			DISEÑO DE ACERO TECHOS		
DATOS PARA EL DISEÑO:			DATOS PARA EL DISEÑO:		
MOMENTO	0.323	tom-m	MOMENTO	1.03	tom-m
b	10	cm.	b	10	cm.
h	30	cm.	h	30	cm.
d	27.5	cm.	d	27.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	2.5		rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "		VARILLA Ø	1/2 "	
RESULTADOS			RESULTADOS		
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"	
Espaciamiento			Espaciamiento		
CALCULOS			CALCULOS		
Mumax (kg-Cm)	32300		Mumax (kg-Cm)	103000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.001269684		ρ req =	0.004155872	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm2	As max = ρ max*b*d	4.263	cm2
As min = ρ min*b*d	0.495	cm2	As min = ρ min*b*d	0.495	cm2
Asrequerido	0.35	cm2	Asrequerido	1.14	cm2
As adoptado	0.495	cm2	As adoptado	1.143	cm2
BUCACION DEL MOMENTO 1A3			BUCACION DEL MOMENTO 1B1		
DISEÑO DE ACERO TECHOS			DISEÑO DE ACERO TECHOS		
DATOS PARA EL DISEÑO:			DATOS PARA EL DISEÑO:		
MOMENTO	1.27	tom-m	MOMENTO	1.24	tom-m
b	10	cm.	b	10	cm.
h	30	cm.	h	30	cm.
d	27.5	cm.	d	27.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	2.5		rec	2.5	
VARILLA Ø	1/2 "	3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "	3/8 "
RESULTADOS			RESULTADOS		
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"		Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"	
Espaciamiento			Espaciamiento		
CALCULOS			CALCULOS		
Mumax (kg-Cm)	127000		Mumax (kg-Cm)	124000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.005172389		ρ req =	0.00504423	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm2	As max = ρ max*b*d	4.263	cm2
As min = ρ min*b*d	0.495	cm2	As min = ρ min*b*d	0.495	cm2
Asrequerido	1.42	cm2	Asrequerido	1.39	cm2
As adoptado	1.422	cm2	As adoptado	1.387	cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			1B2	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			1B3
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	0.028		tom-m	MOMENTO	0.48		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø		1/2 "		VARILLA Ø		1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø		1Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø		1Ø1/2"	
Espaciamiento				Espaciamiento			
<u>CÁLCULOS</u>				<u>CÁLCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	2800			Mumax (kg-Cm)	48000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.000108937			ρ req =	0.001897467		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	0.03		cm2	Asrequerido	0.52		cm2
As adoptado	0.495		cm2	As adoptado	0.522		cm2
<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			1C1	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			1C2
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	0.28		tom-m	MOMENTO	0.27		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø		1/2 "		VARILLA Ø		1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø		1Ø1/2"		Nº DE VARILLAS Ø		1Ø1/2"	
Espaciamiento				Espaciamiento			
<u>CÁLCULOS</u>				<u>CÁLCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	28000			Mumax (kg-Cm)	27000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001098981			ρ req =	0.001059358		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	0.30		cm2	Asrequerido	0.29		cm2
As adoptado	0.495		cm2	As adoptado	0.495		cm2

