



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA
EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES
SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO,
UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL**

PRESENTADA POR

AYRTON EDGARDO CHUMAN BERMEO

CRISTOPHER ISRAEL VALLADARES OJEDA

ASESOR

CARLOS EDUARDO RAMOS BRAST

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

LIMA – PERÚ

2017



CC BY-NC-SA

Reconocimiento – No comercial – Compartir igual

Los autores permiten transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, siempre y cuando se reconozca la autoría y las nuevas creaciones estén bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>



ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE
UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN
AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO
DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL**

**TEISIS PARA OPTAR
EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR

**Bach. CHUMAN BERMEO, AYRTON EDGARDO
Bach. VALLADARES OJEDA, CRISTOPHER ISRAEL**

**ASESOR:
ING. CARLOS EDUARDO RAMOS BRAST**

**LIMA-PERÚ
2017**

AGRADECIMIENTO

A todos aquellos que contribuyeron para que la presente investigación sea posible. De manera especial, al Ing. Carlos Eduardo Ramos Brast y Msc. Roció Del Pilar Blas Rebaza, por su apoyo, orientación y comprensión, ya que estimularon y facilitaron la elaboración de este trabajo. Sus consejos fueron un apoyo fundamental y le estamos muy agradecidos.

DEDICATORIA

A Dios y a mis padres, Evaristo y Rubí, por haberme brindado su valioso apoyo durante todo el tiempo que requirió esta investigación.

Cristopher Valladares.

Primero, a mi Señor Dios presente en todas las cosas.

Segundo, a mis padres Edgardo y Angélica pilares en mi vida.

Tercero, a mis amigos por su apoyo incondicional y su constante motivación.

Ayrton Chuman.

RESUMEN

En el presente estudio se ha realizado un análisis comparativo de la respuesta estructural de un edificio con aisladores sísmicos y un edificio convencional, así como se incluye una comparación a nivel económico. Se ha elegido una edificación, cuyo fin es de vivienda multifamiliar, ubicada en el distrito de Pimentel.

La aislación sísmica tiene su fundamento, en separar la estructura del suelo mediante el uso de un inter-fase flexible; la rigidez lateral de este inter-fase es mucho menor que la de la superestructura, por tanto tenderá a deformarse en mayor medida, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura que sufre un movimiento de bloque rígido, minimizando así, los esfuerzos a los que está sometida la edificación durante un evento sísmico.

Esta investigación pretende demostrar como los sistemas de aislación sísmica, son una tecnología viable y conveniente; de manera específica se centrará en los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, los cuales aprovechan la flexibilidad del caucho para conseguir una mínima rigidez lateral, intercalado con láminas de acero que elevan la rigidez vertical sumado a la capacidad del plomo de disipar energía. Al realizar un análisis con aisladores, se comprobó que las distorsiones, fuerza cortante basal, se reducen considerablemente.

A nivel de costos se concluyó que no se logra un ahorro considerable, por el contrario, se nota un incremento debido a los aisladores, y aunque se nota una reducción considerable en el uso de concreto y acero, también se dedujo que en la cimentación aumenta dichos recursos. No obstante, deben cuantificarse el costo de reparaciones o de una posible inoperatividad de la estructura, asimismo, la fuerte reducción en el daño a las estructuras protege la vida de sus ocupantes, con la consiguiente reducción en el riesgo de heridas o muerte, ya que en muchos casos hace innecesaria la evacuación de las mismas en caso de sismo.

ABSTRACT

The present study has been or in a comparative analysis of the structural response of a building with seismic insulators and the conventional building, added an economic comparison. We have chosen a building whose purpose is multifamily housing, located in the district of Pimentel.

Seismic insulation is based on separating the soil structure through the use of a flexible interphase; The lateral stiffness of this inter-phase is much smaller than that of the superstructure, therefore it will tend to deform to a greater extent, transmitting low shear forces to the superstructure undergoing a rigid block movement, thus minimizing the stresses to which it is subjected Building during a seismic event.

This research aims to demonstrate how seismic isolation systems are a viable and convenient technology; Will specifically focus on elastomeric lead core insulators, which take advantage of the flexibility of the rubber to achieve a minimum lateral stiffness, interspersed with steel sheets that increase the vertical rigidity added to the ability of the lead to dissipate energy. When performing an analysis with insulators, it was verified that the distortions, basal shear force, are reduced considerably.

In terms of costs, it was concluded that considerable savings are not achieved; conversely, an increase is observed due to the insulators, and although there is a considerable reduction in the use of concrete and steel, it was also deduced that in the foundation the concrete and steel increases. However, the repairs cost must be quantified, as well as the strong reduction in the structures damages protects the occupants life, in the same way, the risk of injury or death decrease, being that, in many cases it makes unnecessary the evacuation in the case of an earthquake.

ÍNDICE

CAPITULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.1 Situación problemática.....	16
1.2 Definición del problema	19
1.3 Objetivos.....	19
1.3.1 Objetivo general	19
1.3.2 Objetivos específicos	19
1.4 Justificación	20
1.5 Limitaciones	25
1.6 Viabilidad	26
1.6.1 Viabilidad técnica.....	26
1.6.2 Viabilidad económica	26
1.6.3 Viabilidad social.....	26
1.6.4 Viabilidad operativa	26
CAPITULO II. CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	27
2.1 Antecedentes de la investigación.....	28
2.2 Principios de la aislación sísmica	31
2.3 Tipos de los aisladores	33
2.3.1 Aislador elastomérico con núcleo de plomo.....	34
2.4 Consideraciones generales para el diseño	35
2.5 Normas técnicas para el análisis con aisladores.....	36
2.5.1 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.....	36
2.5.2 Federal Emergency Management Agency	46
2.5.3 Uniform Building Code 1997, capítulo 16	49
2.5.4 Norma chilena nch2745-2013.....	53
2.5.5 Comparación de las diferentes normas consultadas	60
2.6 Normas técnicas para el análisis sin aisladores.....	61
2.6.1 Reglamento nacional de edificaciones	61
CAPITULO III. METODOLOGÍA.....	72
3.1 Tipo de investigación	73

3.2	Nivel de la investigación	73
3.3	Diseño de investigación	73
3.4	Variables	73
3.4.1	Variables independientes	73
3.4.2	Variables dependientes	73
3.5	Población	74
3.6	Muestra	74
3.7	Técnicas de investigación.....	74
3.7.1	Instrumentos de recolección de datos.....	74
3.7.2	Procesamiento y análisis de datos.....	75
CAPITULO IV. ANALISIS DE MODELOS ESTRUCTURALES		76
4.1	Condiciones generales.....	77
4.2	Descripción de la arquitectura.....	80
4.3	Descripción de la estructura.....	82
4.3.1	Cargas aplicadas.....	82
4.3.2	Del modelo empotrado	82
4.3.3	Del modelo aislado	84
4.4	Análisis sísmico	85
4.4.1	De la edificación empotrada	85
4.4.2	De la edificación aislada.....	87
4.5	Condiciones para la comparación de análisis	90
CAPITULO V. DISEÑO DE TOS		93
5.1	Diseño de losas aligeradas	94
5.1	Diseño de muro de corte	100
5.2	Diseño de columnas	116
5.3	Diseño de vigas.....	123
5.4	Diseño de escalera.....	131
5.5	Diseño de cimentaciones y sistema de aislación	133
5.6	Diafragma rígido y vigas del sistema de aislación.....	139
5.7	Diseño de losa de piso técnico:.....	139
5.8	Diseño de vigas de piso técnico:.....	141
5.9	Diseño de podios:	143

5.10	Diseño de la cimentación	143
5.11	Diseño del aislador	145
CAPITULO VI. RESULTADOS Y COMPARACION ECONOMICA.....		153
6.1	Participación modal	154
6.2	Cortante basal	154
6.3	Distorsiones de los modelos	156
6.4	Desplazamientos máximos	158
6.5	Cargas en las estructuras	160
6.6	Comparación económica	165
CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		168
7.1	Conclusiones	170
7.2	Recomendaciones	172
FUENTES DE INFORMACIÓN.....		174
ANEXOS.....		177
ANEXO 1: Espectro de Peligro uniforme obtenido del Servicio Web de consultas para la determinación del peligro sísmico brindado por sencico		177
ANEXO 2: Tabla – categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo– ASCE 07-10.....		178
ANEXO 3: Tabla - Coeficientes de diseño y factores para sistemas resistentes a las fuerzas sísmicas – ASCE 07-10.		179
ANEXO 4: Propiedades técnicas del aislador obtenidas del catálogo de productos y especificaciones técnicas “Aislamiento sísmico para edificaciones y puentes” brindado por empresa Dynamic Isolation Systems		177
ANEXO 5: Presupuesto correspondiente a la edificación empotrada:		181
ANEXO 6: Costo referencial por unidad de aislador LRB		184
ANEXO 7: Estudio de mecánica de suelos.....		185

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Viviendas destruidas y muy afectadas debido al terremoto de Pisco. Perú .2007.....	21
Tabla 2: Resumen de los efectos del sismo de Pisco - Perú del 15 de agosto de 2007 (Nuevos Soles)	21
Tabla 3: Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para nieve, hielo y cargas de terremoto	36
Tabla 4: Coeficiente de sitio F_a	38
Tabla 5: Coeficiente de sitio F_v	38
Tabla 6: Clasificación según sitio	39
Tabla 7: Coeficiente de amortiguamiento	40
Tabla 8: Criterios mínimos para el análisis dinámico	48
Tabla 9: Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento	56
Tabla 10: Factor de zonificación sísmica	56
Tabla 11: Valor de aceleración efectiva A_o	56
Tabla 12: Comparación entre normas.	60
Tabla 13: Parámetros para el análisis sísmico	86
Tabla 14: Factores de aceleración sísmica	87
Tabla 15: Calculo de refuerzo positivo – aligerado:.....	97
Tabla 16 : Calculo de refuerzo negativo – aligerado:	97
Tabla 17: Comprobación entre el cortante tomado por el concreto y el actuante	98
Tabla 18: Cargas últimas (obtenida de la combinación de cargas en el modelo).....	100
Tabla 19: Cargas últimas (obtenida de la combinación de cargas en el modelo).....	108
Tabla 20: Combinación de cargas - columna C-1	116

Tabla 21: Combinación de cargas - columna C-1	119
Tabla 22: Esfuerzos a la cara de columna para la viga (Ton-m)	123
Tabla 23: Cálculo de refuerzo – viga V-TO1	125
Tabla 24: Calculo de estribos y espaciamiento entre los mismos	127
Tabla 25: Cálculo de refuerzo – viga V-TO1	129
Tabla 26: Calculo de estribos y espaciamiento entre los mismos	130
Tabla 27: Momentos últimos usados para el diseño de las vigas de piso técnico	142
Tabla 28: Propiedades de aisladores para cada valor de Qd/W	149
Tabla 29: Propiedades de aisladores para cada valor de Qd/W, con H= 300 mm	149
Tabla 30: Resumen de propiedades del aislador	150
Tabla 31: Dimensiones de la placa de soporte.....	150
Tabla 32: Comparación de periodos	154
Tabla 33: Cortante basal de la edificación empotrada	154
Tabla 34: Cortante basal afectado por el factor de corrección	155
Tabla 35: Cortante basal de la edificación aislada (R=1)	155
Tabla 36: Resumen de cortantes por entrepiso	156
Tabla 37: Comparación de distorsiones– dirección X-X.....	157
Tabla 38: Comparación de distorsiones– dirección Y-Y.....	157
Tabla 39: Desplazamientos – dirección X-X.....	158
Tabla 40: Desplazamientos – dirección Y-Y.....	159
Tabla 41: Cargas en elementos verticales – columna C1 en el modelo empotrado.....	163
Tabla 42: Cargas en elementos verticales – columna C1 en el modelo aislado	163
Tabla 43: Comparación de metrados entre estructura original y aislada...	164
Tabla 44: Estados de daño y factores de daño de acuerdo al EERI sugeridos por Colegio de Ingenieros del Perú	167

Tabla 45: Costo de reparación post - sismo	167
Tabla 46: Costo total de la edificación post - sismo	167

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1: Ubicación del Perú en el cinturón de fuego	16
Gráfica 2: Pestalozzi School, Skopje, Macedonia.....	28
Gráfica 3: Soportes usados en Pestalozzi School	29
Gráfica 4: Foothills Communities Law and Justice.....	29
Gráfica 5 : Comportamiento de una estructura de base fija y otra con base aislada.....	33
Gráfica 6: Partes del sistema de aislación	34
Gráfica 7: Componentes del LRB.	35
Gráfica 8: Acelerograma en el sentido este-oeste, escalado a la gravedad.....	78
Gráfica 9: Acelerograma en el sentido norte-sur, escalado a la gravedad.....	78
Gráfica 10: Acelerograma en el sentido este-oeste	79
Gráfica 11: Acelerograma en el sentido norte-sur.....	79
Gráfica 12: Acelerograma en el sentido este-oeste	79
Gráfica 13: Acelerograma en el sentido norte-sur.....	80
Gráfica 14: Elevación de la edificación	81
Gráfica 15: Planta típica.....	81
Gráfica 16: Modelo empotrado - vista en 3D.....	83
Gráfica 17: Modelo empotrado - vista en planta	84
Gráfica 18: Modelo aislado - vista en 3D	85
Gráfica 19: Modelo aislado - vista en planta	85
Gráfica 20: Espectro estructural.....	86
Gráfica 21: Concordancia espectral en dominio de tiempo.....	88

Gráfica 22: Concordancia espectral en dominio de tiempo.....	89
Gráfica 23: Cortantes usando análisis dinámico espectral y tiempo Historia (X-X)	90
Gráfica 24: Cortantes usando análisis dinámico espectral y tiempo Historia (Y-Y)	91
Gráfica 25: Desplazamientos usando análisis dinámico espectral y tiempo historia.....	91
Gráfica 26: Desplazamientos usando análisis dinámico espectral y tiempo historia.....	91
Gráfica 27: Esquema general de una vigueta	95
Gráfica 28: Envolvente del momento flector	95
Gráfica 29 : Envolvente de la fuerza cortante.	98
Gráfica 30: Detalle típico de aligerado.....	99
Gráfica 31: Armado de aligerado.....	99
Gráfica 32: Esquema del muro MC-1.....	101
Gráfica 33 : Diagrama de interacción.....	101
Gráfica 34: Diseño final de muro MC-1 del 1°- 3° Nivel	107
Gráfica 35: Esquema del muro MC-1.....	109
Gráfica 36 : Diagrama de interacción.....	109
Gráfica 37: Diseño final de muro MC-1 del 1°- 3° Nivel	115
Gráfica 38: Armado propuesto columna C-1.....	117
Gráfica 39: Diagrama de interacción de columna C-1	117
Gráfica 40: Armado propuesto columna C-1.....	119
Gráfica 41: Diagrama de interacción de columna C-1	120
Gráfica 42: Diseño de cortante de columna C-1	122
Gráfica 43: Envolvente de momento flector (Ton-m)	124
Gráfica 44: Envolvente de fuerza cortante (Ton)	124
Gráfica 45: Grafico referencial para suma de momentos nominales	127

Gráfica 46: Envolvente de momento flector (Ton-m)	128
Gráfica 47: Envolvente de fuerza cortante (Ton)	128
Gráfica 48: Área de acero longitudinal en tramo de escalera.	133
Gráfica 49: Esfuerzos en el terreno y desplazamiento de la platea para cargas de gravedad y de sismo en condición de servicio.	138
Gráfica 50: Momentos máximos en losa de piso técnico	140
Gráfica 51: Diagrama de momentos debido a las cargas de sismo.	142
Gráfica 52: Diagrama de momentos debido a las cargas de servicio.	142
Gráfica 53: Esfuerzos y asentamiento en el terreno de la cimentación debido a cargas ultimas.	143
Gráfica 54: Momentos máximos de diseño en el terreno de la cimentación.	144
Gráfica 55: Configuración en planta de los LRB	150
Gráfica 56: Aproximación bilineal de un comportamiento histerético del LRB.	151
Gráfica 57: Lazo Histerético de diseño del LRB.	152
Gráfica 58: Lazo Histerético para un sismo esperado de 2000 años de retorno	152
Gráfica 59: Diagrama de momento flector pórtico 2.	161
Gráfica 60: Refuerzos de viga de aislación - viga de cimentación	162
Gráfica 61: Reducción porcentual entre los diseños.	164
Gráfica 62: Comparación en soles del costo por tipo de edificación.	166

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Aceleración sismo máximo considerado para periodo corto ASCE 07.10.	37
Ecuación 2: Aceleración sismo máximo considerado para periodo de 1.00 - ASCE 07.10.seg.	37
Ecuación 3: Aceleración sismo de diseño para periodo corto - ASCE 07.10	38
Ecuación 4: Aceleración sismo de diseño para periodo de 1.00 seg - ASCE 07.10.	38
Ecuación 5: Desplazamiento de diseño - ASCE 07.10.	40
Ecuación 6: Periodo efectivo para el desplazamiento de diseño.	40
Ecuación 7: Periodo efectivo para el desplazamiento de diseño - ASCE07.10..	41
Ecuación 8: Periodo efectivo para el desplazamiento máximo - ASCE07.10.	41
Ecuación 9: Desplazamiento total de diseño - ASCE 07.10.	42
Ecuación 10: Desplazamiento total maximo - ASCE 07.10.	42
Ecuación 11: Fuerza lateral mínima - ASCE 07.10.	42
Ecuación 12: Fuerza cortante mínima - ASCE 07.10.	43
Ecuación 13: Distorsiones límites - ASCE 07.10.	43
Ecuación 14: Desplazamiento de diseño - FEMA.	47
Ecuación 15: Desplazamiento de diseño- UBC.	50
Ecuación 16: Periodo para el Desplazamiento de diseño- UBC.	50
Ecuación 17: Desplazamiento total de diseño- UBC.	51
Ecuación 18: Fuerzas lateral mínima - UBC.	51
Ecuación 19: Desplazamiento total de diseño dinámico- UBC.	51
Ecuación 20: Desplazamiento de Diseño - UBC.	52

Ecuación 21: Desplazamiento de diseño – Nch2745.	56
Ecuación 22: Desplazamiento máximo – Nch2745.	57
Ecuación 23: Desplazamiento total de diseño - Nch2745	57
Ecuación 24: Desplazamiento total máximo - Nch2745.	57
Ecuación 25: Fuerza lateral mínima - Nch2745.....	58
Ecuación 26: Fuerza cortante mínimo - Nch2745.....	58
Ecuación 27: Desplazamiento total de diseño incluyendo flexibilidad de la estructura - Nch2745.....	58
Ecuación 28: Fuerza cortante basal - E.0.30.....	63
Ecuación 29: Fuerza horizontales por nivel - E.0.30.	64
Ecuación 30: Factor de distribución de fuerzas - E.0.30.	64
Ecuación 31: Periodo fundamental de vibración - E.0.30.	64
Ecuación 32: Periodo fundamental de vibración (alternativa) - E.0.30.	65
Ecuación 33: Momento Torsor - E.0.30.	66
Ecuación 34: Pseudo-aceleraciones - E.0.30.....	67
Ecuación 35: respuesta máxima elástica esperada - E.0.30.....	68
Ecuación 36: coeficientes de correlación - E.0.30.....	68
Ecuación 37: respuesta máxima elástica - E.0.30.....	68
Ecuación 38: Valores C para periodos muy cortos - E.0.30.	70
Ecuación 39: Peralte efectivo en losa aligerada.....	95
Ecuación 40: Área de acero en losas aligeradas.....	96
Ecuación 41: Eje neutro en losas aligeradas.....	96
Ecuación 42: Área de acero mínima en losas aligeradas.....	97
Ecuación 43: Cortante tomado por el concreto.....	98
Ecuación 44: Área de acero por contracción y temperatura.....	99
Ecuación 45: Cortante resistido solo por el concreto en muros de corte..	102
Ecuación 46: Máximo cortante resistido solo por el concreto en muros de corte.....	103

Ecuación 47: Cortante resistido por el acero en muros de corte.	103
Ecuación 48: Máximo Cortante resistido por el acero en muros de corte.	103
Ecuación 49: Cortante último en muros de corte.	104
Ecuación 50: Cuantía de acero de refuerzo horizontal en muros de corte.	105
Ecuación 51: Cortante final resistido por el acero del estribo en muros de corte.	105
Ecuación 52: Cortante real resistido por la sección del muro de corte.	105
Ecuación 53: Cortante máximo resistido por la sección del muro de corte.	105
Ecuación 54: Espaciamiento entre estribos en muros de corte.	106
Ecuación 55: Cuantía mínima de acero en refuerzo vertical para muros de corte.	106
Ecuación 56: Espaciamiento en refuerzo vertical en muros de corte.	107
Ecuación 57: Diseño por flexo compresión en columnas.	116
Ecuación 58: Cortante resistido por el concreto en columnas.	117
Ecuación 59: Área de acero por flexión en vigas.	124
Ecuación 60: Área mínima de acero en vigas.	124
Ecuación 61: Cuantía balanceada de acero en vigas.	125
Ecuación 62: Área de acero por contracción y temperatura.	133
Ecuación 63: Cortante por punzonamiento en cimentación.	134
Ecuación 64: Diámetro del aislador I.	147
Ecuación 65: Diámetro del aislador II.	147
Ecuación 66: Diámetro del núcleo de plomo del LRB.	148
Ecuación 67: Rigidez secundaria del aislador.	148
Ecuación 68: Rigidez efectiva del aislador.	148
Ecuación 69: Amortiguamiento efectiva del aislador.	149

GLOSARIO DE TÉRMINOS

LRD:	Lead-rubber damper - Aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento
LRB:	Lead Rubber Bearing - Aisladores con núcleo de plomo
HDR:	High Damping Rubber -Aisladores de alto amortiguamiento
E.0-20:	Norma Técnica Peruana - cargas
E.0-30:	Norma Técnica Peruana - diseño sismoresistente
E.0-50:	Norma Técnica Peruana - suelos y cimentaciones
E.0.60:	Norma Técnica Peruana - diseño de concreto armado
ASCE:	American Society of Civil Engineers
FEMA:	Federal Emergency Management Agency
UBC:	Uniform Building Code
NTP:	Norma Técnica Peruana
NCh:	Norma Chilena
RNE:	Reglamento Nacional de Edificaciones
R:	Factor de reducción sísmica - Norma Técnica Peruana
U:	Factor de uso
C :	Factor de amplificación sísmica
V:	Fuerza cortante basal
Z:	Factor de zonificación sísmica
Fi:	Fuerza sísmica horizontal por nivel
α_i:	Factor de distribución de fuerzas
T:	Período fundamental de vibración de la estructura
SM:	Sismo máximo considerado
SD:	Sismo de diseño
SD1:	Parámetro de aceleración espectral para un periodo de 1 segundo en un amortiguamiento de diseño del 5%.
SA:	Sistema de aislación.
DD:	Desplazamiento de diseño
TD:	Periodo efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento de diseño.
BD:	Coeficiente numérico relativo al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño.
Ss:	Parámetro para periodos estructurales menores pequeños con 5%
Fa:	Coeficiente de sitio
Fv:	Coeficiente de sitio
g:	Aceleración de la gravedad
W:	Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislación.
KDmin:	KMmin:

BM:

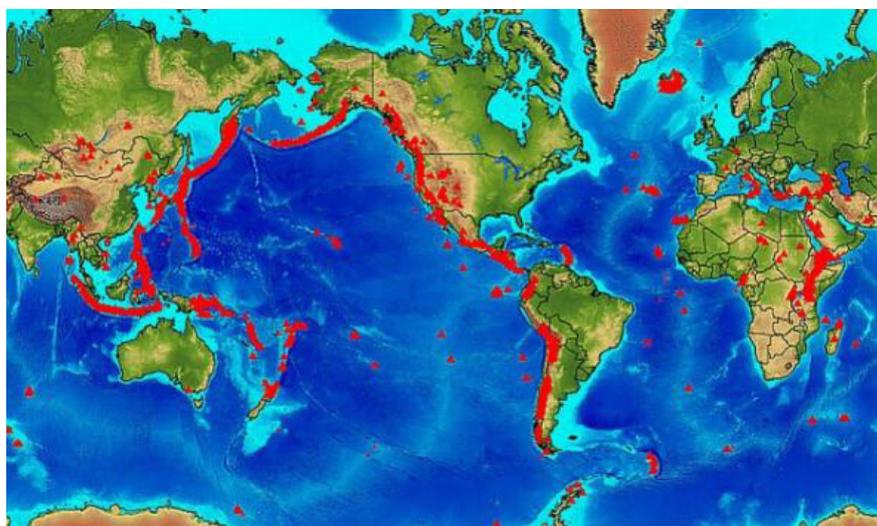
Rigidez efectiva mínima del KDmax:	sistema de aislamiento en la dirección considerada para el desplazamiento de diseño. Coeficiente numérico relativo al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño Máxima rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.
DD:	Desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.
DTD:	Desplazamiento total de diseño
DTM:	Desplazamiento total de máximo
Di:	Diámetro del Aislador
y:	Distancia perpendicular entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés.
e:	Excentricidad actual medida entre el centro de masa sobre la interfaz de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación más la excentricidad accidental considerada como el 5%.
b:	Dirección más corta de la estructura medida perpendicular a d (dirección más larga de la estructura).
d:	Dirección más larga de la estructura.
Keff:	Máxima rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.
K_d:	Rigidez secundaria del aislador
K_e:	Rigidez inicial del aislador
K_v:	Rigidez vertical del aislador
B_{eff}:	Amortiguamiento efectivo del aislador
V_b:	Fuerza lateral mínima
V_S:	Fuerza cortante mínima
RI:	Coeficiente numérico relativo al tipo de sistema de resistencia de fuerzas sísmicas usado sobre el sistema de aislación.
C_d:	Factor de amplificación de deflexión
δ_{xe} :	Deflexión de la locación requerida.
I_e:	Factor de importancia.
CVM y CVD:	Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.
A_o:	Valor de aceleración efectiva– Norma Chilena
R1:	Factor de reducción sísmica – Norma Chilena
R1:	Extend Three Dimensional Analysis of Building System
R1:	Software Integrated desing of slabs, mats and footing
A_s:	Área de acero
A_{min}:	Área de acero mínima
P_u:	Carga ultima
M_u:	Momento Último

Mn:	Momento nominal
Vu:	Cortante último
Vn:	Cortante nominal
F'c:	Resistencia a la compresión del concreto
F'y:	Resistencia a la fluencia del acero
CM:	Carga muerta
CV:	Carga viva
Sx:	Carga sísmica en la dirección x
Sy	Carga sísmica en la dirección y

CAPITULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Situación problemática

El Perú por su ubicación geográfica es un país con una alta actividad telúrica, se encuentra ubicado en el borde occidental de Sudamérica donde también se sitúa el llamado cinturón de fuego, una zona conocida por su alto dinamismo volcánico con erupciones que varían en intensidad y frecuencia, la cual conjuntamente con el proceso conocido como subducción, entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, acumulan una gran cantidad de energía que al ser liberada es responsable de causar sismos muy destructivos.



Gráfica 1: Ubicación del Perú en el cinturón de fuego

Fuente: Página web del IGP. Perú.

Un ejemplo son los terremotos ocurridos en el sur y centro del Perú, que han devastado las ciudades de Moquegua, Arequipa, Tacna en el 2001 y Pisco, Ica, Chincha en el 2007. Por lo cual, los ciudadanos se encuentran en constante riesgo de sufrir los efectos de un sismo de gran magnitud, con consecuencias tanto materiales como sobre la vida y la salud.

A esto se debe el estudio del posible riesgo, en el que se encuentran las edificaciones existentes en nuestro medio, anticipándose así a la respuesta de las mismas ante un evento sísmico, siendo de suma

importancia prevenir pérdidas de diversos tipos en cualquier localidad al rededor del país.

La construcción de edificaciones competentes en el Perú es muy baja a comparación con las construcciones que se realizan en otros países como China, Japón, Estados Unidos, Chile. etc. Que utilizan el sistema de aisladores sísmico para sus diferentes tipos de edificaciones desde hace 47 años, donde su primera aplicación se da en la escuela de Pestalozzi de Skopje (goma sin láminas de acero) en el año 1969.

Se tiene un alcance tal que muchos edificios históricos en EE.UU. han sido adaptados con esta tecnología, entre ellos se incluye el edificio del municipio de los Ángeles, el de Pasadena y el de San Francisco. Asimismo, el famoso puente “Golden Gate”, en su acceso norte.

Los aisladores han demostrado un excelente comportamiento durante los sismos violentos en USA, Japón, China, Chile y Nueva Zelandia desde 1994 (Terremoto de Northridge, USA) hasta 2011 (Terremoto de Tohoku, Japón), siendo sustentables tanto técnica como económicamente, brindando una mayor seguridad en las edificaciones y por ende un mayor bienestar de las personas.

Actualmente, el diseño y construcción de edificaciones están regulados por el Reglamento Nacional de Edificaciones por medio de las Normas Técnicas vigentes, las cuales garantizan la seguridad ante eventos sísmicos. En el año 2014, mediante el decreto supremo “N°002-2014 – Vivienda” se modifica la norma técnica E.030 “*diseño sismorresistente*” del Reglamento Nacional de Edificaciones, haciendo mención a la aislación sísmica en el artículo 3.9 “*Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía*” la que se menciona que se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base,

distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente: “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010”. Pero, el Perú no cuenta con una norma técnica sobre aisladores sísmicos, y solo nos valemos de normas extranjeras como la mencionada además de otras normas estadounidenses que, por encargo del Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, cuentan con requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía, en los reglamentos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997 en las normas del SEAOC (Structural Engineers Association of California) y UBC (Uniform Building Code).

En la ciudad de Pimentel, una de las principales limitaciones para realizar construcciones de varios niveles, es la calidad del suelo, en la que está fundada dicha ciudad, el factor de suelo S , es del tipo S_3 , que es más desfavorable a los tipos de suelo usados en las investigaciones realizadas en diferentes ciudades del país; como la realizada por los Bach. José Carlos Benavente Viacava y Ivan Arturo Traverso Tacumi, titulada “Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto Armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base – Pontificia Universidad Católica del Perú 2013”, usándose un factor de suelo S_1 ; y en las tesis de investigación realizada por el Bach. Joseph Jonathan Muñoz Guerra, “Análisis y diseño de una estructura hospitalaria con aisladores sísmicos en la ciudad de Arequipa – Universidad Católica – Santa María 2013” e “Incidencia del sistema de aislamiento sísmico basal en el comportamiento de infraestructuras hospitalarias ante eventos sísmicos del departamento de Ancash - Universidad Nacional Federico Villarreal 2013 ” elaborada por el Ing. Jaime Walter Blas Cano, en las que se usa un factor de suelo S_2 ; las que concluyeron, en que se reducen los costos de reparación a largo plazo, en caso de sismo; y

se observó que el aislamiento basal permitió reemplazar los muros de corte, que en el modelo empotrado constituyen más del 90% de la capacidad sísmica del edificio, por columnas mucho menos rígidas; la seguridad del edificio aumentó, puesto que las derivas de entrepiso para el mismo sismo disminuyeron fuertemente (48% en promedio); a la vez, la fuerza que se trasmite del edificio al terreno ocasionada por un sismo, se ve reducida mediante el uso de aisladores sísmicos, al comprobar estos resultados para las condiciones de la ciudad de Pimentel, resultaría en un gran aporte, para realizar construcciones más seguras y de mayores niveles.

Debido a, la alta probabilidad que presenta el país ante eventos sísmicos, y por la falta de investigaciones de este tipo en la región, esta tesis está orientada al estudio de un sistema de aislamiento sísmico con aisladores del tipo elastoméricos con núcleo de plomo, para las edificaciones destinadas en la ciudad de Pimentel.

1.2 Definición del problema

¿Para qué hacer un Análisis y Diseño estructural comparativo de una edificación de quince niveles con y sin aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo, ubicada en el distrito de Pimentel?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el análisis y diseño estructural comparativo, de una edificación de 15 niveles con y sin aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo.

1.3.2 Objetivos específicos

- Efectuar la estructuración y el dimensionamiento de la edificación.

- Analizar y diseñar cada elemento estructural con las técnicas y condiciones locales de diseño (tipo de suelo, sismicidad de la zona, etc.).
- Comparar los periodos de vibración, cortantes en la base, distorsiones, desplazamientos, cargas en los elementos, etc.; de la edificación con y sin aisladores sísmicos.
- Análisis comparativo de costos para la edificación con y sin aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo.

1.4 Justificación

En vista que los principales sismólogos nacionales coinciden en que, nuestra costa sufrirá un gran terremoto, como consecuencia de la acumulación de la energía generada por el movimiento de las placas tectónicas, sumados a los datos históricos que tenemos acerca de la intensidad de los sismos tanto en el mundo como en el Perú.

Las consecuencias mortales y económicas ascienden a varios miles de millones de dólares como en el caso de los sismos producidos en Kobe con pérdidas de aproximadamente US\$ 200,000 millones y 5,000 muertos, Turquía US\$ 6,500 millones y 17,200 muertos o Chichi - Taiwan con US\$9,200 millones y 2416 muertes; a nivel regional, han ocurrido catástrofes de similar intensidad como los sismos de Chile en el que se estiman daños por US\$ 30,000 millones de dólares y 800 muertes, el sismo de Haití en donde el Banco Interamericano de Desarrollo estimo pérdidas por US\$ 14,000 millones y aproximadamente 250,000 pérdidas humanas, el más reciente sismo a nivel regional fue el producido en el país vecino de Ecuador donde se estimaron pérdidas económicas de US\$ 3,000 millones y 660 muertos.

A nivel local un sismo de 7.9 grados Richter asoló la costa sur del Perú, causando 595 muertos, 318 desaparecidos y 1000 heridos ocasionando pérdidas económicas por US\$ 400 millones. Las ciudades de Pisco, Ica, Chincha y Paracas fueron las más afectadas, sufriendo cuantiosos

daños económicos, los que se muestran más a detalle en las tablas 1 y 2; esta realidad analizada detenidamente, no se encuentra muy lejana al norte peruano.

Tabla 1: Viviendas destruidas y muy afectadas debido al terremoto de Pisco. Perú .2007

Región/ Provincia	Total de viviendas	Viviendas destruidas y muy afectadas	% Viviendas destruidas y muy afectadas	Ámbito rural	
				Nº de Viviendas destruidas y muy afectadas	% de Viviendas destruidas y muy afectadas
Ica	166 174	64 868	39.04%	7 077	10.91%
Ica	81 138	27 024	33.31%	3 079	11.39%
Chincha	48 804	24 599	50.40%	2 524	10.26%
Pisco	36 232	13 245	36.56%	1 474	11.13%
Lima	62 049	9 011	14.52%	2 180	24.19%
Cañete	49 281	7 977	16.19%	1 723	21.60%
Yauyos	12 768	1 034	8.10%	457	44.20%
Huancavelica	18 170	1 907	10.50%	1 390	72.89%
Castrovirreyna	8 185	890	10.87%	642	72.13%
Huaytará	9 152	987	10.78%	723	73.25%
Huancavelica	833	30	3.60%	25	83.33%
TOTAL	246 393	75 786	30.76%	10 647	14.05%

Fuente: INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática).

Tabla 2: Resumen de los efectos del sismo de Pisco - Perú del 15 de agosto de 2007 (Nuevos Soles)

Sector / Subsector	Total	Daños Directos	Daños Indirectos	Porcentaje del Total
SOCIAL	3 065 308 860	2 813 762 799	251 546 059	77.060%
Vivienda	2 290 682 209	2 250 321 344	40 360 865	57.586%
Educación	302 139 861	275 668 807	26 471 053	7.596%
Salud	254 415 853	242 205 159	12 210 693	6.396%
Social	176 422 234	5 578 206	170 844 028	4.435%
Deporte y Cultura	41 648 703	39 989 283	1 659 420	1.047%
INFRAESTRUCTURA	360 996 474	333 742 265	27 254 209	9.075%
Agua y Saneamiento	157 191 026	157 191 026		3.952%
Transporte y Comunicaciones	112 216 617	109 514 578	2 702 039	2.821%
Electricidad	91 588 831	67 036 661	24 552 170	2.302%
PRODUCTIVOS	58 668 370	39 080 457	19 587 913	1.475%
Agricultura	36 064 545	24 168 552	11 895 993	0.907%
Pesca	16 759 003	10 726 503	6 032 500	0.421%
Turismo	5 844 822	4 185 402	1 659 420	0.147%
Gastos en la atención de emergencia (*)	335 094 042		335 094 042	8.424%
Otros gastos de Intervención (*)	157 609 586		157 609 586	3.962%
Medio ambiente (*)	135 256	70 002	65 254	0.003%
Total	3 977 812 588	3 186 655 523	791 157 063	100%

Fuente: Estimaciones del INDECI sobre la base de información disponible y proporcionada por las instituciones públicas y privadas, FORSUR, APCI y otros organismos internacionales.

Dentro de la región Lambayeque el distrito de Pimentel es una las principales zonas de expansión urbana, observándose en los últimos años un crecimiento inmobiliario gracias a que el Perú está logrando un gran ascenso en su economía, originado por una mayor inversión pública y privada, conjuntamente con el aumento de los precios de materias primas, logrando que se realice un crecimiento horizontal y vertical, con la aparición de nuevas urbanizaciones y pueblos jóvenes.

Ante la complejidad de encontrar nuevas alternativas de diseño estructural que sean capaces de reaccionar positivamente ante los eventos sísmicos, la aislación sísmica es una muy buena alternativa a analizar, puesto que ha demostrado tener excelentes desempeños en los eventos sísmicos de Chile del 2010 donde los pacientes internados en el Hospital Militar de Santiago apenas percibieron el fuerte movimiento de la naturaleza, mientras observaban como los otros edificios de la manzana caían destruidos, experiencias como esta son mejor carta de presentación de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operatividad de la estructura ante un evento sísmico.

Siguiendo los modelos empleados exitosamente al rededor del mundo en varias ciudades, es de suma importancia promover la realización de estudios de investigación en este tema a nivel nacional, porque es escasa la información con la que actualmente se cuenta, solo se han realizado investigaciones de este tipo en pocos distritos de la ciudad de Lima y otras cuantas ciudades del interior.

El aislamiento sísmico es una tecnología que año a año, alienta a muchos inventores a crear novedosos sistemas de aislamiento como son: aisladores elastoméricos de caucho natural, con núcleo de plomo, de alto amortiguamiento; aisladores deslizantes; péndulos friccionales simples, dobles y triples; sistema de aislación Roll-N-Cage , Sin embargo, esta investigación se ha enfocado principal y mayormente en

aquellos sistemas convencionales de uso universal como es el sistema de *aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)*.

Diversa bibliografía muestra sus beneficios como, por ejemplo:

- **La Guía de diseño sísmico de aisladores elastómeros y de fricción para la republica de Nicaragua - 2010.** “Una de las principales ventajas de este sistema de aislación es que prácticamente no necesitan mantenimiento, no son muy afectados por el tiempo, el ambiente, temperatura u otras condiciones ambientales”
- **Javier Neyra R.** (Periodista-Ciencia y Tecnología): “Tras el terremoto en Chile (2010) la demanda de estos aisladores aumento considerablemente, ya se han instalados en todo el país, y ahora serán instalados en la construcción de 2 hospitales en Santiago y un proyecto de viviendas sociales en Santa Cruz”
- **Freddy Duran Ph.D Lima 27 De Mayo Del 2015.** “Los ingenieros estructurales tienen en cuenta la vida útil de diseño de estos aisladores en 50 años o más, teniendo en cuenta que los dispositivos de apoyo elastoméricos han sido usados satisfactoriamente en los últimos 50 años, con la tecnología actual de protección contra la oxidación y resistencia a la degradación del ozono, es factible esperar exceder por mucho los 50 años de vida útil”.

Son los mismos proveedores y a su vez las empresas fabricante de aisladores sísmicos quienes garantizan cero reemplazos y cero mantenimientos dentro del costo por unidad de aislador, aparte de incluir en este costo el precio por transporte e instalación y los ensayos necesarios en laboratorios certificados como se hace mención en el Anexo 6.

La vida útil de los aisladores del tipo LRB ha sido probada en condiciones reales, bajo condiciones severas, como son los usados en diversos puentes y edificios en Japón y Chile, equipos que a pesar de los sismos de gran magnitud ocurridos no han sufrido daño; con tecnologías similares, como el sistema de péndulo a la tracción (Roussis y Constantinou, 2005), sistema de péndulo doble (Fenz y Constantinou, 2006) y el sistema de péndulo Triple (Morgan y Mahin, 2009), aún no se puede concluir en su buen desempeño frente a un terremoto de gran magnitud como los ocurridos en Chile (8.8 grados el 27 de febrero de 2010) o Japón (9.0 grados el 11 de marzo de 2011), debido a que su uso es actual.

A la fecha, diversos hospitales del MINSA (Ministerio de Salud) que se encuentran en ejecución han incluido en su diseño los sistemas de aisladores sísmicos LRB. Entre ellos, se encuentran los hospitales San Francisco, San Miguel, Cangallo y Coracora, en la región Ayacucho; Pampas y Acobamba, en Huancavelica; Rioja, Bellavista y Tocache, en San Martín; Santa Gema de Loreto y los hospitales regionales de Moquegua, Puno, Pasco y Ucayali, entre otros.

Con el uso de aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo se espera beneficiar a toda construcción a nivel local y nacional para evitar los daños en la estructura y sobre todo los colapsos, lo que produciría un impacto grande a toda la población, generando confianza, seguridad y tranquilidad. Aparte de proteger la inversión inmobiliaria, sus pertenencias, y principalmente permitir asegurar la continuidad de operación de las edificaciones.

Por estos motivos es importante el desarrollo de trabajos de investigación con respecto a la viabilidad del uso de aisladores sísmicos del tipo LRB y similares en el ámbito; esta tesis de pregrado otorga información extensa, valiosa y necesaria para el desarrollo de otros trabajos posteriores y cuya realización implica mayor tiempo y dinero.

1.5 Limitaciones

La presente investigación se llevó a cabo en un terreno rectangular de 28.20 m de largo y 21.70 m de ancho, ubicado en el distrito de Pimentel de la provincia de Chiclayo.

Los procedimientos convencionales para el diseño estructural fueron los implícitos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), y para el diseño estructural de la edificación con aislamiento sísmico la normativa peruana E0.30 en el artículo 3.90 “*Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía*” indica el uso de la normativa ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Building and Other Structures en la medida en que sean aplicables los requisitos del documento, asimismo se tendrá en cuenta normativa chilena NCh2745 - Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, UBC (Uniform Building Code), FEMA (Federal Emergency Management Agency) y bibliografía pertinente. Si bien la normativa nacional menciona la aislación sísmica, se vale de normativa internacional para su análisis y diseño.

Las normas de los Estados Unidos exigen ensayos para cada proyecto. Los ensayos de los prototipos validan las propiedades de aislamiento sobre la gama de cargas y desplazamientos del proyecto, estos se pueden eliminar si se tienen ensayos de anteriores proyectos con propiedades similares.

Es importante que se comprueban las propiedades de los aisladores bajo carga y las condiciones de desplazamiento, pero considerando que a nivel nacional se carece de los recintos adecuados para las pruebas, ello resulta una limitación dentro la investigación.

1.6 Viabilidad

1.6.1 Viabilidad técnica

Se contó con recursos técnico-tecnológicos, numerosa bibliografía y con un software de fácil acceso (ETABS Versión 16.0.1, SAFE Versión 14.0.0, S10 2005, etc.), esto hizo que el trabajo fuera viable desde el punto de vista técnico.

1.6.2 Viabilidad económica

Tras la realización de esta tesis de investigación, no se esperó producir beneficio económico alguno.

1.6.3 Viabilidad social

Los resultados obtenidos han sido puestos a disposición de cualquier estudiante o profesional interesado en la presente investigación, o instituciones interesadas, con el fin de extender los conocimientos existentes y con la posibilidad de complementar el trabajo, así como apoyar la aprobación de normas que contemplen reglamentos técnicos sobre el tema.

1.6.4 Viabilidad operativa

Para realizar la investigación se contó con los planos de arquitectura, estudio de mecánica de suelos, sumado a la bibliografía y normas técnicas internacionales, y también se contó con la orientación del asesor de tesis.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

1.7 Antecedentes de la investigación

J.A. Calantarients (Reino Unido 1909) a través de una carta se dirige al director del Servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo rellena de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico, esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia era un concepto primitivo de aislación sísmica.

En Skopje, Yugoslavia 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi presenta tres pisos y está hecha de concreto.



Gráfica 2: Pestalozzi School, Skopje, Macedonia



Gráfica 3: Soportes usados en Pestalozzi School

En Nueva Zelanda 1978, se construyó un viaducto de Toe-toe en North Island. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente.

Estados Unidos 1984 El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Este edificio construido a inicios de 1984 y terminado a mediados de 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF).



Gráfica 4: Foothills Communities Law and Justice Center, Rancho Cucamonga, Los Ángeles

SEAOC 1986 En Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada *“Tentative Seismic Isolation Design Requirements”* la cual se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos. En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su “Blue Book” un apéndice con los requerimientos de *“General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures”*.

UBC (Uniform Building Code) 1991 es un código de construcción modelo desarrollado por el International Code Council (ICC). Ha sido adoptado en la mayor parte de los Estados Unidos. Esta publicación fue considerablemente modificada y se incluyó como un apéndice no obligatorio del capítulo 23 de la versión del año mencionado del UBC (Uniform Building Code) con el nombre de *“Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures”*.

Tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolos (SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997)

James M. Kelly 1996, da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios Aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: un edificio en Sevastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado de Beijing sobre una capa de arena.

Chile desde 2000 a la actualidad ha sido uno de los primeros países de América del Sur en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma *Chilena NCh2745 – 2003* que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena

NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008.

Perú desde 2014 a la actualidad incluye en la norma técnica sismorresistente E-030 la obligatoriedad del uso de sistemas de aislación sísmico para las nuevas edificaciones de categoría A1: Establecimientos de salud del Sector Salud del II y III (hospitales medianos y grandes), según lo normado por el Ministerio de Salud, tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico.

A la fecha los primeros centros hospitalarios, tanto del Minsa como de EsSalud, que se están construyendo con aisladores sísmicos son Santa Gema de Yurimaguas y el de Bellavista en San Martín. Asimismo están los centros hospitalarios de Tocache, Cerro de Pasco; y los hospitales de Moquegua, Pucallpa, Sullana y Juliaca adjudicados en febrero del 2016. La norma propiciada por el Ministerio de Salud es muy positiva porque significa que estamos aprendiendo de la experiencia de nuestro país vecino Chile. “Con el terremoto del 2010, ellos tomaron recién la iniciativa de obligar el uso de los aisladores en los centros hospitalarios.

1.8 Principios de la aislación sísmica

Son muy difundidos en el país los métodos de análisis y diseño para edificaciones de concreto y albañilería estructural, desde la planificación, los materiales, herramientas y equipo, hasta la construcción propiamente dicha, en el propio hecho de que estas construcciones convencionales están empotradas al suelo, permite que los esfuerzos en distintas direcciones provocados por un sismo, se transmitan directamente a la estructura de la edificación, por lo cual, el dimensionamiento de dichos elementos estructurales debe ser lo

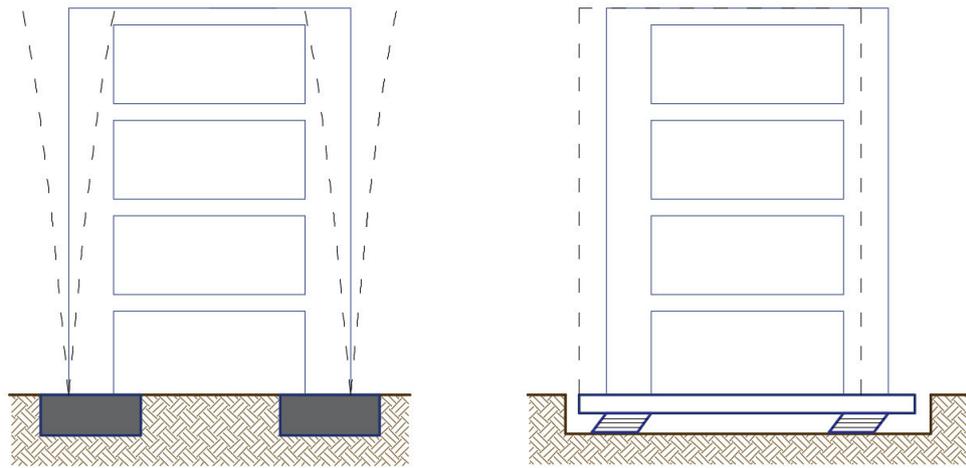
suficiente rígidos para poder soportar estas condiciones, motivo por lo que se plantean métodos de construcción alternativos que permitan disminuir la transmisión de esfuerzo del suelo hacia la estructura.

La aislación sísmica sienta sus bases en dos fundamentos: La flexibilización y el incremento del amortiguamiento.

La flexibilización como también se llama al alongamiento del período fundamental de la edificación se consigue al usar un nivel interface de aislamiento entre el suelo de fundación y la estructura superior. La rigidez lateral de este nivel es ampliamente menor que la propia de la estructura que descansa sobre sí; con esto se consigue direccionar las deformaciones a que se produzcan en la interface, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura la que sufre un movimiento de bloque rígido, por ende, con deformación y perjuicios mínimos durante la respuesta sísmica.

El amortiguamiento estructural está limitado por la capacidad de disipación de energía de los materiales, generalmente concreto y acero, su incremento busca reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislación y la superestructura sin producir un aumento sobre las aceleraciones de esta última (DE LA LLERA, 1998).

En la gráfica 5 se aprecia, la manera en que reacciona una estructura convencional en un evento sísmico y como el hecho de usar aisladores sísmicos en la base modifica el comportamiento de misma, evitando los esfuerzos resultantes de los desplazamientos relativos entre pisos y sus efectos tan perjudiciales.