BUCACION DEL MOMENTO			1C3	BUCACION DEL MOMENTO			1D1
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.25		tom-m	MOMENTO	1.1		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"		
Espaciamiento				Espaciamiento			
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	125000			Mumax (kg-Cm)	110000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.005086915			ρ req =	0.004450312		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	1.40		cm2	Asrequerido	1.22		cm2
As adoptado	1.399		cm2	As adoptado	1.224		cm2
BUCACION DEL MOMENTO			1D2	BUCACION DEL MOMENTO			2A1
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.36		tom-m	MOMENTO	0.66		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"		
Espaciamiento				Espaciamiento			
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	136000			Mumax (kg-Cm)	66000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.005558796			ρ req =	0.002626191		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	1.53		cm2	Asrequerido	0.72		cm2
As adoptado	1.529		cm2	As adoptado	0.722		cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u> 2A2			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u> 2A3		
DISEÑO DE ACERO TECHOS			DISEÑO DE ACERO TECHOS		
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>		
MOMENTO	0.78	tom-m	MOMENTO	1.26	tom-m
b	10	cm.	b	10	cm.
h	30	cm.	h	30	cm.
d	27.5	cm.	d	27.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	2.5		rec	2.5	
VARILLA φ	1/2 "		VARILLA φ	1/2 "	3/8 "
<u>RESULTADOS</u>			<u>RESULTADOS</u>		
Nº DE VARILLAS φ	1φ1/2"		Nº DE VARILLAS φ	1φ1/2"+1φ3/8"	
Espaciamiento			Espaciamiento		
<u>CALCULOS</u>			<u>CALCULOS</u>		
Mumax (kg-Cm)	78000		Mumax (kg-Cm)	126000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.003117516		ρ req =	0.005129634	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm2	As max = ρ max*b*d	4.263	cm2
As min = ρ min*b*d	0.495	cm2	As min = ρ min*b*d	0.495	cm2
Asrequerido	0.86	cm2	Asrequerido	1.41	cm2
As adoptado	0.857	cm2	As adoptado	1.411	cm2
<u>BUCACION DEL MOMENTO</u> 2B1			<u>BUCACION DEL MOMENTO</u> 2B2		
DISEÑO DE ACERO TECHOS			DISEÑO DE ACERO TECHOS		
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>		
MOMENTO	1.1	tom-m	MOMENTO	0.54	tom-m
b	10	cm.	b	10	cm.
h	30	cm.	h	30	cm.
d	27.5	cm.	d	27.5	cm.
Fy	4200	kg/cm2	Fy	4200	kg/cm2
F'c	280	kg/cm2	F'c	280	kg/cm2
φ	0.9		φ	0.9	
rec	2.5		rec	2.5	
VARILLA φ	1/2 "		VARILLA φ	1/2 "	
<u>RESULTADOS</u>			<u>RESULTADOS</u>		
Nº DE VARILLAS φ	1φ1/2"		Nº DE VARILLAS φ	1φ1/2"	
Espaciamiento			Espaciamiento		
<u>CALCULOS</u>			<u>CALCULOS</u>		
Mumax (kg-Cm)	110000		Mumax (kg-Cm)	54000	
ρ max =	0.0155		ρ max =	0.0155	
ρ min =	0.0018		ρ min =	0.0018	
ρ req =	0.004450312		ρ req =	0.002139293	
As max = ρ max*b*d	4.263	cm2	As max = ρ max*b*d	4.263	cm2
As min = ρ min*b*d	0.495	cm2	As min = ρ min*b*d	0.495	cm2
Asrequerido	1.22	cm2	Asrequerido	0.59	cm2
As adoptado	1.224	cm2	As adoptado	0.588	cm2

BUCACION DEL MOMENTO			2B3	BUCACION DEL MOMENTO			2C1
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	1.25		tom-m	MOMENTO	1.25		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"		
Espaciamiento				Espaciamiento			
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	125000			Mumax (kg-Cm)	125000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.005086915			ρ req =	0.005086915		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	1.40		cm2	Asrequerido	1.40		cm2
As adoptado	1.399		cm2	As adoptado	1.399		cm2
BUCACION DEL MOMENTO			2C2	BUCACION DEL MOMENTO			2C3
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
DATOS PARA EL DISEÑO:				DATOS PARA EL DISEÑO:			
MOMENTO	0.52		tom-m	MOMENTO	1.17		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø	1/2 "			VARILLA Ø	1/2 "		3/4 "
RESULTADOS				RESULTADOS			
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"			Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/4"		
Espaciamiento				Espaciamiento			
CALCULOS				CALCULOS			
Mumax (kg-Cm)	52000			Mumax (kg-Cm)	117000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.002058565			ρ req =	0.004746422		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	0.57		cm2	Asrequerido	1.31		cm2
As adoptado	0.566		cm2	As adoptado	1.305		cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			2D1	<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			2D2
DISEÑO DE ACERO TECHOS				DISEÑO DE ACERO TECHOS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>				<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	1.49		tom-m	MOMENTO	1.05		tom-m
b	10		cm.	b	10		cm.
h	30		cm.	h	30		cm.
d	27.5		cm.	d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2	Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2	F'c	280		kg/cm2
φ	0.9			φ	0.9		
rec	2.5			rec	2.5		
VARILLA Ø	1/2 "		3/8 "	VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>				<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"+1Ø3/8"			Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"		
Espaciamiento				Espaciamiento			
<u>CALCULOS</u>				<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	149000			Mumax (kg-Cm)	105000		
ρ max =	0.0155			ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018			ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.006122153			ρ req =	0.004239829		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2	As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2	As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	1.68		cm2	Asrequerido	1.17		cm2
As adoptado	1.684		cm2	As adoptado	1.166		cm2