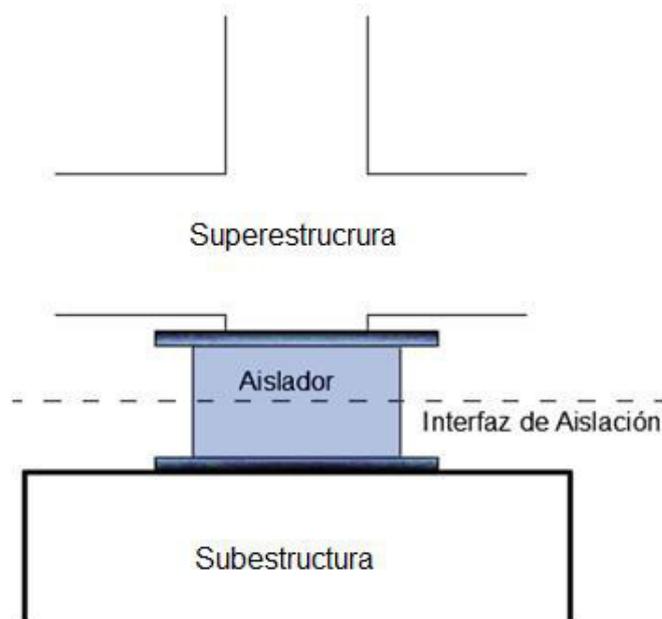
Edificación convencional

Edificación con aisladores

Gráfica 5 : Comportamiento de una estructura de base fija y otra con base aislada.

1.9 Tipos de Los aisladores

Para lograr un interface de aislación con capacidad estructural es necesario el uso de elementos adicionales llamados aisladores, que cumplen con aportar la flexibilización y el aumento del periodo, además de ser lo suficientemente rígidos para soportar el peso de casi todo tipo de estructuras; de esta manera el sistema de aislación lo forma el conjunto de aisladores, todos los elementos adicionales que permiten la transmisión de fuerzas entre la sub y superestructura, se puede dividir el sistema de aislación en 3 niveles, la subestructura, la superestructura y un límite imaginario llamado interfaz de aislación como se ilustra en la Gráfica 6.



Gráfica 6: Partes del sistema de aislamiento

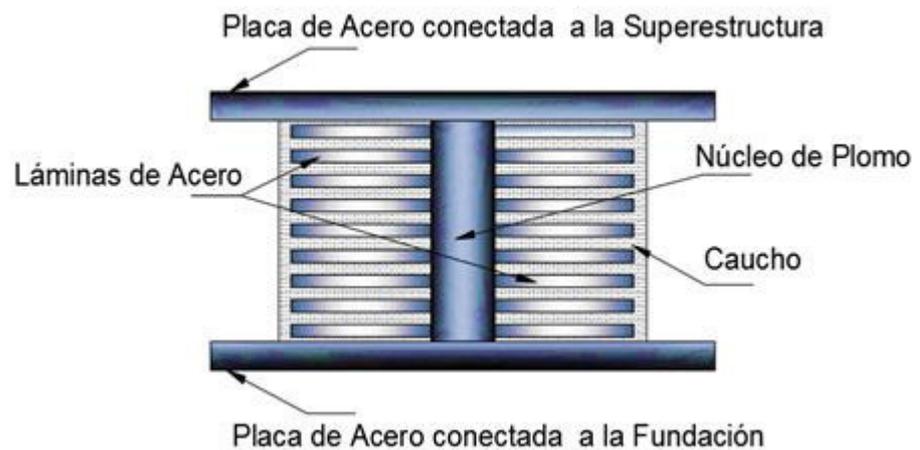
La aislación sísmica se enfoca en desarticular horizontalmente a la estructura del suelo. El sistema usado para este fin depende del criterio del diseñador y de las necesidades particulares de cada edificación y terreno.

Mundialmente los tipos de aisladores más conocidos son los siguientes: Aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), Aisladores con núcleo de plomo (LRB), Aisladores de alto amortiguamiento (HDR), el sistema de péndulo de doble curvatura, péndulo triple. A continuación, pasaremos a describir el aislador con núcleo de plomo (LRB), debido a que son los más usados en este tipo de estructuras a nivel mundial.

1.9.1 Aislador elastomérico con núcleo de plomo.

El aislador con núcleo de plomo (LRB) se inventó en 1975 en Nueva Zelanda y ha sido usado ampliamente en Estados Unidos y Japón. Se construyen habitualmente de caucho de bajo amortiguamiento alternado con planchas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se coloca el núcleo de plomo, bajo

presión y se convierten en una unidad. La finalidad del núcleo de plomo es proveer medios adicionales de disipación de energía, proporcionando capacidad adicional de absorción de energía mediante numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 102 Kg/cm²) y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga. En la gráfica 7 se muestran los componentes del LRB.



Gráfica 7: Componentes del LRB.

1.10 Consideraciones generales para el diseño

En un diseño de edificaciones de la manera convencional, se busca proporcionar resistencia y rigidez con el fin de controlar desplazamientos desmedidos frente a un movimiento sísmico; es por esto se usan sistemas estructurales que brinden estas características, lo que va a permitir que la edificación sea capaz de percibir fuerzas mayores, y serán necesarios elementos estructurales propios de soportar señaladas fuerzas.

Con las edificaciones sísmicamente aisladas se tiene un punto de vista distinto, debido a que la transferencia de las fuerzas disminuye sustancialmente y no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional.

1.11 Normas técnicas para el análisis con aisladores

Generalmente para el diseño de aisladores sísmicos se tienen en cuenta diferentes normas técnicas, entre las cuales tenemos:

1.11.1 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

La norma técnica peruana E.0-30 “Diseño sismorresistente” para lo concerniente a los sistemas de aislamiento sísmico indica la aplicación de los requisitos de la presente norma que pertenece al American Society of Civil Engineers 7-10, en la medida que sean aplicables.

- **Categoría de riesgo del edificio y otras estructuras para sismo:**

Se realizó una clasificación para la estructura según el riesgo, se aprecia en la tabla 1.5-1 de la norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, la cual se encuentra en anexo 2.

- **Factor de Importancia:**

Todas las partes de la estructura, incluida la estructura por encima del sistema de aislamiento, se asignarán a una categoría de riesgo de conformidad con la tabla 3. El factor de importancia “Ie”, se tomará como 1.25 para una estructura aislada sísmicamente, independientemente de su asignación de categoría de riesgo (valor recomendado para edificaciones aisladas según ASCE 7-10).

Tabla 3: Factores de Importancia por Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para Nieve, Hielo y Cargas de terremoto

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor Is	Ice Importance Factor - Thickness It	Ice Importance Factor -Wind Iw	Sismic Importance Factor Ie
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010- Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads

- **Coefficiente de modificación de respuesta:**

El factor R se basará en el tipo de sistema resistente a la fuerza sísmica utilizado para la estructura por encima del sistema de aislamiento y será tres octavos del valor dado en la Tabla 12.2-1 de la norma propuesta por el ASCE 7-10 que se encuentra en el Anexo 3, con un valor máximo no superior a 2,0 y como mínimo a 1,0.

- **Parámetros para la aceleración de respuesta espectral:**

- Coeficientes para calcular el sismo máximo considerado.

$$SMS = Fa \times Ss$$

Ecuación 1: Aceleración sismo máximo considerado para periodo corto - ASCE 07.10.

Parámetro para periodo corto, siendo Ss el parámetro obtenido del Mapa de ordenadas espectrales para periodos estructurales menores pequeños con 5% de amortiguamiento para un sismo con periodo de retorno esperado de 1000 años (Anexo 1).

$$SM1 = FV \times S1$$

Ecuación 2: Aceleración sismo máximo considerado para periodo de 1.00seg.- ASCE 07.10.

Parámetro para periodo igual a 1 segundo, siendo S1 el parámetro obtenido del mapa de ordenadas espectrales correspondientes a un periodo estructural de 1.00 seg con amortiguamiento de 5% para un sismo con periodo de retorno esperado de 1000 años (Anexo 1).

Los factores Fa y Fv se obtienen de las tablas 4 y 5, se pueden apreciar a continuación:

Tabla 4: Coeficiente de sitio Fa

Clase	Parámetros para periodo corto				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver Sección 11.4.7				

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010-Table 11.4-1 Site Coefficient, Fa

Tabla 5: Coeficiente de sitio Fv

Clase	Parámetros para periodo 1.00 seg.				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver Sección 11.4.7				

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010 - Table 11.4-2 Site Coefficient, Fv

Los valores de S_s para los diferentes periodos no se encontraron en las tablas, por lo que se realizó una interpolación lineal.

- Parámetros de diseño de la aceleración espectral:

Para el diseño del espectro de diseño se usaron SDS y SD1, según las siguientes formulas.

$$SDS = 2 / 3 \times SMS$$

Ecuación 3: Aceleración sismo de diseño para periodo corto - ASCE 07.10.

$$SD1 = 2 / 3 \times SM1$$

Ecuación 4: Aceleración sismo de diseño para periodo de 1.00 seg - ASCE 07.10.

- Parámetros de Sitio:

Basado en las propiedades del suelo, según el capítulo 20 de la norma, o también se puede apreciar en la tabla 6:

Tabla 6: Clasificación según sitio

Site class	Vs	N or Nch	Su
A. Hard Rock	>5000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2500 to 5000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1200 to 2500 ft/s	>50	>2000 psf
D. Stiff soil	600 to 1200 ft/s	15 to 50	1000 to 2000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: - Pasticity index PI > 20 - Moisture content w ≥ 40 % - Undrained shear strength Su < 500 psf			
F. Soils reqiring site response analisis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010-Table 20.3-1 Site Classification.

a) Análisis estático:

- Procedimiento de la fuerza lateral equivalente.

Para la aplicación del análisis por fuerza lateral equivalente se tienen que cumplir las siguientes condiciones:

- La estructura debe estar ubicada en un sitio con S1 menor que 0.60 g.
- La estructura debe estar ubicada en un sitio de clase A, B, C o D.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento es menor o igual que 4 pisos o 19.80 m en altura estructural medido desde la base.
- La estructura sobre el sistema de aislación tiene configuración regular.
- La rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento es capaz de producir la fuerza de restauración igual a 0.025 W mayor que el 50% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento no considera como límite máximo el desplazamiento por sismo menor que el desplazamiento total máximo.

- **Procedimiento de Fuerza lateral equivalente:**

- Desplazamiento de Diseño:

$$D_D = \frac{g * S_{D1} * T_{D1}}{4\pi^2 * B_D}$$

Ecuación 5: Desplazamiento de Diseño - ASCE 07.10.

g: Aceleración de la gravedad.

SD1: Parámetro de aceleración espectral para un periodo de 1 segundo en un amortiguamiento de diseño del 5%.

TD: Periodo efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento de diseño.

BD: Coeficiente numérico relativo al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño. Se puede apreciar los valores en la siguiente tabla:

Tabla 7: Coeficiente de amortiguamiento

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010-Table 20.3-1 Site Classification.

- Periodo Efectivo para el desplazamiento de diseño:

$$T_D = 2\pi \times \sqrt{\frac{W}{KD_{min} \times g}}$$

Ecuación 6: Periodo Efectivo para el desplazamiento de diseño.

W: Peso de la estructura sobre la interfaz de aislación.

KDmin: Rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento en la dirección considerada para el desplazamiento de diseño.

g: Aceleración de la gravedad.

- Desplazamiento Máximo:

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4\pi^2 * B_M}$$

Ecuación 7: Periodo Efectivo para el desplazamiento de diseño - ASCE 07.10.

g: Aceleración de la gravedad. **SM1:** Parámetro de aceleración espectral de un sismo máximo para un periodo de 1 segundo en un amortiguamiento de diseño del 5%.

TM: Periodo efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento máximo.

BM: Coeficiente numérico relativo al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño. Se puede apreciar los valores en la tabla 7.

- Periodo Efectivo para el desplazamiento máximo:

$$T_M = 2\pi \times \sqrt{\frac{W}{KM_{min} * g}}$$

Ecuación 8: Periodo Efectivo para el desplazamiento máximo - ASCE 07.10.

W: Peso de la estructura sobre la interfaz de aislación.

KMmin: Rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento en la dirección considerada para el máximo desplazamiento.

g: Aceleración de la gravedad.

- Desplazamiento total:

Al desplazamiento de diseño y al desplazamiento máximo se incluye un desplazamiento adicional debido a la torsión accidental, se aprecia en la siguiente fórmula:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 9: Desplazamiento total de diseño - ASCE 07.10.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 10: Desplazamiento total máximo - ASCE 07.10.

DD: Desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección considerada.

DM: Desplazamiento máximo considerado del centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección considerada.

y: Distancia perpendicular entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés.

e: Excentricidad actual medida entre el centro de masa sobre la interfaz de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación más la excentricidad accidental considerada como el 5%.

b: Dirección más corta de la estructura medida perpendicular a d (dirección más larga de la estructura).

d: Dirección más larga de la estructura.

La norma también incluye que podemos aumentar el 10% al desplazamiento máximo para considerar los efectos de torsión.

- Fuerza lateral mínima:

El sistema de aislación, la cimentación y los elementos que continúan del sistema de aislación son diseñados y deben soportar una fuerza lateral mínima, siendo la siguiente:

$$V_b = K_{eff} * D_D$$

Ecuación 11: Fuerza lateral mínima - ASCE 07.10.

K_{eff}: Máxima rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

D_D: Desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.

V_b no se tomará como menor de la fuerza máxima en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento incluyendo el desplazamiento de diseño.

- Elementos estructurales sobre el sistema de aislación:
Los elementos estructurales sobre el sistema de aislación se diseñarán y soportarán una fuerza cortante mínima V_S usando todos los requerimientos apropiados para estructuras no aisladas. Se usara la siguiente fórmula:

$$V_S = K_{Dmax} * D_D / R_I$$

Ecuación 12: Fuerza cortante mínima - ASCE 07.10.

K_{Dmax} : Máxima rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

D_D : Desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.

R_I : Coeficiente numérico relativo al tipo de sistema de resistencia de fuerzas sísmicas usado sobre el sistema de aislación. Se considera $3/8$ del valor obtenido de la tabla 12.2-1 de la Norma ASCE 7 – 10 (anexo 3), considerando un valor no mayor que 2 y no menor que 1.

- Distorsiones límites:
La máxima distorsión de entrepiso sobre el sistema de aislación no debe exceder $0.015 h_{sx}$, y será calculado con la siguiente fórmula:

$$\delta X = C_d \delta x_e / l_e$$

Ecuación 13: Distorsiones límites - ASCE 07.10.

C_d : Factor de amplificación de deflexión

δx_e : Deflexión de la locación requerida.

le : Factor de importancia.

a) Análisis dinámico:

Procedimiento para el análisis dinámico:

- Sistema de aislación:

El sistema de aislamiento se debe modelar con suficiente detalle para la distribución de las unidades de aislación, el cálculo de la traslación en las direcciones horizontales y la torsión de la estructura sobre la interfaz de aislación considerando la más desfavorable locación excéntrica de la masa. Evaluar las fuerzas debidas a vuelco de las unidades de aislamiento. Verificar los efectos generados debido a las cargas verticales, cargas bilaterales, pues algunas propiedades de deflexión del sistema de aislamiento dependen de estas cargas.

- Estructura aislada:

El desplazamiento máximo de cada piso, las fuerzas de diseño y desplazamientos en elementos resistentes a la fuerza de sismo se podrá calcular usando un modelo elástico lineal de la estructura aislada, siempre que se cumplan con las siguientes condiciones, las propiedades de rigidez asumidas para los componentes no lineales se basan en la rigidez efectiva máxima del sistema de aislamiento y todos los elementos resistentes a la fuerza de sismo por encima del sistema de aislamiento siguen permanecen elásticos frente al sismo de diseño.

La fuerza cortante no será menor que el 100% de V_s (Ecuación 12) para estructuras irregulares y no menor que el 80% de V_s para estructuras regulares.

- **Espectro de respuesta:**

Deberá cumplir las siguientes condiciones: La estructura estará ubicada en sitios de clase A, B, C o D según la tabla 6 de clasificación de sitio.

El sistema de aislación debe cumplir con los criterios del análisis por fuerza lateral equivalente.

• Procedimiento para espectro de respuesta:

Se realizará con amortiguamiento para el modo fundamental no mayor que el amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento o 30 % del amortiguamiento crítico, el que sea menor.

Se usará para el análisis, para determinar el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo la acción simultánea del 100% del movimiento del suelo en la dirección crítica y el 30% de movimiento del suelo en la dirección perpendicular. El desplazamiento máximo del sistema de aislación será calculado como la suma vectorial de los 2 desplazamientos ortogonales.

- **Análisis tiempo- historia:**

Se usará este método cuando se cumple con los criterios de diseño de espectro de respuesta.

• Procedimiento para el análisis tiempo-historia:

Para el análisis se usarán no menos de tres pares de señales sísmicas, las cuales serán seleccionadas y escaladas, estas señales sísmicas se aplicarán simultáneamente considerando la locación más perjudicial de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislación será calculado con el vector suma de los dos desplazamientos ortogonales para cada tiempo. Si hay menos de 7 pares de

señales sísmicas para la evaluación, entonces se usará el valor máximo del parámetro de respuesta en interés.

- **Desplazamientos y fuerzas laterales mínimas:**

La fuerza lateral de diseño no será menor que el 90% de V_b (Ecuación 11).

El desplazamiento total de diseño del sistema de aislación no será menor que el 90% de D_{TD} (Ecuación 9). El desplazamiento total máximo del sistema de aislación no será menor que el 80% de D_{TM} (Ecuación 10).

- **Elementos estructurales sobre el sistema de aislación:**

Serán diseñados usando los requerimientos para estructuras no aisladas y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor R_I (Ecuación 12)

1.11.2 Federal Emergency Management Agency

La guía del FEMA propone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: el primero es un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión. El segundo es un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo historia. El método estático no está recomendado para un diseño final, sólo de para un diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral sólo para algunas estructuras regulares rígidas y de pocos pisos. El análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos.

- Fuerza lateral equivalente

Se debe obtener el desplazamiento de diseño a partir de la ecuación mostrada.

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} x \frac{S * T}{B}$$

Ecuación 14: Desplazamiento de diseño - FEMA.

Donde S es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al ZUCS) para el periodo del sistema equivalente de un grado de libertad conformado por la estructura aislada y B es el factor de reducción por amortiguamiento: si los valores del espectro pertenecen a un amortiguamiento de 5% y el sistema de aislación provee un amortiguamiento efectivo de 10% del crítico, B será mayor a 1. Para obtener luego la fuerza cortante en la base se debe multiplicar este desplazamiento por la rigidez efectiva del sistema de aislación para este desplazamiento. Se debe considerar también que puede existir una excentricidad en planta. La fuerza a utilizar en la superestructura se puede reducir con un factor, que se podrá calcular como $\frac{3}{8}$ de R, siendo R el factor de reducción que corresponde al sistema a estructural usado en la superestructura, siempre menor a 2. Esto es así para asegurarse que la superestructura permanezca esencialmente elástica. La repartición de la fuerza se debe realizar con la forma de un triángulo invertido para así incluir los modos de vibración superiores que pudieran existir.

- Métodos dinámicos

b) Combinación espectral:

Las únicas sugerencias especiales del FEMA para este método se refieren al correcto modelamiento y atención a los siguientes puntos:

- Modelar la distribución de los aisladores,
- Considerar los efectos de excentricidad accidental,

- Verificar que no exista tracción, o que los aisladores no estén resistiendo tracción en el modelo,
- Verificar los efectos P- Δ ,

Además, la combinación deberá realizarse con 100% del espectro en una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo. El amortiguamiento no podrá ser nunca mayor al 30% del crítico y las fuerzas obtenidas deberán respetar un porcentaje mínimo de aquellas obtenidas con el método estático.

Tabla 8: Criterios mínimos para el análisis dinámico

Parametros de diseño	Combinación espectral	Análisis tiempo-historia
Desplazamiento total de diseño, D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Desplazamiento total máximo, D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Fuerza de diseño en el Sistema de aislación, V_b .	90% V_b	90% V_b
Fuerza de Diseño en superestructura irregular, V_s	100% V_s	80% V_s
Fuerza de diseño en superestructura regular, V_s	80% V_s	60% V_s

Fuente: Federal Emergency Management Agency.

c) Análisis tiempo-historia:

No presenta recomendaciones adicionales más que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden utilizar) y un mínimo de tres pares. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo. Este método es el recomendado en todas las situaciones.

El FEMA presenta una metodología muy sencilla y bastante similar al método estático provisto por la norma peruana para estructuras convencionales, aunque como era de esperarse, este

no puede ser usado para un diseño definitivo, para lo que será necesario un modelo.

1.11.3 Uniform Building Code 1997, capítulo 16

En este código se describen dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye y el análisis tiempo-historia.

En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SD), que es el que comúnmente se usa y el sismo máximo considerado (SMC) que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 1000 años. El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interface de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SMP sin falla. La superestructura se diseñará para que se comporte elásticamente durante el SD.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M .

SA: Sistema de aislación.

B_D: Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.

B_M: Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento en el desplazamiento máximo.

b y d: Ancho y largo de la estructura.

D_{TD}: Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.

K_{Dmáx}: Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.

T_D: Periodo en el desplazamiento de diseño.

T_M: Periodo en el desplazamiento máximo.

CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

- **Criterios para la selección del procedimiento de análisis**

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la zona, el tipo de suelo, la aceleración vertical, el sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe ser regular, tener menos de 20 metros de altura, estar ubicada a más de 10 km de una falla activa y en buen suelo. Además, el periodo aislado debe resultar mayor a 3 segundos y ser por lo menos tres veces el de la estructura si fuera empotrada.

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

a) Análisis estático

Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times CVD \times TD}{B_D}$$

Ecuación 15: Desplazamiento de diseño - UBC.

$$T_D = 2\pi \times \sqrt{\frac{W}{KD_{min} \times g}}$$

Ecuación 16: Periodo para el Desplazamiento de diseño - UBC.

$$D_{TD} = D_D \times \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 17: Desplazamiento total de diseño - UBC.

Los coeficientes CVD y CVM son los que la norma peruana denomina el factor de amplificación sísmica y depende del tipo de suelo en el que se sitúe la estructura. El D_{TD} y el D_{TM} sirven para el diseño de aisladores en donde se consideran los efectos de torsión y la cercanía al centro de rigidez del aislador a evaluar. Estos desplazamientos también se deben calcular para el evento máximo posible.

Las fuerzas laterales mínimas se pueden calcular al igual que el ASCE 07 -10 con la ecuación.

$$V_S = \frac{KD_{max} \times DD}{R_1}$$

Ecuación 18: Fuerzas lateral mínima - UBC.

Sólo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del sistema de aislación se utiliza el factor de reducción R_1 , que dependerá del sistema estructural que se va a emplear.. La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme. Además, se controla que las distorsiones no excedan de $0.010/R_1$.

b) Análisis dinámico

La estructura debe ser diseñada de forma que el SA y la subestructura soporten:

$$DTD_{dinámico} \geq 90\% \times DTD (DD')$$

Ecuación 19: Desplazamiento total de diseño dinámico- UBC.

Donde se permite el uso de DD' en lugar de DD en el cálculo del desplazamiento total de diseño

$$(DD') = \frac{DD}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{TD}\right)^2}}$$

Ecuación 20: Desplazamiento de Diseño - UBC.

Para la superestructura existen límites en la reducción, derivados de la fuerza basal obtenida a través del análisis estático: 80% en un análisis dinámico y 60% para un análisis tiempo-historia. Sin embargo, si la estructura es irregular, el límite es 100% y 80%, respectivamente.

Para el análisis de combinación espectral, la norma recomienda que se realice con el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la otra dirección; y para este análisis se podrá usar un 30% del amortiguamiento crítico como máximo.

El análisis tiempo-historia requiere los mismos requisitos solicitados por el FEMA: mínimo tres pares de aceleraciones, siete recomendados y siempre 100-30% en simultáneo. Se especifica que los desplazamientos deben ser los obtenidos al sumar vectorialmente ambas direcciones.

Para evaluar la estabilidad de cada aislador se utiliza la máxima carga vertical $1.2D+1.0L+S$ y la carga vertical mínima $0.8 D-S$ en el desplazamiento total máximo; y para evaluar la sobrecarga en cada aislador debido al volteo de la estructura se utiliza la envolvente de S como valores picos en la respuesta ante el sismo severo. Adicionalmente, las distorsiones se limitan a $0.015/R1$ si es calculado mediante un análisis de combinación espectral; a $0.020/R1$ si es que se utiliza el análisis tiempo-historia y además se considera la degradación de la rigidez y resistencia en la etapa no lineal. Por último, la norma recomienda hacer un análisis P – delta cuando la deriva excede de $0.010/R1$.

1.11.4 Norma chilena nch2745-2013

La norma Chilena NCh2745 2013 se estudió a través del Comité Técnico Diseño estructural en general – sobrecargas, como una revisión a la norma NCh2745:2003 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica que a su vez es el resultado de la adaptación del código UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996. Esta norma brinda los requisitos para realizar el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales y los ensayos requeridos para el sistema de aislación. La base de esta norma es que el sistema de aislación y el sistema estructural destinado a soportar las fuerzas laterales se diseñen para resistir las deformaciones y esfuerzos producidos por el sismo. En caso de que las fuerzas de viento sean lo suficientemente grandes para producir esfuerzos y deformaciones mayores, se usarán estas cargas en lugar de las de sismo.

D_D: Desplazamiento de diseño.

D_M: Desplazamiento máximo.

B_D: Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.

B_M: Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento en el desplazamiento máximo.

b y d: Ancho y largo de la estructura.

D_{TD}: Desplazamiento total de diseño de un elemento del sistema de aislación considerando torsión.

D_{TM}: Desplazamiento total de máximo de un elemento del sistema de aislación considerando torsión.

K_{Dmáx}: Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.

T_D: Periodo en el desplazamiento de diseño.

T_M: Periodo en el desplazamiento máximo.

CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

- **Observaciones generales**

El objetivo de aislar una estructura es que su desempeño no sólo signifique la protección a la vida durante un sismo severo, sino también se reduzca el daño en la estructura y el contenido de modo de mantenerla en estado operativo después del sismo.

En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SD), que es el nivel de movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo en 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años) que es el que comúnmente se usa; y el sismo máximo posible (SM), que se define como el nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir en el lugar dentro del esquema geológico conocido. En las zonas de alta sismicidad sísmica (3 con un valor de aceleración efectiva 0.40g o 2 con 0.30g de NCh433 2009), este puede tener una intensidad que puede considerarse como el nivel de movimiento sísmico del suelo que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedida en un periodo de 100 años (periodo de retorno 950 años).

El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interface de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SM sin falla. La superestructura se diseñará de manera convencional para el SD. En las estructuras aisladas se verificará el comportamiento para el SM analíticamente y experimentalmente, de modo que se asegure que en el peor de los escenarios la estructura será segura. Además, es necesario el ensayo del sistema de aisladores para el SMP.

Para sismos severos no debe haber falla en el sistema de aislación, daño significativo en los elementos estructurales ni daño masivo en los no estructurales. Esto significa que las derivas deberán ser mucho menores que las que ocurrirían en un edificio

convencional y que el desplazamiento lateral se concentrará en el sistema de aislación.

El SDI servirá para calcular la respuesta y el diseño de la sub y superestructura; mientras el SM servirá para calcular la demanda de los desplazamientos y verificar la estabilidad en el sistema de aislación.

El modelo del sistema de aislación debe considerar, para hallar las fuerzas de diseño de la superestructura, la mayor rigidez del sistema de aislación y para la deformación del sistema de aislación la menor rigidez del mismo. El modelo debe considerar el efecto $P-\Delta$.

El modelo de la superestructura será tan detallado como el que se usa para un edificio convencional.

a) Análisis estático

Se recomienda para un diseño preliminar de la estructura y para verificar diseños más complicados. Sin embargo, la norma establece un porcentaje mínimo de la deformación y desplazamiento, dados por las fórmulas de este tipo de análisis, de manera que sirve para resguardar a la estructura de un diseño poco conservador.

La rigidez vertical mínima del sistema de aislación debe ser tal que la frecuencia de vibración de la superestructura rígida aislada sea mayor a 10 Hz o un periodo equivalente de 0.1 segundos.

- Desplazamientos laterales mínimos

• Desplazamiento mínimo de diseño

El sistema de aislación se debe diseñar y construir para soportar, como, mínimo, desplazamientos sísmicos laterales

que actúen en la dirección de dos ejes principales de la estructura según la ecuación

$$D_D = C_D / B_D$$

Ecuación 21: Desplazamiento de Diseño – Nch2745.

Donde:

$$C_D = \begin{cases} 200 Z + (\text{mm}), & \text{para Suelo I;} \\ 300 Z + (\text{mm}), & \text{para Suelo II;} \\ 330 Z + (\text{mm}), & \text{para Suelo III;} \end{cases}$$

B_d se obtiene de la tabla 9 y Z de la tabla 10.

Tabla 9: Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento

Amortiguamiento efectivo, β_D o β_M (porcentaje del valor crítico)	Factor B_D o B_M Suelos I, II y III
≤ 2	0,65
5	1,00
10	1,37
15	1,67
20	1,94
25	2,17
30	2,38
≥ 50	3,02

Fuente: Tabla 2 Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento - Nch 2745 2013

Tabla 10: Factor de zonificación sísmica

Zona sísmica	Z
1	$\frac{3}{4}$
2	1
3	$\frac{5}{4}$

Fuente: Tabla 5 Factor de zonificación sísmica - Nch 433 2012

Tabla 11: Valor de aceleración efectiva A_o

Zona sísmica	A _o
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Fuente: Tabla 6.2 Valor de aceleración efectiva A_o - Nch 433 2012

Este cálculo también se debe realizar para el desplazamiento máximo. La ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación que corresponde al desplazamiento máximo D_M .

$$D_M = C_D / B_M$$

Ecuación 22: Desplazamiento máximo – Nch2745.

- **Desplazamientos total**

El desplazamiento de diseño total, D_{TD} , y el desplazamiento máximo total, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislación debe incluir desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de la masa.

El desplazamiento total de diseño D_{TD} , y el desplazamiento total máximo D_{TM} , de elementos de un sistema de aislación con distribución especial uniforme de rigidez lateral no se debe considerar menos que lo indicado por las ecuaciones siguientes.

$$D_{TD} = D_D * \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 23: Desplazamiento total de diseño - Nch2745

$$D_{TM} = D_M * \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 24: Desplazamiento total máximo - Nch2745.

El desplazamiento total puede ser menor al calculado con esta ecuación, pero no menor a 1.1 D_D ni a 1.1 D_M (respectivamente).

- **Fuerzas laterales mínimas**

El sistema de aislación o los elementos estructurales en el nivel o bajo el nivel de aislación, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b .

$$V_b = KD_{max} * DD^2$$

Ecuación 25: Fuerza lateral mínima - Nch2745.

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislación:

$$V_s = \frac{KD_{max} * DD}{R_1}$$

Ecuación 26: Fuerza cortante mínimo - Nch2745.

Donde R_1 es siempre menor a 2, si la estructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, las deformaciones se concentrarán ahí, por eso la distribución de fuerzas se distribuirá uniformemente en altura y cada fuerza de aplicará en el centro de masa de cada nivel, por ello, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no será mayor a 0.002.

b) Análisis dinámico

Puede ser análisis espectral o de respuesta en el tiempo. El desplazamiento total de diseño no será menor que el 90% de desplazamiento total de diseño estático, y el desplazamiento total máximo no será menor al 80% de desplazamiento máximo total estático. Asimismo, la fuerza de corte de diseño no será menor al 90% de V_b . Al momento de evaluar D_{TD} y D_{TM} , D_D y D_M se pueden reemplazar, respectivamente, por D_D' y D_M' . Estos nuevos valores incluyen la influencia de la flexibilidad de la superestructura. T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento elástico.

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$

Ecuación 27: Desplazamiento total de diseño incluyendo flexibilidad de la estructura - Nch2745

En caso de una superestructura regular la fuerza de corte tendrá que ser mayor al 80% de V_s obtenido del análisis estático. En caso se realice el análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura, para estructuras irregulares podrá considerarse mayor o igual al 80% de V_s estático y para estructuras regulares mayor o igual al 60%.

- **Análisis de respuesta espectral**

Este se recomienda para superestructuras flexibles, superestructuras de planta irregular y/o aisladores con una relación fuerza-deformación que puede ser representada muy bien por un modelo lineal equivalente; permite calcular de forma simple la distribución de fuerzas y deformaciones en superestructuras flexibles.

- **Análisis de respuesta en el tiempo**

Se puede usar en el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y es recomendable cuando el sistema tiene una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas cuya deformación se espera que exceda la distancia disponible con estructuras adyacentes, sistemas dependientes de la velocidad de deformación o sistemas que experimentan levantamiento o impacto.

Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de aceleración de al menos 3 registros; luego se combinarán los espectros de Pseudo-aceleración de cada par de registros por el método SRSS para un $\beta=0.05$. Cada par de registros se aplicará simultáneamente al modelo considerando la dirección menos ventajosa.

La deriva no debe exceder a 0.0025 para el caso del análisis espectral y a 0.003 en el caso del análisis de respuesta en el tiempo.

1.11.5 Comparación de las diferentes normas consultadas

A continuación, en la tabla 12 se observan las similitudes y diferencias más relevantes.

Tabla 12: Comparación entre normas.

CRITERIO	ASCE 7-10	FEMA	UBC	NCH
Uso del método estático	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final
Por combinación espectral	Sólo estructuras regulares, no mayores a 4 niveles ni a 19 m, el periodo efectivo debe ser menos a 3 seg , ubicación con un S1 menos a 0.6g	Sólo estructuras regulares, no esenciales, y de altura menor	No se sugiere, pero se realizaría con 100% y 30%	Se puede utilizar para el diseño final
Tiempo-Historia	Mínimo 3 pares de señales	Mínimo 3 pares de señales.	Mínimo 3 pares de señales.	Mínimo 3 pares de señales.
Mínima fuerza cortante basal		<ul style="list-style-type: none"> • 1.5 la de activación del SA, • Viento, • Espectro con TA 	Sólo en comparación con el método estático	<ul style="list-style-type: none"> • 1.5 la de activación del SA, • Viento, • Espectro con TA
Factor de reducción Superestructura	% Del factor R correspondiente a la superestructura, pero nunca mayor a 2 ni menos a 1.	% De Rerst, Máximo 2.	Menor a 2 pero como mínimo 1.	Menor a 2 pero como mínimo 1
Control de deriva	<ul style="list-style-type: none"> • 0.015 h EST • 0.015 h A.D E.R • 0.02 h A.D T.H 	<ul style="list-style-type: none"> • 0.01 h EST • 0.015 h A.D E.R • 0.02 h A.D E.R 	<ul style="list-style-type: none"> • 0.01 h/R EST • 0.015 h/R A.D E.R • 0.02 h/R A.D E.R 	<ul style="list-style-type: none"> 0.002 EST 0.0025 A.D E.R 0.003 A.D T.H
Evento Máximo Creíble	Para comprobar desplazamientos y el SA y realizar el ensayo de los aisladores.	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar Desplazamientos y el SA.	Para comprobar el SA y realizar el ensayo de los aisladores
Rango sugerido para el TA	(No especifica)	(No especifica)	Entre 2 y 3 s.	Entre 2 y 5 s.
Legalidad	Se realizarán pruebas en dos muestras de cada tipo y tamaño predominante de aislador, en laboratorios certificados, permiten establecer y Validar las propiedades de diseño del sistema de aislamiento	(No especifica)	(No especifica)	Todos los aisladores deben estar certificados y haber sido ensayados en el país, por laboratorios certificados.

Se puede apreciar que los códigos expuestos, contemplan las dos formas de análisis, y utilizan el método estático como límites inferiores para lo obtenido por los métodos dinámicos. Se observa que, si bien la norma chilena es una adaptación del UBC, incluye algunos elementos del FEMA. En general, se debe rescatar que

el factor de reducción es limitado a 2 en todas las normas mencionadas, que el análisis recomendado es el dinámico tiempo-historia que incluye a todo tipo de estructuras que debe realizarse en ambas direcciones para un mínimo de 3 pares de señales sísmicas, la deriva en la superestructura debe respetar valores pequeños de aprox. 0.02 h (Altura de entrepiso) para las normas americanas y 0.002 para las norma chilena y que se debe verificar el sistema de aislación para desplazamientos mayores al de diseño (aquél producido por del sismo máximo creíble MCE). La norma ASCE/SEI 7-10 indica realizar pruebas para amenos dos muestras de aisladores de cada tipo y predominante Los ensayos son para establecer y validar las propiedades de diseño del sistema de aislamiento y no se considerarán como satisfaciendo las pruebas de control de calidad de fabricación.

1.12 Normas técnicas para el análisis sin aisladores

1.12.1 Reglamento Nacional de Edificaciones

b) Norma E.020

Norma Técnica Peruana de Cargas y se usa para considerar que las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio.

Esta norma se complementa con la NTE E.030 diseño sismo resistente y con las normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

c) Norma E.030

norma técnica peruana para el diseño sismo resistente, que se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultan dañadas por acción de los sismos.

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los siguientes principios:

- a) Evitar pérdidas de vidas
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta norma los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un evento sísmico.

Esta norma propone dos métodos para el análisis y diseño de las estructuras sin aislar: el primero es un método de análisis estático o fuerzas estáticas equivalentes y el segundo es un método dinámico modal espectral, en ambos se considerará un comportamiento lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas.

También, considera un análisis dinámico tiempo-historia, pero podrá usarse solo con fines de verificación, mas no exigido como sustituto de los dos métodos antes mencionados.

- **Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes**

• **Generalidades:**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

• **Fuerza cortante en la base:**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

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

Ecuación 28: Fuerza cortante basal – E.0.30.

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125:

- **Distribución de la fuerza sísmica en altura:**

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

$$F_i = \alpha_i * V$$

Ecuación 29: Fuerza horizontales por nivel - E.0.30.

Donde:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^j}$$

Ecuación 30: Factor de distribución de fuerzas - E.0.30.

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: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

- **Período Fundamental de Vibración:**

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{CT}$$

Ecuación 31: Periodo fundamental de vibración - E.0.30.

Donde:

$CT = 35$, Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: Pórticos de concreto

armado sin muros de corte y pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arrojamiento.

CT = 45, Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras y pórticos de acero arrojados.

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

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2)}{(g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i)}}$$

Ecuación 32: Periodo fundamental de vibración (Alternativa) - E.0.30.

Donde:

f_i : Es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i : Es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

- **Excentricidad accidental**

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i$$

Ecuación 33: Momento Torsor - E.0.30.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

- **Fuerzas sísmicas verticales**

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 * Z * U * S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con un espectro inelástico de Pseudo-aceleraciones.

- **Análisis dinámico modal espectral**

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

• **Modos de vibración**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta, por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

• **Aceleración espectral**

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

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Ecuación 34: Pseudo-aceleraciones - E.0.30.

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

• **Criterios de combinación**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio

como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

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

Ecuación 35: respuesta máxima elástica esperada - E.0.30.

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

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

Ecuación 36: coeficientes de correlación - E.0.30.

β : fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.

ω_i, ω_j : son las frecuencias angulares de los modos i, j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0.25 * \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Ecuación 37: respuesta máxima elástica - E.0.30.

- **Fuerza cortante mínima**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá

ser menor que el 80 % del valor calculado en el análisis estático 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.

- **Excentricidad accidental (efectos de torsión)**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

- **Análisis dinámico tiempo – historia**

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados anteriormente.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

- **Registros de aceleración**

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales. Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las

fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo-aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre 0,2 T y 1,5 T (siendo T el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño calculada según el numeral 4.6.2 de la norma *E.0-30 Diseño Sismo resistente*, para un factor de reducción $R = 1$.

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C, definidos en el numeral 2.5 de la norma *E.0-30 diseño sismo resistente*, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 TP$) en la que se considerará:

$$C=1+7.5*\frac{T}{TP}$$

Ecuación 38: Valores C para periodos muy cortos - E.0.30.

d) Norma E.0.50

Norma Técnica Peruana de Suelos y Cimentaciones cuyo objetivo es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

e) Norma E.060

Norma Técnica Peruana que rige el Diseño de Concreto Armado donde se fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple además de las disposiciones especiales para el diseño sísmico. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta norma.

Lo establecido en esta norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

1.13 Tipo de investigación

De acuerdo al fin que persigue: básica y aplicada.

1.14 Nivel de la investigación

El nivel de la investigación es: descriptiva.

1.15 Diseño de investigación

Para el desarrollo de la tesis se tiene un diseño de cuasi experimental. Por otro lado, según la temporalización la investigación es Longitudinal.

1.16 Variables

1.16.1 Variables independientes

- **Tipos de aisladores sísmico basal**
 - Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)
- **Análisis y diseño de aisladores**
 - Periodos
 - Cortante basal máxima.
 - Desplazamientos máximos.
 - Distorsión máxima
 - Cargas máximas

1.16.2 Variables dependientes

- **Análisis espectral**
 - Periodos
 - Cortante basal.
 - Distorsión
 - Desplazamientos.
 - Cargas
- **Análisis tiempo historia**
 - Periodos
 - Cortante basal.

- Distorsión
- Desplazamientos.
- Cargas

1.17 Población

La población de estudio considerada son las infraestructuras destinadas a vivienda multifamiliar en la ciudad de Pimentel.

1.18 Muestra

Para fijar la muestra se emplea el método no probabilístico (no aleatoria) de conveniencia; porque se basa exclusivamente en la selección de un caso que es el más convenientes para el propósito de la investigación, la muestras es una infraestructura destinadas a vivienda multifamiliar en la ciudad de Pimentel.

1.19 Técnicas de investigación

1.19.1 Instrumentos de recolección de datos

Será mediante el uso de fuentes secundarias tales como: tesis sustentadas y aprobadas, ponencias incluidas en memorias de congreso, páginas de publicación avaladas por Instituciones académicas reconocidas y publicaciones en internet, para este fin serán usados los siguientes instrumentos.

- Fichas hemerográficas, se utilizarán para la compilación de datos de los artículos de investigaciones afines.
- Las fichas de recolección de datos de Internet, cuya utilidad es la de organizar y recolectar información que servirá como fundamento teórico de la investigación emprendida.
- Fichas audiovisuales, para reunir información digital, de videos de modelamiento de estructuras con y sin aisladores sísmicos, usando softwares de ingeniería sismo resistente como el ETABS y SAFE.

- Fichas de resumen, para reunir datos de otras investigaciones teórico-prácticas, los mismos que serán usados en el desarrollo de esta tesis.

1.19.2 Procesamiento y análisis de datos

El procesamiento de la información teórica y práctica fue efectuado mediante la transcripción e interpretación de datos numéricos.

Inicialmente se realizará el metrado de las cargas para la estructura aislada y tradicional, para posteriormente determinar los esfuerzos existentes por medio de del software *Extend Three Dimensional Analysis of Building System – ETABS* (Análisis Tridimensional extendido de Edificaciones) que es el más difundido a nivel nacional, y de esa manera proceder con el diseño de todos los elementos estructurales tanto del edificio con aislamiento como el convencional, esto abarca las vigas, columnas, losas, muros de corte y aisladores, para el diseño de la cimentación nos apoyaremos en el uso del software *Integrated desing of slabs, mats and footing SAFE* (Diseño Integrado de losas , cimentaciones y fundaciones).

El diseño de la estructura aislada se realizará con aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB) debidamente repartidos bajo la estructura. Se ha efectuado el procedimiento recomendado por la ASCE 7-10 para diseño de sistemas de aislamiento recomendada por Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) . La incidencia del sistema fue analizada mediante la obtención de resultados tales como periodos, desplazamientos de los entre pisos, distorsión y cortante basal.

Además, se realizará una comparación simple valorativa de precios.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE MODELOS ESTRUCTURALES

1.20 Condiciones generales

Con el fin de realizar los análisis de las estructuras se estudia una edificación con la misma disposición arquitectónica para próximamente realizar comparaciones entre los comportamientos del sistema convencional empotrado en la base y el sistema aislado.

La ubicación de ambas alternativas es la Ciudad de Pimentel sobre suelo con capacidad portante de 2.1 kg/cm^2 . Para ambos modelos se considera una distribución rectangular en planta de 16.80 metros de ancho por 23.30 metros (medida a ejes).

Se considera que el terreno cuenta con el área suficiente para la edificación y para el desplazamiento respectivo del sistema de aislación.

El análisis y diseño de ambas estructuras se rigió por las normas técnicas peruana de Diseño Sismo Resistente E0.30 (NTP E-0.30) y de Concreto Armado E-0.60 (NTP E-0.60). El enfoque tomado fue el del empleo de muros de corte para la rigidización de la estructura. Es por ello que las cortantes en el **modelo empotrado** son soportadas esencialmente por los muros de corte, categorizando la estructura como de Muros de concreto ($R=6$) de acuerdo a la norma mencionada; se diseñó en base a un análisis dinámico por espectro respuesta.

En el **modelo aislado** se basó en los lineamientos de las normas mencionadas en el marco teórico para la concepción del sistema de aislación, se diseñó en base a un análisis tiempo historia tal como se sugiere dichas normas. Se tuvo mayor atención en el control del periodo y desplazamiento del sistema de aislación, esto es a causa de que la transmisión de fuerzas para la superestructura se ha reducido considerablemente y ya no requiere el empleo de un amplio número de muros de corte que poseen grandes dimensiones con rigideces elevadas, ya que la edificación estará sostenida básicamente por

columnas y por los muros de corte propias de la caja de ascensor además de las que sirven como apoyo de las escaleras.

Los acelerogramas de sismos escalados que se emplearon son los siguientes:

- Terremoto de Pisco de 17 de octubre de 2007

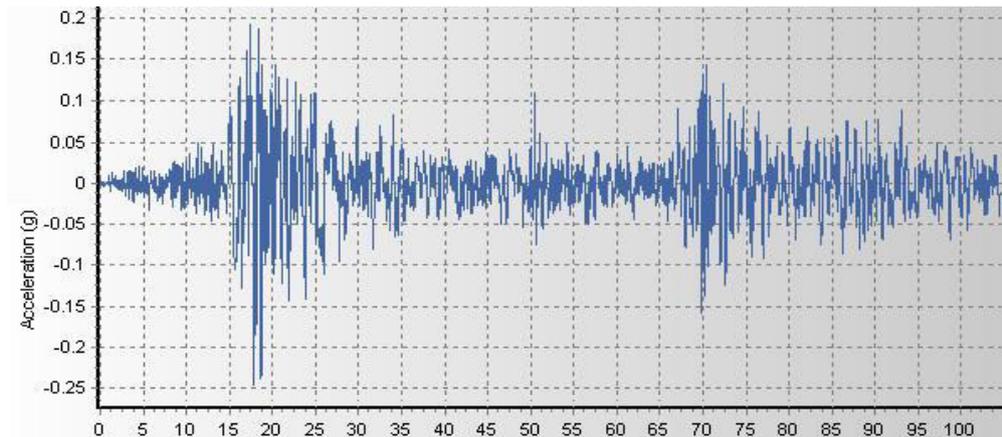


Gráfico 8: Acelerograma en el sentido este-oeste, escalado a la gravedad

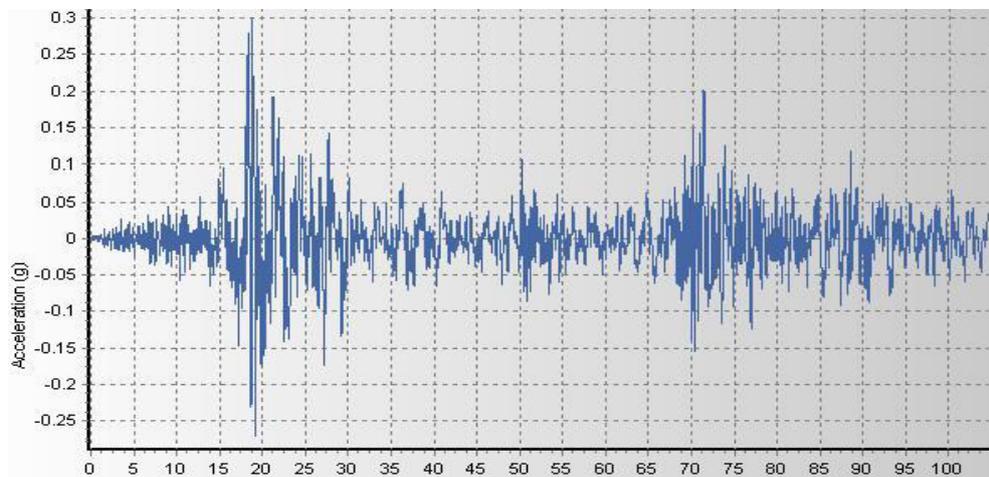
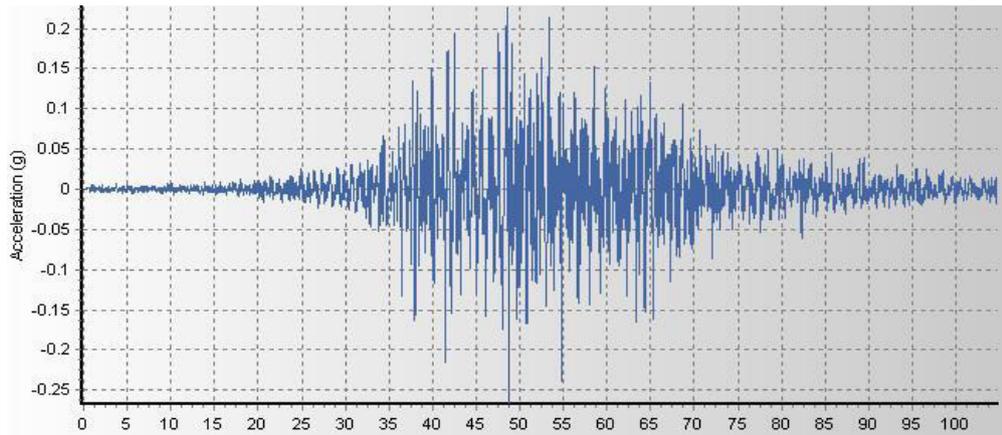
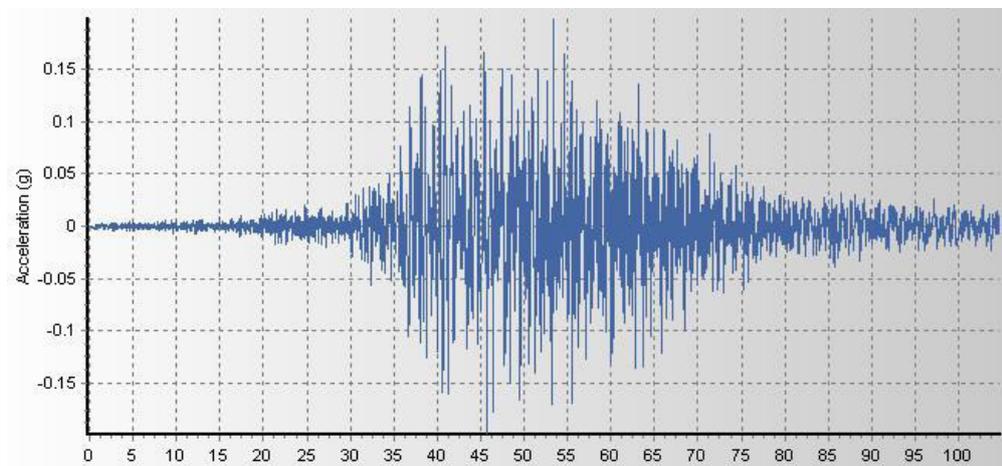