<u>BUCACION DEL MOMENTO</u>			AS MIN
DISEÑO DE ACERO TECHOS			
<u>DATOS PARA EL DISEÑO:</u>			
MOMENTO	0.45		tom-m
b	10		cm.
h	30		cm.
d	27.5		cm.
Fy	4200		kg/cm2
F'c	280		kg/cm2
φ	0.9		
rec	2.5		
VARILLA Ø	1/2 "		
<u>RESULTADOS</u>			
Nº DE VARILLAS Ø	1Ø1/2"		
Espaciamiento			
<u>CALCULOS</u>			
Mumax (kg-Cm)	45000		
ρ max =	0.0155		
ρ min =	0.0018		
ρ req =	0.001776954		
As max = ρ max*b*d	4.263		cm2
As min = ρ min*b*d	0.495		cm2
Asrequerido	0.49		cm2
As adoptado	0.495		cm2

VI MÓDULOS DE RELACIÓN DE SUELO

MODULOS DE REACCIÓN DEL SUELO

Distinguidos Usuarios de CSI, Morrison & Morrison Ingenieros www.morrisoningenieros.com, Coordinadores CSI Latinoamérica, Proporciona la siguiente Tabla para uso con el SAFE.

Está en una tabla con diferentes valores del Modulo de Reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo (Área) Estos valores son los que hay que darles al SAFE (no requieren ninguna Modificación).

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados (en diferentes épocas).

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

Modulo de Reacción del Suelo
Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

VII METRADO DE CARGAS

MUROS HORIZONTALES

HUBICACION	CANTIDAD	DIMENSIONES	LONGITUD	ESPEORES	AREA
DORMITORIO 1 - 2	2.00	0.60	1.20	2.50	3.000
PUERTA SS-HH	1.00	0.80	0.80	2.50	2.000
PUERTA DORMITRIO PRINCIPAL	1.00	2.35	2.35	2.50	5.875
VOLADO DORMITORIO PRINCIPAL	1.00	1.45	1.45	2.50	3.625
PUERTA DORMITORIO SIMPLE	1.00	0.95	0.95	2.50	2.375
VOLADO DORMITORIO SIMPLE	1.00	0.65	0.65	2.50	1.625
LONGITUD HORIZONTAL	0.50	4.40	2.20	2.50	5.500
LONGITUD HORIZONTAL FRENTERA L	1.00	10.40	10.40	2.50	14.350
AREA TOTAL HORIZONTAL					38.350
PESO VOLUMETRICO UNIDADES DE ARCILLAS HUECAS (KG/M3)					250.000
PESO TOTAL					9587.500

MUROS VERTICALES

HUBICACION	CANTIDAD	DIMENSIONES	LONGITUD	ALTURA	AREA
COSINA	1.00	2.25	2.25	2.50	5.63
SSHH	1.00	2.95	2.95	1.90	5.61
	1.00	2.95	2.95	2.50	7.38
SALA-COMEDOR-DORMITORIO 1	2.00	5.43	10.86	2.50	27.15
SSHH-DOR 1-DOR 2	1.00	1.73	1.73	2.50	4.33
CLOSET	1.00	0.60	0.60	2.50	1.50
DORT 1 -DORT 2	4.00	0.65	2.60	2.50	6.50
LONGITUD VERTICAL	1.00	6.28	6.28	2.50	15.70
LONGITUD VERTICAL FACHADA	1.00	10.70	10.70	2.50	18.96
LONGITUD TOTAL VERTICAL					
AREA TOTAL VERTICAL					92.74
PESO VOLUMETRICO UNIDADES DE TABIQUERIA DE 14 CM (KG/M3)					250.00
PESO TOTAL					23184.50

PUERTAS

tipo de puertas	CANTIDAD	DIEMNCIONES	LONGITUD	ESPEORES	AREA
P 1	3	0.85	2.55	0.08	0.20
P 2	2	0.75	1.5	0.08	0.12
P 3	1	0.9	0.9	0.08	0.07
P 4	3	1.35	4.05	0.08	0.32
LONGITUD TOTAL VERTICAL					
AREA TOTAL VERTICAL					0.72
ALTURA DE PUERTAS					2.30
VOLUMEN TOTAL					1.66
PESO VOLUMETRICO UNIDADES DE MADERA (KG/M3)					750.00
PESO TOTAL					1242.00

PARAPETOS

tipo de puertas					
	CANTIDAD	DIEMNCION DE PUE	CANT. TOTAL	AREA	VOLUMEN
P 1	3	0.85	2.55	0.06	0.16
P 2	2	0.75	1.50	0.06	0.09

P 4	3	1.35	4.05	0.06	0.25
VOLUMEN TOTAL					0.56
PESO VOLUMETRICO CONCRETO (KG/M3)					2400.00
PESO TOTAL					1350.00

REBOQUES Y ENLUCIDOS		
AREA TOTAL HORIZONTAL	MUROS	38.35
AREA TOTAL VERTICAL	MUROS	92.74
AREA TOTAL		235.43
PESO VOLUMETRICO DE MORTERO		2000.00
PESO TOTAL		11771.30

ACAVADOS DE PISOS		
DIEMNCIONES	CANTIDAD	DIEMNCION DE PUERTA
HORIZONTAL	1	10.50
VERTICAL	1	10.70
AREA TOTAL		89.33
PISO TERMINADO(KG/M2)		100.00
PESO TOTAL		8932.50

CARGAS MUERTAS APLICADAS	CARGA (KG)
MUROS HORIZONTALES	9587.50
MUROS VERTICALES	23184.50
PUERTAS	1242.00
PARAPETOS	1350.00
REBOQUES Y ENLUCIDOS	11771.30
ACAVADOS DE PISOS	8932.50
CARGA TOTAL APLICADA	56067.80
AREA TOTAL	112.35
CARGA (KG/M2)	499.05

MUROS HORIZONTALES

HUBICACION	CANTIDAD	DIMENSIONES	LONGITUD	ESPEORES	AREA
LONGITUD HORIZONTAL	2.00	10.70	21.40	0.25	5.350
LONGITUD TOTAL HORIZONTAL					21.400
AREA TOTAL HORIZONTAL					5.350
ALTURA DE MUROS					1.000
VOLUMEN TOTAL					5.350
PESO VOLUMETRICO UNIDADES DE ARCILLAS HUECAS (KG/M3)					1350.000
PESO TOTAL					7222.500

MUROS VERTICALES

LONGITUD VERTICAL	2.00	10.70	21.40	0.25	5.35
LONGITUD TOTAL VERTICAL					
AREA TOTAL VERTICAL					5.35
ALTURA DE MUROS					1.00
VOLUMEN TOTAL					5.35
PESO VOLUMETRICO UNIDADES DE ARCILLAS HUECAS (KG/M3)					1350.00
PESO TOTAL					7222.50

ACAVADOS DE PISOS

DIEMNCIONES	CANTIDAD	DIEMNCION DE PUERTA
HORIZONTAL	1	10.70
VERTICAL	1	10.70
AREA TOTAL		114.49
PISO TERMINADO(KG/M2)		100.00
PESO TOTAL		11449.00

CARGAS MUERTAS APLICADAS

	CARGA (KG)
MUROS HORIZONTALES	7222.50
MUROS VERTICALES	7222.50
ACAVADOS DE PISOS	11449.00
CARGA TOTAL APLICADA	25894.00
AREA TOTAL	114.49
CARGA (KG/M2)	226.17

226.20

VIII ESFUERZOS TRANSMITIDOS

IX ANÁLISIS DE UN PÓRTICO MÉTODO MATRICIAL

IX PLANOS: ANÁLISIS MATRICIAL X PLANOS

A1 – PLANTA

A2- ELEVACIONES

A3 – CORTES

E1 – ESTRUCTURAS

E2 – ESTRUCTURAS

E3 – ESTRUCTURAS

EC1 - ESTRUCTURAS CIMENTACION