Gráfico 9: Acelerograma en el sentido norte-sur, escalado a la gravedad

- Terremoto de Moquegua 23 de junio del 2001

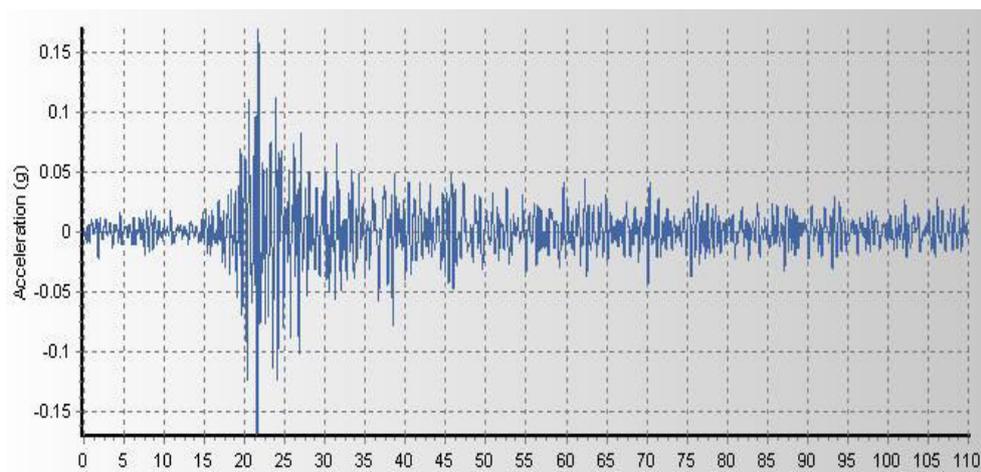


Gráfica 10: Acelerograma en el sentido este-oeste

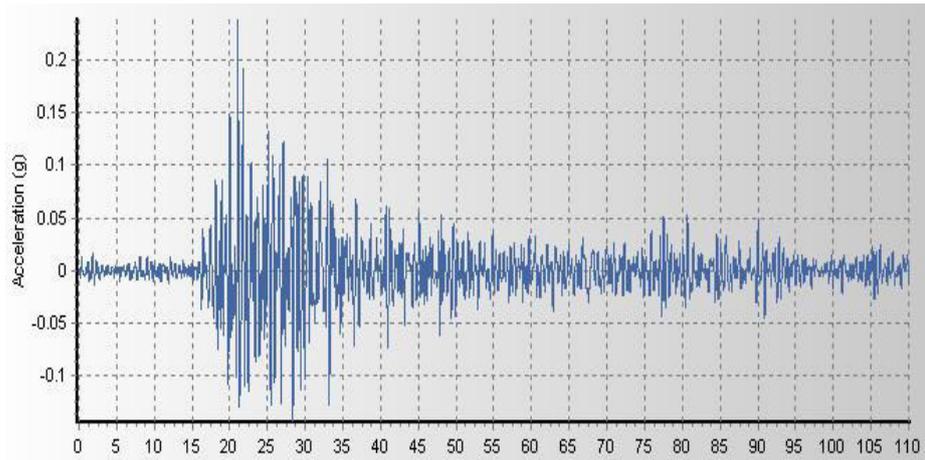


Gráfica 11: Acelerograma en el sentido norte-sur

- Sismo de Pucallpa 03 de mayo del 2017



Gráfica 12: Acelerograma en el sentido este-oeste



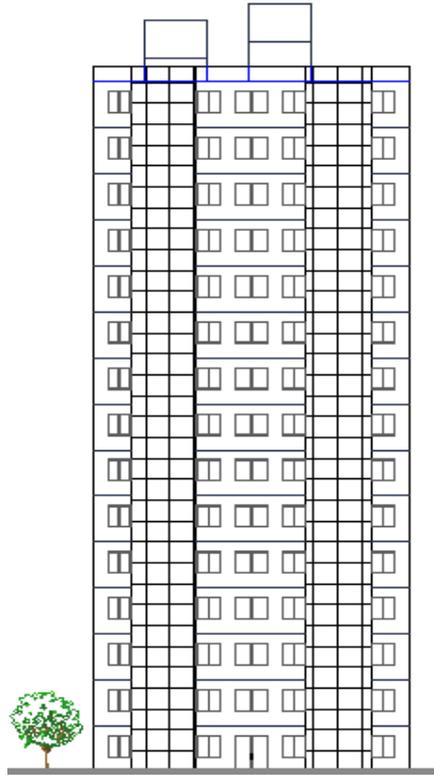
Gráfica 13: Acelerograma en el sentido norte-sur

Para el análisis del sistema aislado de ha tomado las consideraciones:

- Para dimensionar los aisladores se considera el sismo máximo posible (SMP), que tiene como mínimo en 10 % de probabilidad de ser excedida en un periodo de 100 años (periodo de retorno 1000 años) que para periodos cortos (0.2 seg) es de 1.012 g, y para periodos largos (0.336 seg) es de 0.336 g como se aprecia en el espectro de peligro uniforme en el anexo 1.
- Se asume inicialmente que el periodo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento es igual a 2.5 ó 3 veces el periodo de la estructura empotrada.
- Se considera un amortiguamiento efectivo para el máximo desplazamiento igual a 20%.

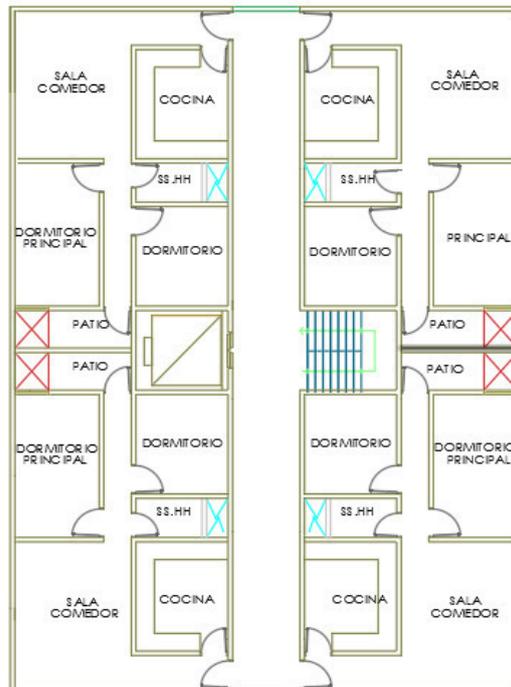
1.21 Descripción de la arquitectura

Esta edificación consta de 15 niveles con cuatro departamentos por nivel, cada departamento cuenta con dos dormitorios, sala comedor y, cocina, un patio y un baño. Fue proyectada con ascensor y cuenta con una escalera principal ubicada en la parte central que conecta los diferentes niveles, en la gráfica 14. Se puede apreciar la elevación de la edificación.



Gráfica 14: Elevación de la edificación

La gráfica15 muestra la vista en planta típica, donde claramente se puede apreciar la distribución de ambientes



Gráfica 15: Planta típica

1.22 Descripción de la estructura.

Mediante el uso del programa ETABS (versión 16.0.1) se concibió un modelo tridimensional donde todos los elementos admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial, en el que todos los elementos de concreto armado tienen una resistencia a la compresión de $f'c=280$ kg/cm² excepto la escalera que está diseñada con una resistencia de $f'c=210$ kg/cm² y una resistencia a la fluencia del acero $f'y=4200$ kg/cm².

1.22.1 Cargas aplicadas

Las cargas verticales se evaluaron conforme a la Norma Técnica Peruana de Cargas E-0.20 (NTP E-0.20) Los pesos de los elementos estructurales se estimaron a partir de sus dimensiones reales, considerando un peso específico de 2400 kg/m³ para el concreto. Para la albañilería se supuso un peso específico igual a 1800 kg/m³.

Las sobrecargas de diseño utilizadas para las losas de entrepiso, fue de 200 kg/m² para los pisos típicos y para la azotea fue 100 kg/m².

Para el cálculo de la fuerza sísmica se consideró la participación del 100 % del peso propio y cargas muertas y del 25 % de las sobrecargas en los entrepisos y azotea.

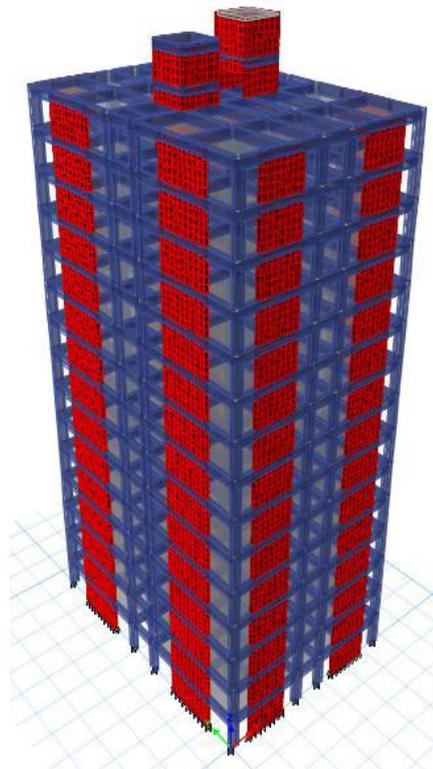
1.22.2 Del modelo empotrado

El modelo empotrado consta de vigas de 60 cm de peralte y 30 cm de ancho, las columnas son rectangulares de 70 cm de largo por 30 cm de ancho. Los muros de corte tienen una longitud de 3.50 en la dirección "X" y de 4.50 metros en la dirección "Y", además de muros de corte en forma de "C" en el ascensor y la escalera, todos con un espesor de 30 cm. La adecuada colocación de elementos estructurales y la alta densidad de muros de corte

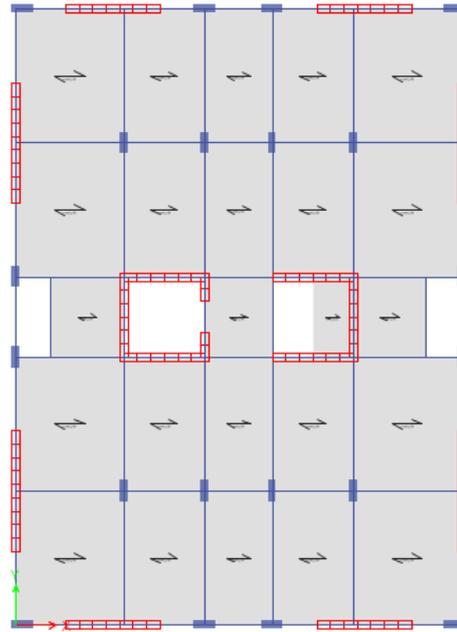
tanto en la dirección X como en la dirección Y brindan una gran rigidez a la edificación; y debido a la distribución simétrica de los elementos sismo resistente es que se ha podido minimizar el problema de torsión en planta

Se usaron losas aligeradas de 20 cm de altura en un sentido paralelas a la menor dimensión del paño, por la altura el peso de la edificación se proyecta una losa de cimentación de 60 cm de peralte y vigas de cimentación complementarias de 1.50 metros de peralte y 40 centímetros de ancho.

Con el resultado del análisis sismorresistente se verifico que más del 80% del cortante basal lo resisten los muros de corte, por lo que basándonos en la NTP 0.30, se clasifica como un sistema de muros estructurales. En la siguiente gráfica se aprecian los principales elementos estructurales y su distribución en la planta típica.



Gráfica 16: Modelo Empotrado - Vista en 3D

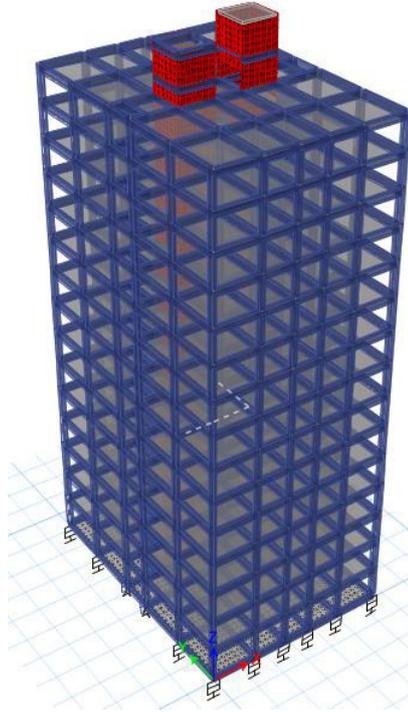


Gráfica 17: Modelo Empotrado - Vista en Planta

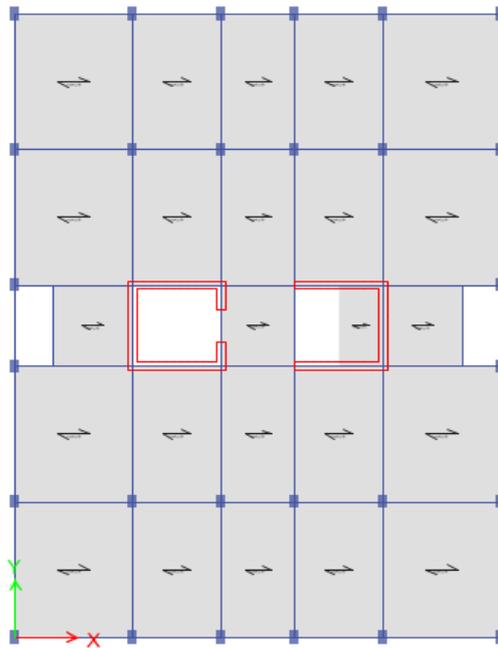
1.22.3 Del modelo aislado

El modelo aislado consta de 28 columnas rectangulares de 30 x 50 centímetros, las vigas de los pórticos son de 30 x 60 centímetros, se verificó la relación de $(6/5)$ viga/columna mediante el programa ETABS garantizando la condición columna fuerte viga débil. Los aisladores se modelaron usando elementos link, a los cuales se le asignaron las propiedades de rigidez y amortiguación efectivas calculadas para estos, sumado a las propiedades indicadas por el fabricante en cuanto a características mecánicas como dimensionales, el nivel de aislación consta de podios cuadrados de 85 cm por lado, apoyados sobre la parte superior de los aisladores y anclados a con pernos, sobre los cuales se apoyan las vigas del piso técnico que tienen una sección 30 x 50 centímetros y una losa maciza de 20 cm de espesor.

Los aisladores se apoyan sobre podios con sección cuadrada de 85 cm de lado de las mismas características de los que se encuentran sobre el mismo, anclados al igual con pernos, y se apoyan sobre un cimiento corrido de 60 centímetros de espesor.



Gráfica 18: Modelo aislado - Vista en 3D



Gráfica 19: Modelo Aislado - Vista en Planta

1.23 Análisis sísmico

1.23.1 De la edificación empotrada

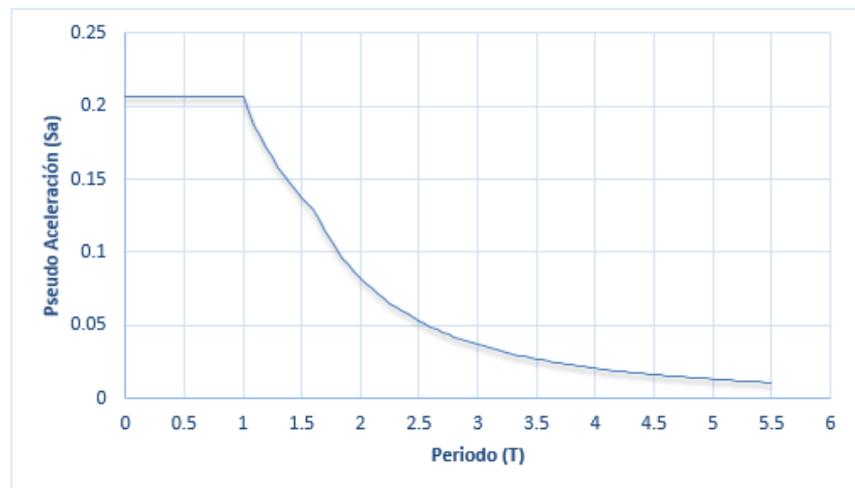
El análisis sísmico de la edificación empotrada se realizó según la norma técnica vigente NTP E-030 (2016), mediante un análisis

dinámico espectral, con el procedimiento de superposición modal espectral además se trabajó con la combinación cuadrática completa (CQC).

Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros sísmicos siguientes:

Tabla 13: Parámetros para el Análisis Sísmico

Factor de zona (zona 4)	Z = 0.45
Factor de uso e importancia (categoría C)	U = 1.00
Factor de suelo (S3)	S = 1.10
Período para definir espectro de pseudo aceleración	$T_p = 1.00$ s $T_L = 1.60$ s
Reducción de la respuesta Longitud. y Transv. (Muros Estructurales)	R = 6



Gráfica 20: Espectro Estructural

En la norma vigente se ha incorporado un factor $0.75 R$ en el cómputo de desplazamientos laterales y distorsiones.

- **Combinaciones de carga:**

Se calculó el peso de la edificación según lo especificado en la NTP E-0.30 y NTP E-0.20.

La verificación de la capacidad de los elementos de concreto armado se basó en un procedimiento de cargas factoradas, conforme a la NTP E-0.60 art 9.2:

$$U = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

$$U = 1.25 (C_m + C_v) \pm C_s$$

$$U = 0.9 C_m + C_s$$

C_m = carga muerta

C_v = carga viva

C_s = carga de sismo

1.23.2 De la edificación aislada

En la edificación aislada la superestructura se diseñó al igual que la edificación empotrada el parámetro $Z = 0.45$, que es el factor correspondiente a la zona IV, contemplado en la NTP E-0.30, y que corresponde la ubicación del distrito de Pimentel.

Para dimensionar los aisladores y realizar el diseño del sistema de aislación la NTP E-0.30 indica el uso de la normativa americana ASCE07-10, que a su vez menciona el uso del sismo máximo posible (SM) con un mínimo del 10 % de probabilidad de ser excedida en un periodo de 100 años (periodo de retorno 1000 años), mediante el uso del Servicio web de consultas para la Determinación del peligro sísmico brindado por SENCICO (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción) se obtuvieron los valores del en el espectro de peligro uniforme mostrado en el anexo 1:

Tabla 14: Factores de aceleración sísmica

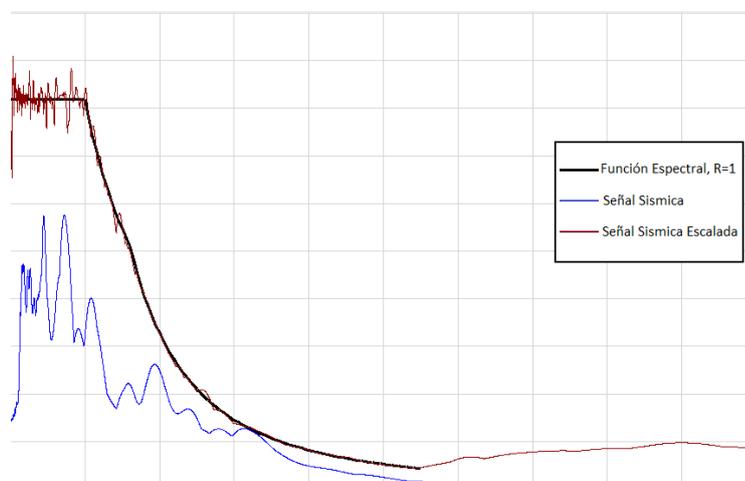
S_s para periodos cortos de 0.2 seg	1.012 g
S_1 para periodos de un 1 seg	0.336 g

Valores que afectados por los coeficientes de sitio F_a y F_v definidos las tablas 5 y 6 determinan el sismo máximo

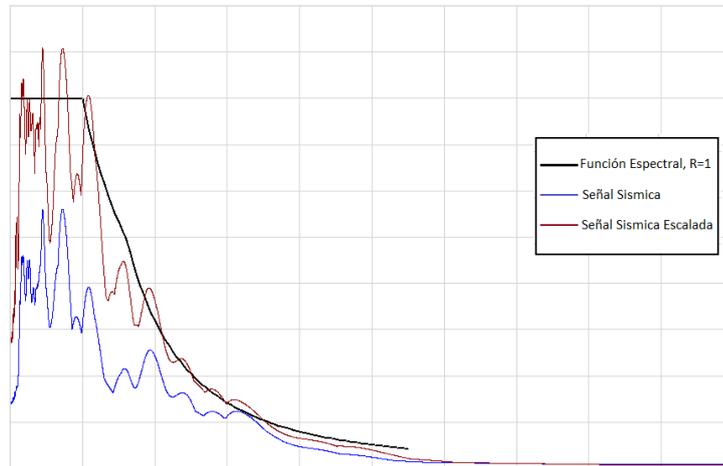
considerado para periodo corto SMS obtenido de la ecuación 1 y Aceleración sismo máximo considerado para periodo de 1.00 S_{M1} obtenido de la ecuación 2, los cuales a su vez permiten calcular los parámetros de diseño de la aceleración espectral S_{DS} y S_{D1} de las ecuaciones 3 y 4, punto de partida para el diseño de los aisladores y sistema de aislación.

Se realiza un análisis usando método de superposición de señales tiempo historia con las señales sísmicas descritas en el apartado 4.1 *Condiciones Generales*.

Para escalar las señales sísmicas hay dos métodos que son usualmente usados: el método de dominio de tiempo y el de dominio de frecuencia ; se usó el método de concordancia espectral en dominio de tiempo, debido a que es el que ofrece resultados más conservadores en el análisis tiempo historia , debido a que en este la señales se acomodan al espectro proporcionado por la norma , mientras que en el método de frecuencia estas se promedian en base al espectro de la normativa peruana, en el caso de tener una mayor cantidad de señales sísmicas, este método sería más conveniente. En las siguientes gráficas, se muestra la señal escalada al espectro de la Norma ($R=1$), y su acoplamiento en ambos métodos:



Gráfica 21: Concordancia espectral en dominio de tiempo



Gráfica 22: Concordancia espectral en Dominio de Tiempo

El factor de suelo S es el mismo en ambos modelos, debido a que para una correcta comparación se asumirá que la ubicación de ambas edificaciones es la misma; el factor de uso U es 1 por el mismo fin de la edificación, la norma chilena recomienda el uso de un factor 1 en todos los casos donde se usen aisladores, al ser el mismo valor no genera ningún cambio, pero es necesario mencionarlo.

El factor de reducción sísmica es igual a 1 en el sistema de aislación, pues se considera que no debe existir daño en el sistema ocurrido un sismo y a diferencia de la edificación empotrada para la norma peruana indica el uso de las consideraciones de la norma ASCE, en que se contempla que el factor de reducción es $\frac{3}{8}$ del factor usado en la edificación convencional ($R=6$) obteniendo un valor de $R=2.25$, así mismo se indica que el valor debe estar en el rango de 1 a 2, en el caso de la presente investigación hemos usado un valor de $R=1$ bajo la consideración de que la superestructura no debe sufrir daño y por ser la condición más desfavorable.

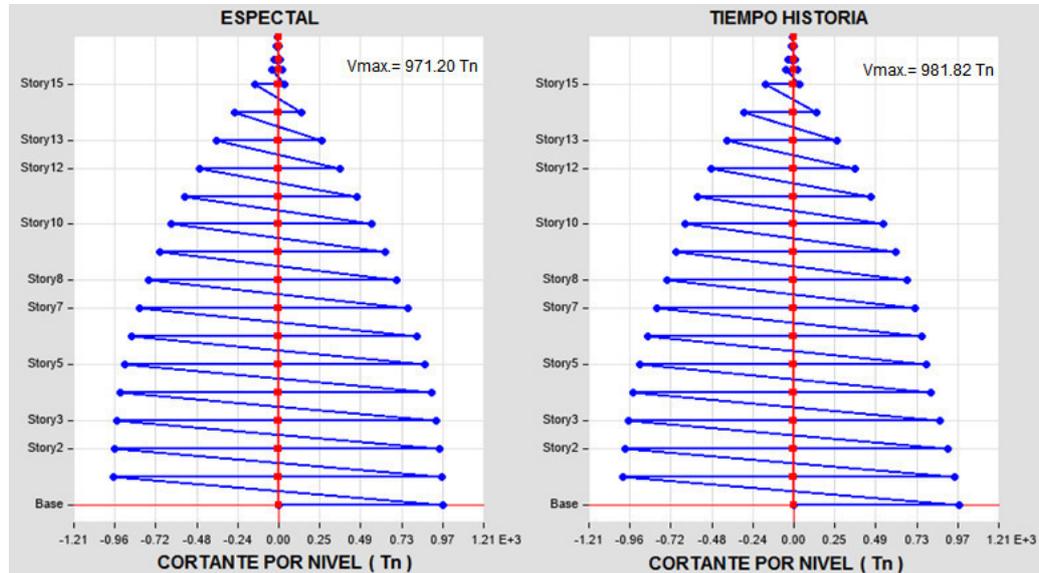
El factor de amplificación sísmica C no aplica en la edificación aislada, en todo caso se considera 1 a consecuencia de que para

los periodos propios del modelo aislado no existe amplificación de la aceleración máxima.

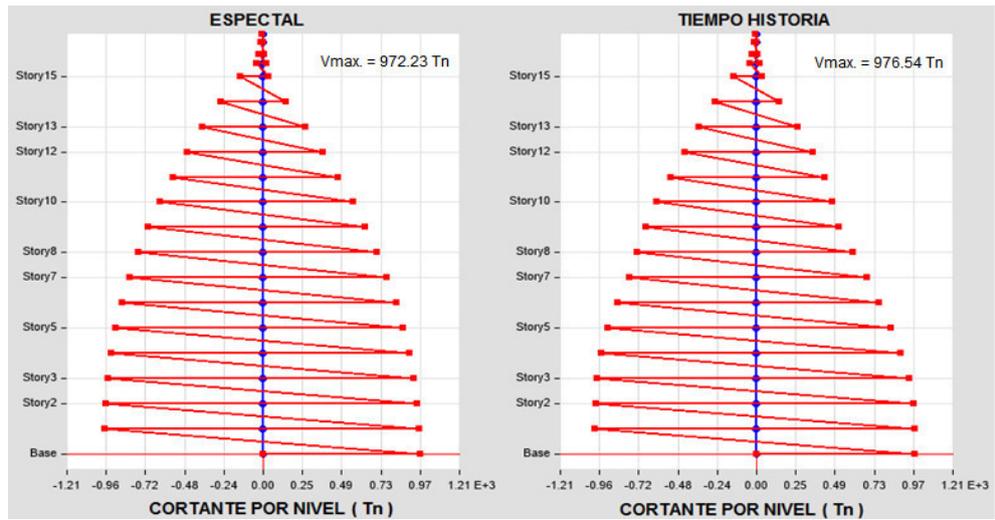
1.24 Condiciones para la comparación de análisis

Los tipos de análisis propuestos para cada una de las edificaciones son los más recomendados por las normativas que los rigen, un análisis espectral en el caso de la edificación empotrada y un análisis tiempo historia en la edificación aislada, siendo los datos obtenidos en cada uno de los casos totalmente válidos y aceptados en el modelamiento de edificaciones.

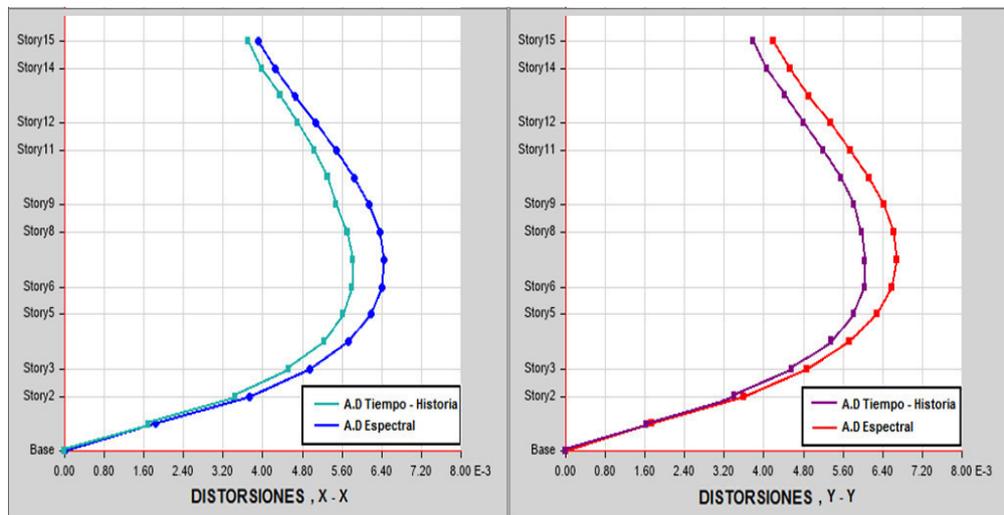
Para dejar en claro que una comparación entre los resultados obtenidos entre dos tipos de análisis distintos es posible, realizaremos una comparación previa y general de la edificación empotrada usando espectro de respuesta y un análisis tiempo historia, resumiendo los máximos valores representativos en las siguientes gráficas.



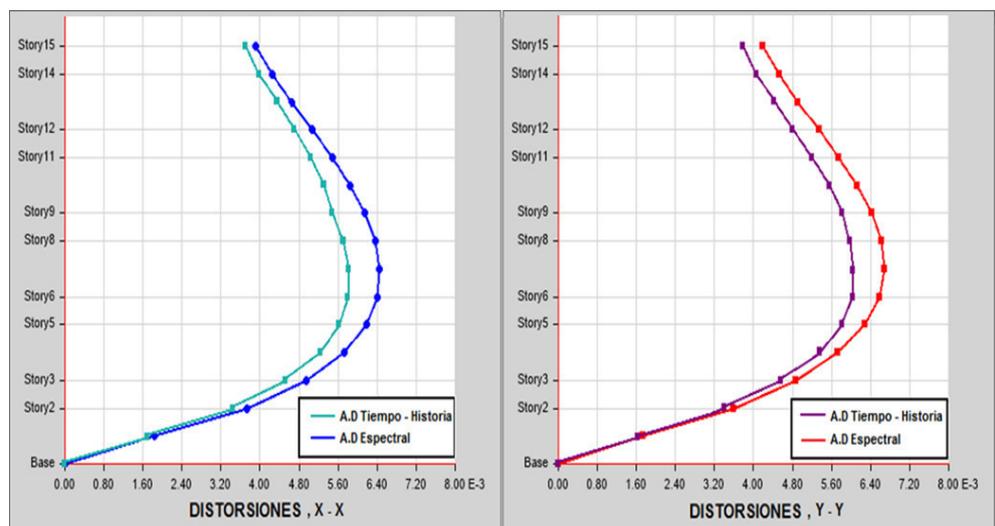
Gráfica 23: Cortantes usando análisis dinámico espectral y tiempo historia (X-X)



Gráfica 24: Cortantes usando análisis dinámico espectral y tiempo historia (Y-Y)



Gráfica 25: Desplazamientos usando análisis dinámico espectral y tiempo historia



Gráfica 26: Desplazamientos usando análisis dinámico espectral y tiempo historia

Es clara la similitud de los resultados obtenidos usando ambos análisis por lo que la comparación entre el análisis para la edificación aislada y la empotrada es posible aun usando métodos diferentes.

CAPÍTULO V. DISEÑO DE ELEMENTOS

1.25 Diseño de losas aligeradas

Tanto el modelo aislado como el modelo empotrado comparten el mismo diseño, y se realiza considerando solamente las cargas de gravedad, es decir tanto la carga muerta como la viva. Las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $W_u = 1.4 WD + 1.7 WL$.

Se considera una sección en forma de T, con un ancho inferior de 10cm y un ancho superior de 40cm. La altura es de 20cm con 5cm de alto en el ala.

A continuación, se muestra el diseño para el aligerado del 1er - 14avo Nivel.

- **Metrado de cargas:**

• **Cargas Muertas (WD):**

$$\text{Peso Ladrillo Losa} = 0.08 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.40 \text{ m} = 0.032 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso Acabados} = 0.10 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.40 \text{ m} = 0.040 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso Tabiquería Repartida} = 0.117 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.40 \text{ m} = 0.047 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Total: Carga Muerta (WD)} = 0.119 \text{ Tn/m}$$

• **Carga Viva (WL): (NTP E-0.20 - Capítulo 6 – Tabla 1)**

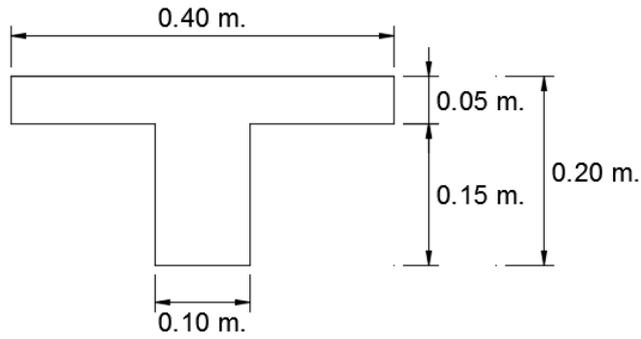
$$\text{Sobre Carga} = 0.200 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.40 \text{ m} = 0.080 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Total: Carga Viva (WL)} = 0.080 \text{ Tn/m}$$

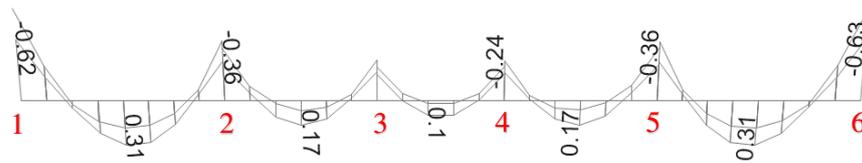
• **Carga de Diseño (Wu):**

$$W_u = 1.4WD + 1.7WL1$$

$$W_u = 1.4WD + 1.7WL2$$



Gráfica 27: Esquema General De Una Vigueta



Gráfica 28: Envolvente del Momento Flector

- **Verificación del eje neutro para efectos de momentos positivos y negativos.**

Momento máximo del análisis de la estructura:

M.máx (Positivo) = 0.31 Tn-m

M.máx (Negativo) = 0.63 Tn-m

- **Calculo del peralte efectivo**

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\varnothing v}{2}$$

Ecuación 39: Peralte efectivo en losa aligerada.

Dónde:

h: Altura de la losa aligerada. (h=0.20m)

$\varnothing v$: Diámetro de la varilla a usar. ($\varnothing v=3/8''$)

Entonces:

$$d = 20 - 2.5 - 0.952/2$$

$$d = 17.02 \text{ cm}$$

- **Calculo del área de acero**

$$A_s = \frac{M. max}{0.9 * f_y * (d - \frac{h_f}{2})}$$

Ecuación 40: Área de acero en losas aligeradas.

Dónde:

f_y: Esfuerzo de Fluencia del Acero. (f_y=4200 kg/m²)

h_f: Alma de la vigueta. (h_f=5cm)

Entonces:

Para momento positivo:

$$A_s = \frac{0.31 * 10^5}{0.9 * 4200 * (17.02 - \frac{5}{2})}$$

$$A_s = 0.56 \text{ cm}^2$$

Para momento negativo:

$$A_s = \frac{0.63 * 10^5}{0.9 * 4200 * (17.02 - \frac{15}{2})}$$

$$A_s = 1.75 \text{ cm}^2$$

- **Calculo del eje neutro**

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

Ecuación 41: Eje neutro en losas aligeradas.

Dónde:

f'_c: Resistencia a la compresión del concreto (F'_c=210kg/m²)

b: Ancho de vigueta.

Para Momento positivo:

$$a = \frac{0.56 * 4200}{0.85 * 280 * 40}$$

$$a = 0.25 \text{ cm}$$

Por tanto:

Para Momento negativo:

$$a = \frac{1.75 * 4200}{0.85 * 280 * 10}$$

$$a = 3.09 \text{ cm}$$

Para momento positivo: Para momento negativo:

$a=0.25\text{cm} < hf=5\text{cm}$ **OK** $a=3.09\text{cm} < hf=15\text{cm}$ **OK**

El eje neutro cae dentro del alma, por lo que se considera que tiene un comportamiento como viga rectangular para el diseño de momentos positivos y negativos.

- Diseño de acero para momentos positivos:

Tabla 15: Calculo de refuerzo positivo – aligerado:

Mu(tn-m)	As solicitado (cm²)	As colocado (cm²)	φ	Tipo
0.31	0.48	0.71	3/8"	Corrido
0.17	0.27	0.71	3/8"	Corrido
0.10	0.16	0.71	3/8"	Corrido
0.17	0.27	0.71	3/8"	Corrido
0.31	0.48	0.71	3/8"	Corrido

- Diseño de acero para momentos negativos:

• Verificación del área de acero

$$As.min = \frac{14}{fy * bw * d}$$

Ecuación 42: Área de acero mínima en losas aligeradas.

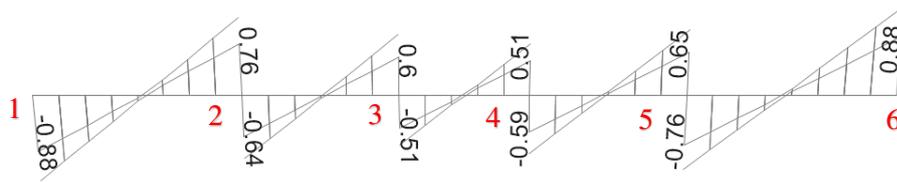
$$As.min = \frac{14}{4200 * 10 * 17.02}$$

As.min=0.57 cm² ⇒ 1 φ 3/8"

Tabla 16 : Calculo de refuerzo negativo – aligerado:

Mu (tn-m)	As solicitado (cm²)	As colocado (cm²)	φ	Tipo
0.62	1.03	1.27	1/2"	Bastón
0.36	0.58	0.71	3/8"	Bastón
0.24	0.38	0.71	3/8"	Bastón
0.24	0.38	0.71	3/8"	Bastón
0.36	0.58	0.71	3/8"	Bastón
0.63	1.03	1.27	1/2"	Bastón

- **Diseño por esfuerzo cortante:**



Gráfica 29 : Envolvente de la Fuerza Cortante.

• **Cortantes tomados por el concreto:**

$$V_c = [\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d]$$

Ecuación 43: Cortante tomado por el concreto.

$$V_c = [(0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 10 * 16.865) / (1000)]$$

$$V_c = 1.27 \text{ tn}$$

Tabla 17: Comprobación entre el cortante tomado por el concreto y el actuante

Apoyo	Vu (tn)	$\frac{b}{2} + d$ (cm)	Vud (tn)	Vc > Vud
1	0.88	32.02	0.75	Ok
← 2	0.76	32.02	0.63	Ok
2 →	0.64	32.02	0.51	Ok
← 3	0.60	32.02	0.47	Ok
3 →	0.51	32.02	0.38	Ok
← 4	0.51	32.02	0.38	Ok
4 →	0.59	32.02	0.47	Ok
← 5	0.65	32.02	0.51	Ok
5 →	0.76	32.02	0.63	Ok
← 6	0.88	32.02	0.75	Ok

Dónde:

b: Ancho de la viga de apoyo. (b=30cm).

Vud: Cortante a la distancia (b/2 + d).

Por tanto:

El concreto absorbe todo el esfuerzo cortante, por lo que no se requiere ensanche de viguetas.

- **Refuerzo Por Contracción Y Temperatura:**

En la dirección perpendicular al sentido de las viguetas será necesaria la colocación de acero para el control de contracción del concreto. El acero mínimo para este refuerzo es:

$$A_s = 0.0018 * b * t$$

Ecuación 44: Área de acero por contracción y temperatura.

$$A_s = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (3 } \phi \text{ } \frac{1}{4}\text{")}$$

Escogiendo varillas de $\frac{1}{4}$ ", el espaciamiento resulta:

$$S = 0.32/0.95 = 0.33 \text{ m}$$

El espaciamiento máximo permitido es el menor valor entre 5 veces el espesor de la losa ($5t = 5 * (5) = 25\text{cm}$) o 45 cm.

Por tanto:

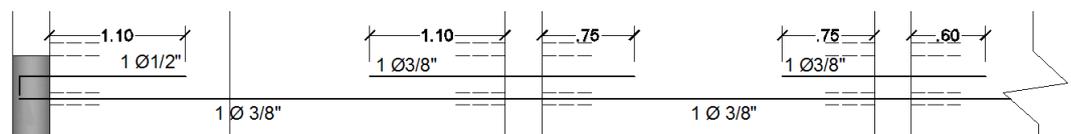
El refuerzo de acero perpendicular será: $\phi \frac{1}{4}$ " @ 25cm. Ambos sentidos.



Gráfica 30: Detalle típico de aligerado.

- **Diseño final**

Para que el diseño propuesto sea económico, las varillas de acero se cortan en zonas donde sea innecesario. A continuación, se muestra el diseño final del aligerado propuesto:



Gráfica 31: Armado de aligerado.

1.1 Diseño de muro de corte

El diseño de muro de corte se realizó en consideración a las cargas axiales, los momentos flectores y fuerzas cortantes.

a) Muros de corte del modelo empotrado

Se realizará como modelo el diseño del muro de corte "MC-1" del 1° al 3° nivel para el modelo empotrado:

Tabla 18: Cargas Últimas (Obtenida de la combinación de cargas en el modelo)

Story	Combinaciones	Combo Etabs	P Tn	V2 Tn	V3 Tn	M2 Tn-m	M3 Tn-m
1° - 3°	1.4Cm+1.7Cv	Comb1	-388.55	1.02	-0.14	0.14	-0.14
	1.25Cm+1.25Cv+Sx	Comb2 Max	-155.83	109.82	0.01	0.34	0.23
		Comb2 Min	-517.68	-108.08	-0.24	-0.11	-0.47
	1.25Cm+1.25Cv-Sx	Comb3 Max	-155.83	109.82	0.01	0.34	0.23
		Comb3 Min	-517.68	-108.08	-0.24	-0.11	-0.47
	1.25Cm+1.25Cv+Sy	Comb4 Max	-156.11	9.16	2.01	0.32	7.37
		Comb4 Mi	-517.40	-7.42	-2.24	-0.09	-7.61
	1.25Cm+1.25Cv-Sy	Comb5 Max	-156.11	9.16	2.01	0.32	7.37
		Comb5 Min	-517.40	-7.42	-2.24	-0.09	-7.61
	0.9Cm+Sx	Comb6 Max	-27.41	109.43	0.07	0.28	0.28
		Comb6 Min	-389.26	-108.47	-0.19	-0.16	-0.41
	0.9Cm-Sx	Comb7 Max	-27.41	109.43	0.07	0.28	0.28
Comb7 Min		-389.26	-108.47	-0.19	-0.16	-0.41	
0.9Cm+Sy	Comb8 Max	-27.69	8.77	2.06	0.26	7.42	
	Comb8 Min	-388.98	-7.81	-2.19	-0.14	-7.55	
0.9Cm-Sxy	Comb9 Max	-27.69	8.77	2.06	0.26	7.42	
	Comb9 Min	-388.98	-7.81	-2.19	-0.14	-7.55	

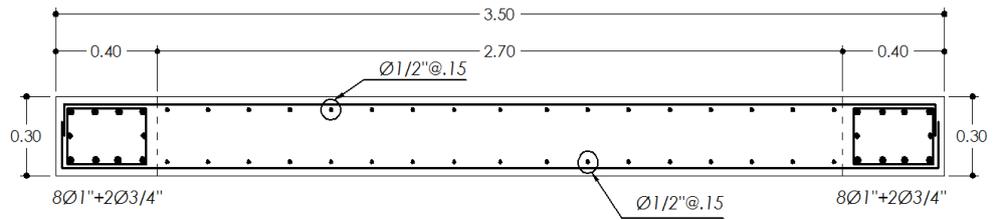
- Diseño por flexo-compresión:

La NTP: E.060 establece que la relación entre la longitud (L) y la altura del muro (H) sea tal que: $H/L > 1$.

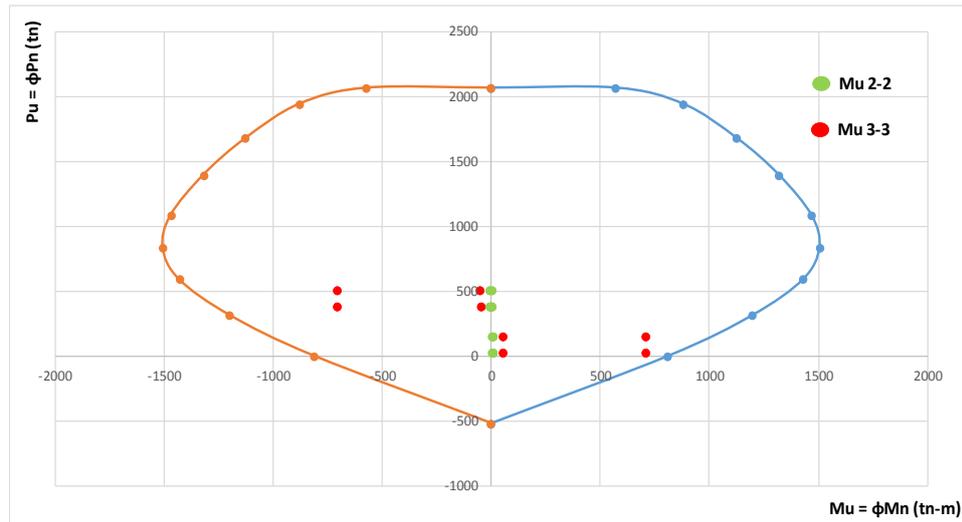
$$H = 42.00\text{m} \quad L = 3.5 \text{ m} \quad H/L = 12.00 > 1 \text{ (Muro Esbelto)}$$

Para el diseño por flexo-compresión se realizó asignando una distribución del refuerzo vertical tentativamente, concentrando el 70% del área de acero en los núcleos confinados en los extremos.

Definido el acero de refuerzo vertical, se realiza el diagrama de interacción para el muro de corte: MC-1.



Gráfica 32: Esquema del muro MC-1



Gráfica 33 : Diagrama de interacción

Se realiza el diagrama de interacción y verifica que las combinaciones de cargas últimas (M_u , P_u), se encuentran dentro de la curva de diseño.

- **Diseño por cortante:**

• **Calculo del cortante ultimo del concreto:**

De acuerdo con la norma E 060-Capitulo 21.9.5.3, el refuerzo horizontal en los muros de corte, se colocan para resistir una cortante última " V_u ". que se calcula usando las siguientes expresiones:

$$V_{ua} \geq V_{ua} (M_n / M_{ua})$$

Dónde:

V_{ua} : Cortante último proveniente del análisis.

M_{ua} : Momento último proveniente del análisis.

Mn: Momento nominal de la sección asociado a la compresión última con el refuerzo escogido y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

De lo obtenido en el diagrama de interacción se obtiene que el momento máximo nominal correspondiente al $P_u = 517.68$ Ton, es de $M_n = 1533.33$ Ton-m. Por lo tanto:

$$V_{ua} = 108.08 \text{ ton} \quad M_{ua} = 708.50 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 108.08 * (1533.33 / 708.50)$$

$$\mathbf{V_u = 233.90 \text{ ton.}}$$

- **Calculo del cortante resistido solo por el concreto:**

$$V_c = 0.53 t d \sqrt{f'_c}, \text{ si: } Nu/Ag < 0.1 f'_c, V_c = 0 \text{ (sin aporte)}$$

Ecuación 45: Cortante resistido solo por el concreto en muros de corte.

Dónde:

d: considerado como 0.8L.

Comprobamos si el aporte del concreto puede ser considerado:

$$\frac{Nu}{Ag} = \frac{517.68}{0.3 * 3.5} = 493.03 \text{ ton/m}^2$$

$$0.1 * f'_c = 0.1 * 2800 = 280 \text{ ton/m}^2$$

$Nu / Ag > 0.1 f'_c$, **Se considera el aporte del concreto.**

Entonces:

$$V_c = 0.53 * 0.30 * (0.8 * 3.5 * \sqrt{2800}) * 10$$

$$\mathbf{V_c = 74.50 \text{ ton}}$$

Comprobamos según Norma E060 Capitulo 11.10.5, que la contribución del concreto (V_c), no debe exceder:

$$Vc.max = Acw * (\alpha c * \sqrt{f'c})$$

Ecuación 46: Máximo cortante resistido solo por el concreto en muros de corte.

Donde el coeficiente αc es:

0,80 para $(hm / Lm) \leq 1,5$

0,53 para $(hm / Lm) \geq 2,0$ y

Varia linealmente entre 0,80 y 0,53 para (hm / Lm) entre 1,5 y 2,0.

Lm, es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y

hm, es la altura del muro hasta el nivel considerado.

$$\frac{hm}{Lm} = \frac{10.65}{3.5} = 3.04; \alpha c = 0.53$$

$$Vc.max = (0.3 * 3.5) * (0.53 * \sqrt{280}) * 10$$

$$Vc.max = 93.12 \text{ Ton}$$

Por Tanto:

$$Vc.max = 93.12 \text{ ton} > Vc = 74.50 \text{ ton OK}$$

- **Calculo del cortante resistido por el acero del estribo:**

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

Ecuación 47: Cortante resistido por el acero en muros de corte.

$$Vs = \frac{233.90}{0.85} - 74.50$$

$$Vs = 200.68 \text{ ton}$$

Comprobamos según Norma E060 Capitulo 11.5.7.9, que el cortante que resiste el acero del estribo (Vs), no debe exceder:

$$Vs.max = 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Ecuación 48: Máximo Cortante resistido por el acero en muros de corte.

$$Vs.max = 2.1 * \sqrt{280} * 0.30 * (0.8 * 3.5) * 10$$

Vs.max = 295.17 ton

Por Tanto:

Vs.max = 295.17 ton > Vs = 200.68 ton OK

● **Refuerzo horizontal:**

Numero De Hileras:

De acuerdo al Capítulo 21.9.4.3 de la Norma E 060 tenemos:

En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

(a) El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.

(b) O cuando la fuerza cortante V_u exceda $0,17 A_{cv} \sqrt{f'c}$

Verificando:

El espesor del muro (e) = 0.30m > 0.20m

Por lo tanto:

N° Hileras = 2

Acero Mínimo:

De acuerdo al Capítulo 11.10.8 de la Norma E 060 tenemos:

Si:

$$V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

Ecuación 49: Cortante último en muros de corte.

$$233.90 \text{ ton} > 0.27 * \sqrt{280} * 0.3 * 3.5 * 10 \text{ ton}$$

$$233.90 \text{ ton} > 47.44 \text{ ton}$$

Entonces:

El refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en el capítulo 11.10.10 de la Norma E 060.

La cuantía de refuerzo horizontal para cortante es:

$$g_h = \frac{V_s}{A_{c_w} * F_y}$$

Ecuación 50: Cuantía de acero de refuerzo horizontal en muros de corte.

$$g_h = \frac{200.68}{0.3 * 3.5 * 4200 * 10}$$

$$g_h = 0.00455$$

Comprobamos según Norma E060 Capítulo 11.10.10.2, que la cuantía de refuerzo horizontal no debe ser inferior a $g_{,min} = 0.0025$

Por Tanto:

$$g_h = 0.00455 > g_{,min} = 0.0025 \text{ OK}$$

- **Calculo del cortante final resistido por el acero del estribo Horizontal:**

$$V_{s, final} = g_h * A_{c_w} * F_y$$

Ecuación 51: Cortante final resistido por el acero del estribo en muros de corte.

$$V_{s, final} = 0.00455 * 0.30 * 3.50 * 4200 * 10$$

$$V_{s, final} = 200.68 \text{ ton}$$

- **Calculo del cortante real resistido por la sección del muro:**

$$V_{n, real} = V_{s, final} + V_c$$

Ecuación 52: Cortante real resistido por la sección del muro de corte.

$$V_{n, real} = 200.68 + 74.50$$

$$V_{n, real} = 275.18 \text{ ton}$$

Comprobamos según Norma E060 Capítulo 11.10.4, que el cortante real que resiste la sección de la placa, V_n , no debe exceder:

$$V_{n, max} = 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{c_w}$$

Ecuación 53: Cortante máximo resistido por la sección del muro de corte.

$$Vn. \text{ max} = 2.6 * \sqrt{280} * 0.3 * 3.5 * 10$$

$$Vn. \text{ max} = 456.82 \text{ ton}$$

Por Tanto:

$$Vn. \text{ max} = 456.82 \text{ ton} > Vn. \text{ real} = 275.18 \text{ ton} \text{ OK}$$

- **Calculo del Espaciamiento:**

Se considera para la placa a diseñar un refuerzo horizontal de $\emptyset 1/2''$ ($A1=1.27 \text{ cm}^2$) con un espaciamiento de:

$$s = \frac{N^{\circ} \text{Hileras} * A1}{Em * \rho h}$$

Ecuación 54: Espaciamiento entre estribos en muros de corte.

$$s = \frac{2 * 1.27}{0.30 * 0.00455 * 100}$$

$$s = 18.56 \text{ cm}$$

Comprobamos según Norma E.060 Capitulo 11.10.10.4, que el espaciamiento, no debe exceder $3 * Em$; 40cm

$$3 * 30 = 90 \text{ cm}$$

$$40 \text{ cm}$$

Por tanto:

Se colocará el refuerzo horizontal de 2 varillas $\emptyset 1/2''$ cada 17.50 cm.

- **Refuerzo vertical:**

Calculo de la cuantía:

La cuantía mínima de refuerzo Vertical está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_v. \text{ Min} \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) * (\rho_h - 0.0025)$$

Ecuación 55: Cuantía mínima de acero en refuerzo vertical para muros de corte.

$$0.0025 + 0.5 (2.5 - 42.00/3.5) * (0.00481 - 0.0025) < 0$$

Entonces:

Según Norma E060 Capitulo 11.10.10.3 se usará:

qv. Min = 0.0025

• **Calculo del espaciamiento:**

Se considera para la placa a diseñar un refuerzo vertical de $\varnothing 1/2''$

($A_1=1.27 \text{ cm}^2$) con un espaciamiento de:

$$s = \frac{N^{\circ} \text{Hileras} * A_1}{E_m * q_v}$$

Ecuación 56: Espaciamiento en refuerzo vertical en muros de corte.

$$s = \frac{2 * 1.27}{0.30 * 0.0025 * 100}$$

S=33.78 cm

Comprobamos según norma E060 capítulo 11.10.10.4, que el espaciamiento, no debe exceder:

3 * E_m y 40 cm;

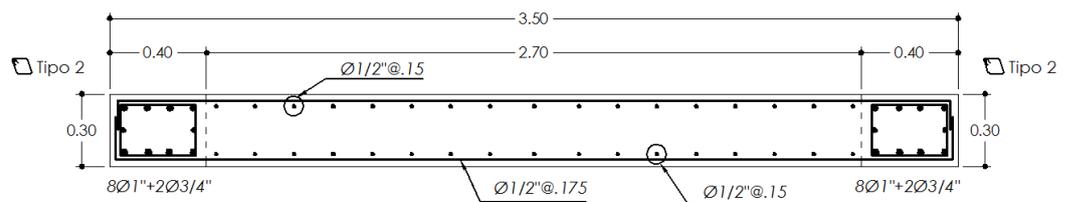
Entonces:

$$3 * 30 = 90 \text{ cm}$$

40 cm, y 15.00 cm; que se eligió tentativamente para el refuerzo vertical de acero.

Por tanto:

Se colocará el refuerzo vertical de 2 varillas $\varnothing 1/2''$ cada 15 cm



Gráfica 34: Diseño Final de Muro MC-1 del 1º- 3º Nivel

b) Muros de corte del modelo empotrado

Se realizará como modelo el diseño del muro de corte "MC-1" del 1° al 3° nivel para el modelo aislado:

Tabla 19: Cargas Últimas (Obtenida de la combinación de cargas en el modelo)

Story	Combinaciones	Combo Etabs	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1°-3°	1.4Cm+1.7Cv	Comb1	-1451.57	56.51	1.86	71.59	45.00
	1.25Cm+1.25Cv+	Comb2	-787.28	269.38	189.86	988.85	1026.96
	Sis	Comb2	-1829.86	-130.39	-150.20	-687.96	-765.35
		Comb2					
	0.9Cm+Sis	Comb3	-298.72	250.28	189.47	964.87	1012.41
	Comb3	-1341.29	-149.49	-150.59	-711.94	-779.90	
		Comb3					
		Comb3					

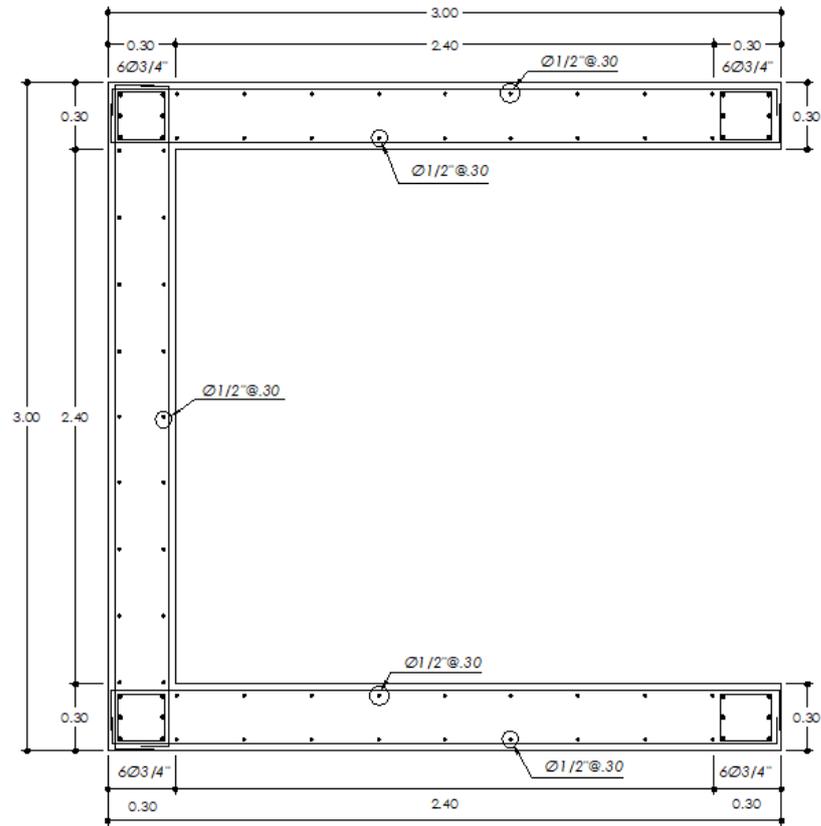
- Diseño por flexo-compresión:

La NTP: E.060 establece que la relación entre la longitud (L) y la altura del muro (H) sea tal que: $H/L > 1$.

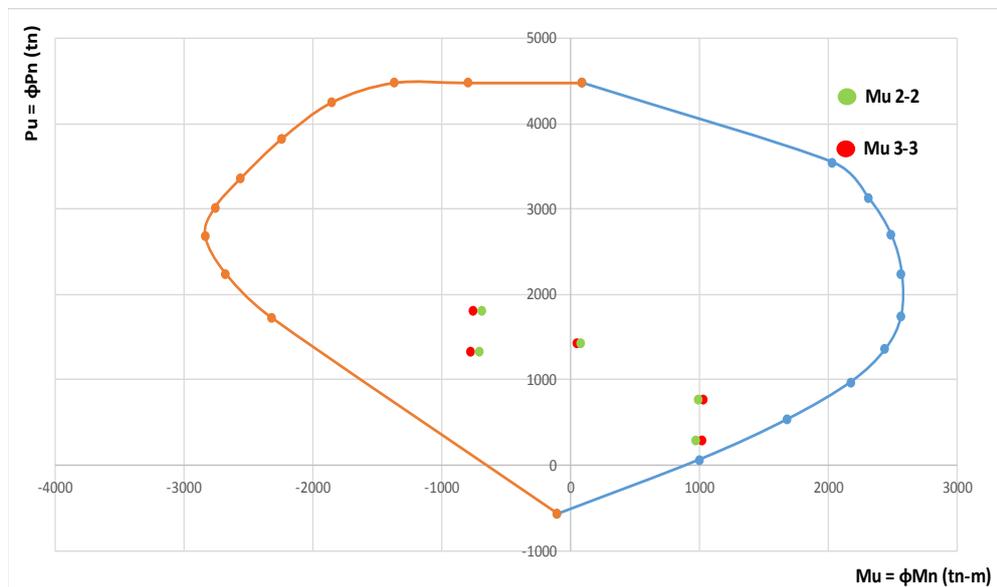
$$H = 42.00\text{m} \quad L = 3.0 \text{ m} \quad H/L = 14.00 > 1 \text{ (Muro Esbelto)}$$

Para el diseño por flexo-compresión se realizó asignando una distribución del refuerzo vertical tentativamente, concentrando el 70% del área de acero en los núcleos confinados en los extremos.

Definido el acero de refuerzo vertical, se realiza el diagrama de interacción para el muro de corte: MC-1.



Gráfica 35: Esquema del muro MC-1



Gráfica 36 : Diagrama de interacción

Se Realiza el Diagrama de Interacción y verifica que las combinaciones de cargas últimas (M_u , P_u), se encuentran dentro de la curva de diseño.

- **Diseño por cortante:**

- **Calculo del cortante ultimo del concreto:**

De acuerdo con la norma E 060-capitulo 21.9.5.3, el refuerzo horizontal en placas, se colocan para resistir una cortante última “Vu”. que se calcula usando las siguientes expresiones:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Dónde:

V_{ua}: Cortante último proveniente del análisis.

M_{ua}: Momento último proveniente del análisis.

M_n: Momento nominal de la sección asociado a la compresión última con el refuerzo escogido y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

De lo obtenido en el diagrama de interacción se obtiene que el momento máximo nominal correspondiente al P_u = 1829.86 Ton, es de M_n = 2200.00 Ton-m. Por lo tanto:

$$V_{ua} = 269.38 \text{ ton} \quad M_{ua} = 1026.96 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 269.38 * (2200.00 / 1026.96)$$

$$\mathbf{V_u = 577.08 \text{ ton.}}$$

- **Calculo del cortante resistido solo por el concreto:**

$$V_c = 0.53 t d \sqrt{f'c}, \text{ si: } N_u / A_g < 0.1 f'c, V_c = 0 \text{ (sin aporte)}$$

Dónde:

d: considerado como 0.8L.

Comprobamos si el aporte del concreto puede ser considerado:

$$\frac{N_u}{A_g} = \frac{1829.86}{0.3 * 9} = 677.73 \text{ ton/m}^2$$

$$0.1 * f'c = 0.1 * 2800 = 280 \text{ ton/m}^2$$

$N_u / A_g > 0.1 f'c$, **Se considera el aporte del concreto.**

Entonces:

$$V_c = 0.53 * 0.30 * (0.8 * 9.0 * \sqrt{280}) * 10$$

$$V_c = 191.56 \text{ ton}$$

Comprobamos según Norma E060 Capítulo 11.10.5, que la contribución del concreto (V_c), no debe exceder:

$$V_c.max = A_c w * (\alpha_c * \sqrt{f'_c})$$

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

Varia 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 del muro hasta el nivel considerado.

$$\frac{h_m}{L_m} = \frac{10.65}{9.00} = 1.18; \alpha_c = 0.80$$

$$V_c.max = (0.3 * 9.0) * (0.80 * \sqrt{280}) * 10$$

$$V_c.max = 361.44 \text{ Ton}$$

Por Tanto:

$$V_c.max = 361.44 \text{ ton} > V_c = 191.56 \text{ ton OK}$$

- **Calculo del cortante resistido por el acero del estribo:**

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

$$V_s = \frac{577.08}{0.85} - 191.56$$

$$V_s = 487.35 \text{ ton}$$

Comprobamos según norma E060 capítulo 11.5.7.9, que el cortante que resiste el acero del estribo (V_s), no debe exceder:

$$V_{s,max} = 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_{s,max} = 2.1 * \sqrt{280} * 0.30 * (0.8 * 9.0) * 10$$

$$V_{s,max} = 759.02 \text{ ton}$$

Por tanto:

$$V_{s,max} = 759.02 \text{ ton} > V_s = 487.35 \text{ ton} \text{ OK}$$

- **Refuerzo horizontal:**

Numero de hileras:

De acuerdo al capítulo 21.9.4.3 de la norma E 060 tenemos:

En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

(a) El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.

(b) O cuando la fuerza cortante V_u exceda $0,17 A_{cv} \sqrt{f'c}$

Verificando:

$$\text{El espesor del muro } (e) = 0.30\text{m} > 0.20\text{m}$$

Por lo tanto:

$$N^\circ \text{ Hileras} = 2$$

Acero mínimo:

De acuerdo al capítulo 11.10.8 de la norma E 060 tenemos:

Si:

$$V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

$$577.08 \text{ ton} > 0.27 * \sqrt{280} * 0.3 * 9.0 * 10 \text{ ton}$$

$$577.08 \text{ ton} > 121.99 \text{ ton}$$

Entonces:

El refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en el capítulo 11.10.10 de la norma E 060.

La cuantía de refuerzo horizontal para cortante es:

$$g_h = \frac{V_s}{A_{cw} * F_y}$$

$$g_h = \frac{487.35}{0.3 * 9.0 * 4200 * 10}$$

$$g_h = 0.00430$$

Comprobamos según Norma E060 Capítulo 11.10.10.2, que la cuantía de refuerzo horizontal no debe ser inferior a $g_{,min} = 0.0025$

Por Tanto:

$$g_h = 0.00430 > g_{,min} = 0.0025 \text{ OK}$$

- **Calculo del cortante final resistido por el acero del estribo horizontal:**

$$V_{s, final} = g_h * A_{cw} * F_y$$

$$V_{s, final} = 0.00430 * 0.30 * 9.0 * 4200 * 10$$

$$V_{s, final} = 487.35 \text{ ton}$$

- **Calculo del cortante real resistido por la sección de la placa:**

$$V_{n, real} = V_{s, final} + V_c$$

$$V_{n, real} = 487.35 + 191.56$$

$$V_{n, real} = 678.91 \text{ ton}$$

Comprobamos según norma E060 capítulo 11.10.4, que el cortante real que resiste la sección de la placa, V_n , no debe exceder:

$$V_{n, max} = 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

$$V_{n, max} = 2.6 * \sqrt{280} * 0.3 * 9.0 * 10$$

$$V_{n, max} = 1174.67 \text{ ton}$$

Por tanto:

Vn.max = 1174.67 ton > Vn. real = 678.91 ton OK

- **Calculo del espaciamiento:**

Se considera para la placa a diseñar un refuerzo horizontal de $\emptyset 1/2''$ ($A1=1.27 \text{ cm}^2$) con un espaciamiento de:

$$s = \frac{N^{\circ} \text{Hileras} * A1}{Em * \rho h}$$

$$s = \frac{2 * 1.27}{0.30 * 0.00430 * 100}$$

$$S = 19.65 \text{ cm}$$

Comprobamos según Norma E060 Capitulo 11.10.10.4, que el espaciamiento, no debe exceder:

$$3 * Em; 40\text{cm}$$

$$3 * 30 = 90 \text{ cm}$$

$$40 \text{ cm}$$

Por tanto:

Se colocará el refuerzo horizontal de 2 varillas $\emptyset 1/2''$ cada 17.50 cm.

- **Refuerzo vertical:**

Calculo de la cuantía:

La cuantía mínima de refuerzo Vertical está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_v. \text{ Min} \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) * (\rho h - 0.0025)$$

$$0.0025 + 0.5 (2.5 - 42.00/9.0) * (0.00430 - 0.0025) < 0$$

Entonces:

Según Norma E060 Capitulo 11.10.10.3 se usará:

$$\rho_v. \text{ Min} = 0.0025$$

Calculo del espaciamiento:

Se considera para la placa a diseñar un refuerzo vertical de $\emptyset 1/2''$ ($A1=1.27 \text{ cm}^2$) con un espaciamiento de:

$$s = \frac{N^{\circ} \text{Hileras} * A1}{Em * qv}$$

$$s = \frac{2 * 1.27}{0.30 * 0.0025 * 100}$$

$$S = 33.78 \text{ cm}$$

Comprobamos según Norma E060 Capítulo 11.10.10.4, que el espaciamiento, no debe exceder:

$$3 * Em \text{ y } 40 \text{ cm};$$

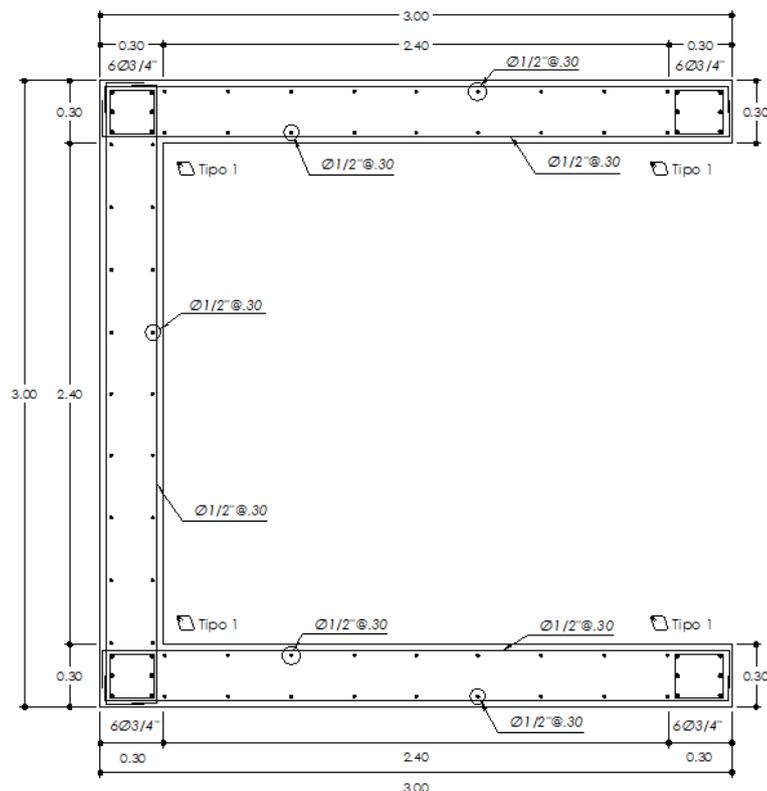
Entonces:

$$3 * 30 = 90 \text{ cm}$$

40 cm, y 30.00 cm; que se eligió tentativamente para el refuerzo vertical de acero.

Por tanto:

Se colocará el refuerzo vertical de 2 varillas $\phi 1/2''$ cada 30 cm



Gráfica 37: Diseño Final de Muro MC-1 del 1°- 3° Nivel

1.2 Diseño de columnas

Las columnas son elementos que soportan fuerzas de compresión, pero en su mayoría soportan también momentos flectores en uno o dos de sus ejes.

Las columnas deben soportar la resistencia nominal de las vigas, por lo que se tiene que verificar la capacidad de estas mismas en los nudos de las columnas.

Se comprobó que valores de P_u y M_u obtenidos de las combinaciones de carga usando el software ETABS se localizaran dentro del diagrama de interacción propuesto. Además, usando estribos se garantizó la resistencia al cortante último de diseño.

Por tanto, se realizará como modelo el diseño de la columna interior C-1 del 1° al 8° nivel para el modelo empotrado:

Cargas últimas:

c) Columnas del modelo empotrado

Tabla 20: Combinación de cargas - Columna C-1

Combinación	P (tn)	V2 (tn)	V3 (tn)
1.4CM+1.7CV	116.89	0.21	-0.63
1.25(CM+CV) ± CSx	92.36	0.93	8.58
1.25(CM+CV) ± CSy	76.67	14.62	0.26
0.9CM±CSx	49.95	0.82	8.83
0.9CM±CSy	34.26	14.51	0.51

- **Diseño por Flexo-compresión:**

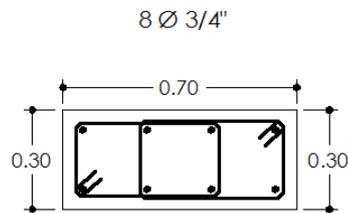
Para suponer que un elemento se encuentra en flexo-compresión, debe soportar momentos flectores, sumado a cargas axiales

$$P_u > 0.1 * f'c * A_g$$

Ecuación 57: Diseño por flexo compresión en columnas.

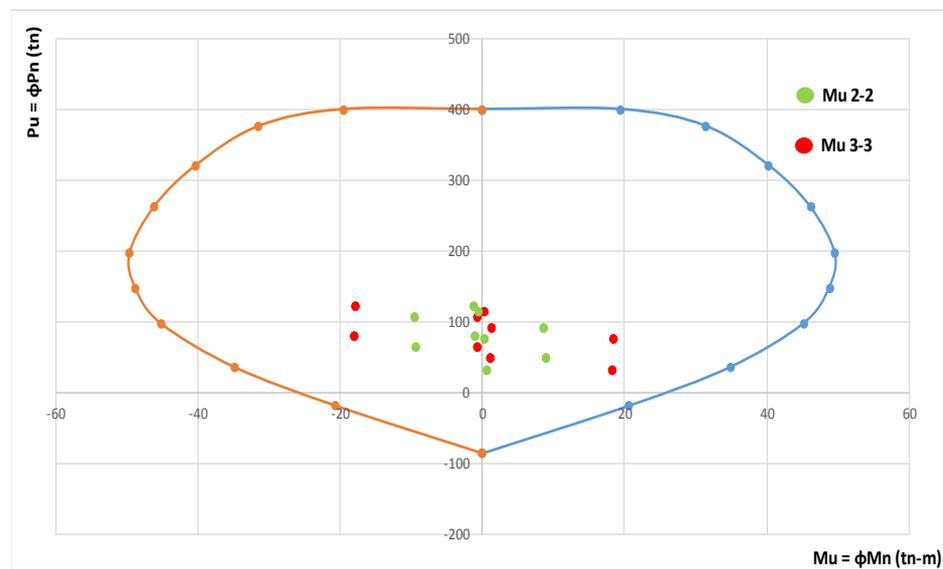
$$116.89 \text{ Ton} > 0.1 * 0.280 * (30 * 70) = 58.80 \text{ Ton} \quad \text{Ok}$$

La distribución de refuerzo en la sección de la columna C-1 se dispone de la siguiente manera:



Gráfica 38: Armado Propuesto Columna C-1

El diagrama de interacción de la columna para las combinaciones de carga (M_u , P_u) se muestra en la gráfica a continuación:



Gráfica 39: Diagrama de interacción de columna C-1

Se encuentra dentro de la curva como se puede apreciar en la gráfica.

- **Diseño por cortante:**

Partimos del cortante máximo que resulta de las combinaciones de diseño El $V_u = 14.62 \text{ Ton}$, el concreto aporta una resistencia igual a:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot 70 = 15.83 \text{ Ton}$$

Ecuación 58: Cortante resistido por el concreto en columnas.

Como $V_u < \phi V_c$, se colocarán refuerzo solo por requerimiento sísmico. Tenemos Que:

Para columnas de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales sea: muros estructurales ($R=6$), Se debe utilizar las disposiciones contenidas en 21.4 de la NTP: E.060.

- **(DUAL II).**

ϕ Longitudinal (3/4") = 1.91 cm

ϕ Estribo (3/8") = 0.95 cm

• **Consideraciones para el espaciamiento S_o**

No debe ser mayor al mínimo valor entre:

(a) $8 * \phi$ longitudinal = $8 * 1.91 = 15.28$ cm

(b) $(1/2) * \text{Menor Dimensión Col.} = 0.5 * 30 = 15$ cm

(c) **10 cm.**

• **Consideraciones para la longitud L_o**

No tiene que ser menor que el mayor valor obtenido de:

(a) $(1/6) * 220 = 36.67$ cm

(b) **80 cm;**

(c) 50 cm.

• **Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento**

Se debe garantizar no exceder los siguientes valores

(a) $16 d_b = 16 * 1.91 = 30.56$ cm

(b) Menor Dimensión Col. = 30 cm

(c) 30 cm, a menos que las exigencias del diseño indiquen menores espaciamientos.

Para el caso de la columna C1, la zona de confinamiento resultante es de 80 cm. Además, se indica que, en esta zona, el

espaciamiento de estribos no excederá de los 10 cm, colocándose el primer estribo a 5 cm de la cara superior o inferior de la viga.

Por tanto, la distribución de estribos asignada es la de:

Estribos de 3/8", 1@.05cm, 8@.10cm, rto. @.30cm desde ambos extremos.

El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo debe tener refuerzo transversal no menor de 15 cm.

d) Columnas del modelo aislado

Tabla 21: Combinación de cargas - Columna C-1

Combinación	P (tn)	V2 (tn)	V3 (tn)
1.4CM+1.7CV	222.16	0.93	-0.28
1.25(CM+CV) ± CS	130.87	14.83	4.56
0.9CM±CS	50.19	14.57	4.67

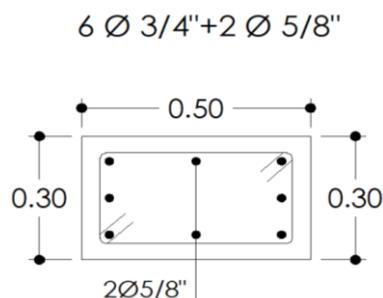
- **Diseño por flexo-compresión:**

Para suponer que un elemento se encuentra en flexo-compresión, debe soportar momentos flectores, sumado a cargas axiales.

$$Pu > 0.1 * f'c * Ag$$

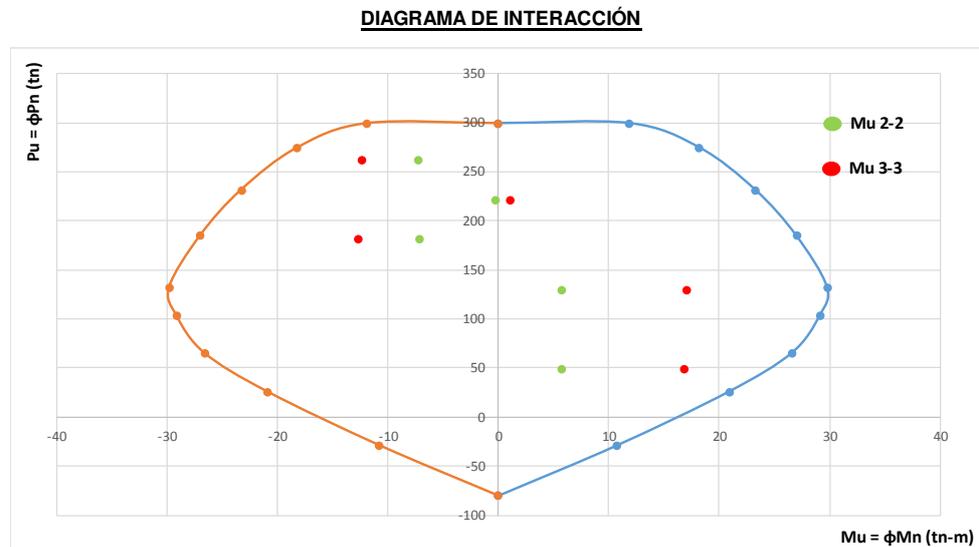
$$222.16 \text{ Ton} > 0.1 * 0.280 * (30 * 50) = 42.00 \text{ Ton} \quad \text{Ok}$$

La distribución de refuerzo en la sección de la columna C-1 se dispone de la siguiente manera:



Gráfica 40: Armado propuesto columna C-1

El diagrama de interacción de la columna para las combinaciones de carga (Mu, Pu) se muestra en la gráfica a continuación:



Gráfica 41: Diagrama de interacción de columna C-1

Se encuentra dentro de la curva como se puede apreciar en la gráfica.

- **Diseño por cortante:**

Partimos del cortante máximo que resulta de las combinaciones de diseño El $V_u = 14.83 \text{Ton}$, el concreto aporta una resistencia igual a:

$$\phi V_c = 0.85 * .53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * .53 * \sqrt{280} * 30 * 50 = 11.31 \text{Ton}$$

Como $V_u > \phi V_c$, el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (11.1), (11.2) y el V_s debe calcularse de acuerdo con 11.5.7.2 a 11.5.7.9 de la NTP-E.060.

Tenemos Que:

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

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 50 = 13.30 \text{Ton}$$

$$V_u / \phi = 14.83 / 0.85 = 17.45 \text{Ton}$$

Entonces:

$$V_s = 17.45 - 13.30 = 4.15 \text{Ton}$$

Por tanto:

$$S. \text{ calculada} = (A_v * F_y * d) / (V_s)$$

$$A_v = 4 * 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$S. \text{ calculada} = (2.84 * 4200 * 50) / (4150) = 143.71 \text{ cm}$$

Para columnas de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales sea: Muros Estructurales (R=7), Se debe utilizar las disposiciones contenidas en 21.4 de la NTP: E.060.

- **(DUAL II).**

$$\emptyset \text{ Longitudinal (3/4")} = 1.91 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{ Estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

• **Consideraciones para el espaciamiento S_o**

No debe ser mayor al mínimo valor entre:

(a) $8 * \emptyset \text{ longitudinal} = 8 * 1.91 = 15.28 \text{ cm}$

(b) $(1/2) * \text{Menor Dimensión Col.} = 0.5 * 30 = 15 \text{ cm}$

(c) 10 cm.

(*) $S = 143.71 \text{ cm}$

• **Consideraciones para la longitud L_o**

No tiene que ser menor que el mayor valor obtenido de:

(d) $(1/6) * 220 = 36.67 \text{ cm}$

(e) **50 cm;**

(f) 50 cm.

• **Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento**

Se debe garantizar no exceder los siguientes valores

(g) $16 \text{ db} = 16 * 1.91 = 30.56 \text{ cm}$

(h) Menor Dimensión Col. = 30cm

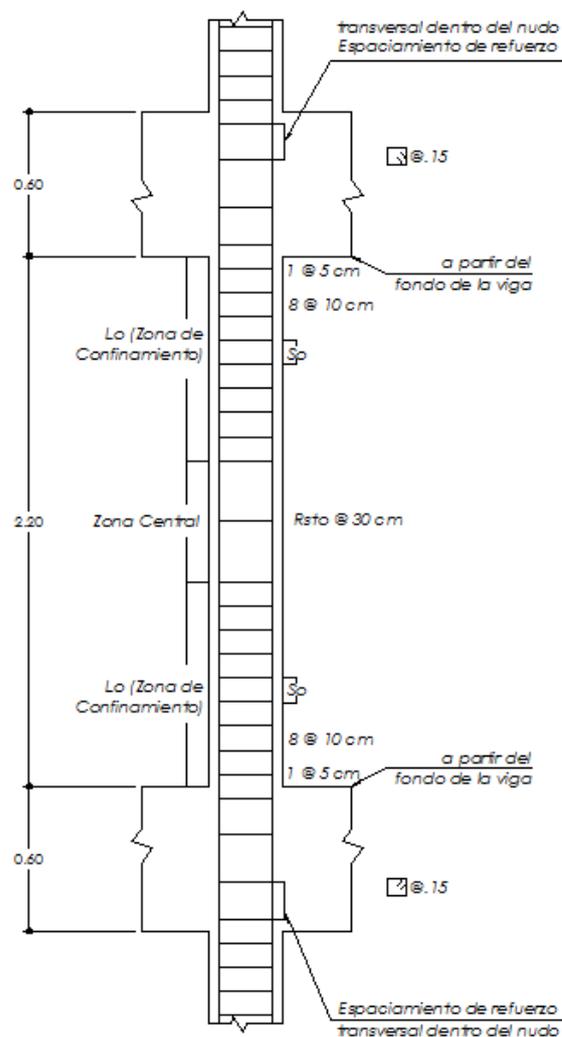
(i) **30 cm**, a menos que las exigencias del diseño indiquen menores espaciamientos.

Para el caso de la columna C1, la zona de confinamiento resultante es de 50 cm. Además, se indica que, en esta zona, el espaciamiento de estribos no excederá de los 10 cm, colocándose el primer estribo a 5 cm de la cara superior o inferior de la viga.

Por Tanto, la distribución de estribos asignada es la de:

Estribos de 3/8", 1@.05cm, 5@.10cm, rto. @.30cm desde ambos extremos.

El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo debe tener refuerzo transversal no menor de 15 cm.



Gráfica 42: Diseño de corte de columna C-1

1.3 Diseño de vigas

El diseño de vigas se realiza en un primer lugar considerando los esfuerzos de flexión, en función al momento último que se calcula de la envolvente que a su vez se obtiene usando del ETABS, mientras que el El diseño por cortante se elaboró por la capacidad de las vigas en los nudos, la sección de las vigas en ambas direcciones y en todos los niveles es de 30 centímetros de base y 60 centímetros de altura.

En ambos casos, las cargas consideradas son las de gravedad (Cm, Cv) y las se sismo (Cs) mediante las combinaciones, mencionadas en el apartado al final del apartado 4.4 de la presente investigación.

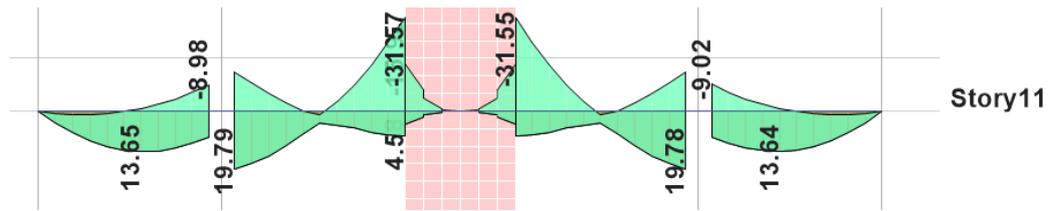
En la siguiente tabla, se muestran los esfuerzos obtenidos del análisis usando software de ambos modelos para la viga del eje 2 en la dirección Y-Y para el piso del 11. Dichas vigas están ubicadas en la misma posición en cada uno de los modelos.

Tabla 22: Esfuerzos a la cara de columna para la viga (Ton-m)

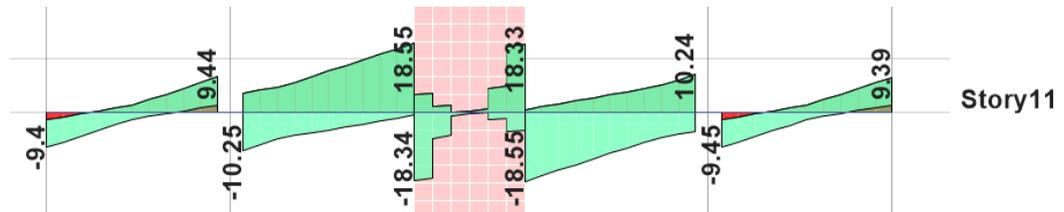
Cortante Ultimo (Ton)		Tramo1			Tramo2			Tramo3			Tramo4			Tramo5		
		Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.
Aislado	Cu+	1.16	5.05	11.6	8.53	14.25	21.90	7.82	0.17	15.54	-15.93	4.10	10.09	2.17	6.56	13.83
	Cu-	-13.04	-5.63	-1.39	-12.92	-6.91	-2.89	-21.86	-0.64	-6.13	0.08	-8.29	-2.56	-10.37	-3.68	-----
Empotrado	Cu+	----	2.50	9.44	5.16	10.48	18.55	4.78	0.34	18.33	0.73	4.97	10.24	----	1.63	9.39
	Cu-	-9.40	-1.63	----	-10.25	-4.98	-0.74	-18.34	-0.29	-4.77	-18.55	-10.47	-5.15	-9.45	-2.50	-----
Momento Ultimo (Ton/m)		Tramo1			Tramo2			Tramo3			Tramo4			Tramo5		
		Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.
Aislado	Mu-	-18.49	-0.99	-12.56	-17.97	-0.13	-41.37	-20.52	-0.01	-13.24	-26.51	-----	-11.38	-10.53	----	-19.84
	Mu+	10.51	5.56	8.22	26.23	4.86	14.89	7.49	0.06	4.29	8.13	4.75	12.76	10.40	5.128	6.74
Empotrado	Mu-	0.00	-0.22	-8.98	-13.26	----	-31.57	-15.98	-0.12	-15.97	-31.55	----	-13.24	-9.02	-0.23	0.00
	Mu+	0.00	13.32	8.97	19.79	5.31	8.51	4.58	0.11	4.57	8.49	5.31	19.78	8.96	13.31	0.00

a) Columnas del modelo empotrado

En las siguientes gráficas, se puede apreciar las envolventes de momento flector y de fuerza cortante obtenidos del ETABS, para la viga del modelo empotrado y que resultan de las combinaciones de carga.



Gráfica 43: Envolvente de Momento Flector (Ton-m)



Gráfica 44: Envolvente de Fuerza cortante (Ton)

- **Diseño por flexión:**

Para el cálculo de acero se usará la siguiente ecuación:

$$A_s = \rho * b * d$$

Ecuación 59: Área de acero por flexión en vigas.

ρ : Cuantía necesaria para soportar el momento flector último

d: peralte efectivo ($d = h - 5.91 = 64.10$ cm) para vigas peraltadas.

b: ancho de la viga ($b = 30$ cm)

Acero mínimo:

La viga como mínimo debe contar con la cuantía requerida para el momento de agrietamiento del concreto, la cual está dada por:

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f'_y} * b * d$$

Ecuación 60: Área mínima de acero en vigas.

Deberá existir como mínimo dos barras corridas tanto en la parte superior como en la inferior de la viga para permitir el armado de los estribos. El refuerzo elegido deberá tener un área de acero mayor a la mínima

Considerando un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ calculamos el acero mínimo: $As_{\text{min}} = 4.55 \text{ cm}^2$ ($2\emptyset 3/4''$ arriba y abajo) = 5.70 cm.

La cuantía máxima de acero está en función de la cuantía balanceada (ρ_b) que viene dada de la siguiente expresión:

$$As_{\text{máx.}} = 0.75 b * b * d = 0.0213 * d * b = 34.69 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$\rho_b = 0.85 \left(B1 * \frac{f'c}{f'y} * \frac{6000}{6000 + f'y} \right)$$

Ecuación 61: Cuantía balanceada de acero en vigas.

$$f'y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad , \text{ correspondiéndoles } B1 = 0.85$$

Para los valores de la envolvente de momento flector:

Tabla 23: Cálculo de refuerzo – Viga V-TO1

Mu (Ton-m)	As solicitado (cm ²)	A colocado (cm ²)	Ø	
0	5.44	5.7	2Ø 3/4"	Corrido
0	5.44	5.7	2Ø 3/4"	Corrido
-8.98	5.44	6.97	2Ø 3/4"+1Ø 1/2"	Corrido+ Bastón
8.97	5.44	11.64	2Ø 3/4"+3Ø 5/8"	Corrido+ Bastón
-13.26	6.69	6.97	2Ø 3/4"+1Ø 1/2"	Corrido+ Bastón
19.79	10.18	11.64	2Ø 3/4"+3Ø 5/8"	Corrido+ Bastón
-31.57	16.89	17.1	2Ø 3/4'+4Ø 3/4"	Corrido+ Bastón
8.51	5.44	5.7	2Ø 3/4'	Corrido
-15.98	8.13	5.7	2Ø 3/4'	Corrido+ Bastón
4.58	5.44	5.7	2Ø 3/4'	Corrido
-15.97	8.12	5.7	2Ø 3/4'	Corrido+ Bastón
4.57	5.44	5.7	2Ø 3/4'	Corrido
-31.55	16.88	17.1	2Ø 3/4'+4Ø 3/4"	Corrido+ Bastón
8.49	5.44	5.7	2Ø 3/4'	Corrido
-13.24	6.68	6.97	2Ø 3/4"+1Ø 1/2"	Corrido
19.78	10.18	11.64	2Ø 3/4"+3Ø 5/8"	Corrido+ Bastón
-9.02	5.44	6.97	2Ø 3/4"+1Ø 1/2"	Corrido+ Bastón
8.96	5.44	11.64	2Ø 3/4"+3Ø 5/8"	Corrido+ Bastón
0	5.44	5.7	2Ø 3/4"	Corrido
0	5.44	5.7	2Ø 3/4"	Corrido

- **Requisitos para resistencia a sismo**

Para las vigas sometidos a flexión que resistan momentos de sismo, es necesario que exista refuerzo continuo a lo largo del elemento, el que constara de barras en la cara superior como en la inferior, cuya cuantía no debe ser menos que un cuarto de la requerida en los nudos y en ningún caso será menor a la cuantía mínima.

$$A_s(-) \text{ y } A_s(+) \text{ corrido} = 5.70 \text{ cm}^2 \geq 1/4 * A_{s\text{max}} \text{ nudos} = 1/4 * 17.10 = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$5.70 \text{ cm}^2 \geq 4.28 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

El refuerzo para el momento positivo en la cara del nudo, debe cumplir que su resistencia no será menor que un tercio la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

$M(+)$ resistente en la cara del nudo $\geq M(-)$ resistente en la cara del nudo / 3 , en el caso más crítico para la viga :

$$11.36 \text{ Tn.m} \geq 31.92/3 \text{ Tn.m}$$

$$11.36 \text{ Tn.m} \geq 10.64 \text{ Tn.m} \text{ OK}$$

Se verificó que se cumplen todas las condiciones.

- **Diseño por corte:**

El diseño por corte de una sección se basa en la expresión $V_u \leq \phi V_n$ donde V_u es la resistencia requerida por la sección y V_n es la resistencia nominal al corte de la sección.

A su vez la resistencia nominal de una sección está compuesta por la resistencia individual del concreto (V_c) y del refuerzo de acero colocado en forma de estribos (V_s) dando lugar a lo siguiente $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$, donde

$$V_c = 0.53 bwd\sqrt{f'c}, \quad \phi = 0.85$$

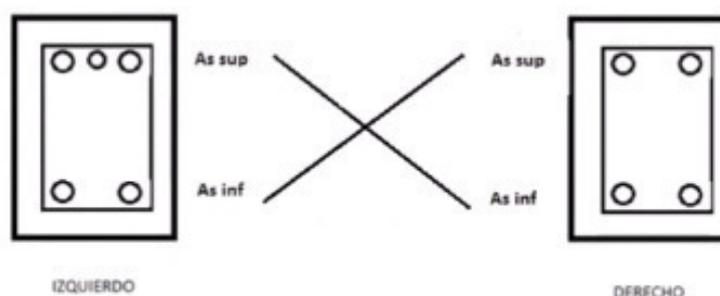
Ecuación 62: Cortante resistido solo por el concreto en vigas.

Los elementos sometidos a esfuerzos de sismo, deben ser diseñadas con la facultad de soportar en mayor medida el corte que la flexión, con la finalidad de impedir las filas frágiles, es así que el cortante de diseño,

es la suma del cortante ultimo y la resistencia nominal a flexión del elemento en sus extremos (luz libre) dando pie a la siguiente expresión.

$$Vu = Vu \text{ isostático} + (Mn1 + Mn2)/ln.$$

Ecuación 62: Cortante ultimo considerando la resistencia nominal en los extremos de las vigas.



Gráfica 45: Grafico referencial para suma de momentos nominales

As sup izq + As inf der. , As sup der + As inf izq.; el mayor de ambos casos se debe cumplir que: $Vu \leq \phi Vn$, $Vn = Vc + Vs$.

Tabla 24: Calculo de estribos y espaciamiento entre los mismos

Viga	Resistencia Nominal (Ton-m)	Vu gravedad (combo 1) Tn	Vu Envolverte Tn	Vs (Tn)	Primer estribo	Zona de confinamiento	Zona fuera de confinamiento
V 2-11-1	45.851	7.56	9.44	4.23	1 @5	12@10	rst @25
V 2-11-2	63.435	11.84	18.55	12.03	1 @5	12@10	rst @25
V 2-11-3	25.250	0	0	0	0	0	0
V 2-11-4	63.435	11.83	18.55	15.23	1 @5	12@10	rst @25
V 2-11-5	45.851	7.55	9.44	4.59	1 @5	12@10	rst @25

- **Espaciamiento de estribos**

Para vigas que resisten a esfuerzos de sismo. Se colocan estribos en ambos extremos de la viga en una distancia de 2 veces el peralte de la sección llamada zona de confinamiento, medida a desde la cara del nudo, el espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder del menor de:

a) $d/4$

- b) 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menos diámetro
- c) 30 cm
- d) El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no debe exceder de 0.5 d.

Además, el estribo será cerrado y tendrán como mínimo un diámetro de 3/8", todas estas consideraciones deben ser cumplidas a menos que las exigencias del diseño sean mayores.

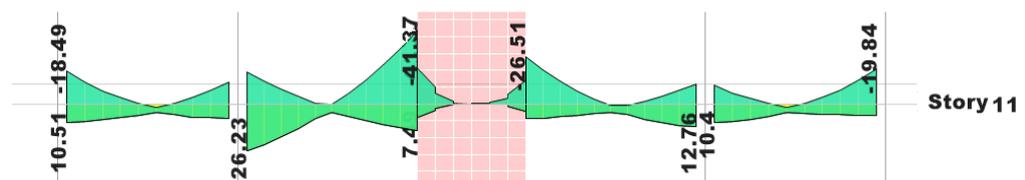
De esta forma, se colocará:

Zona de confinamiento: $2d=120\text{cm}$

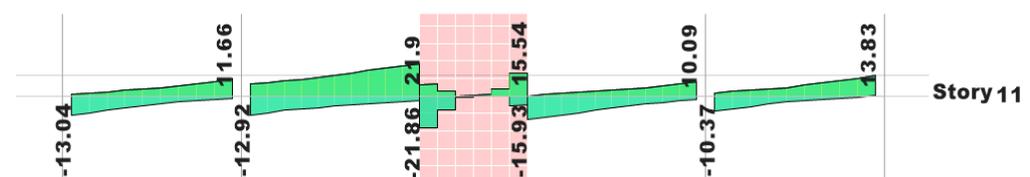
Estribos de $\varnothing 3/8$: 1@5cm, 12@10cm, 3@15cm, Rto. @ 25cm desde cada extremo.

b) Vigas del modelo aislado

En las siguientes gráficas se puede apreciar las envolventes de momento flector y de fuerza cortante obtenidos del ETABS para la viga del modelo aislado y que resultan de las combinaciones de carga.



Gráfica 46: Envolvente de Momento Flector (Ton-m)



Gráfica 47: Envolvente de fuerza cortante (Ton)

- Diseño por flexión:

Para el cálculo de acero se usará la siguiente ecuación 59 Área de acero por flexión en vigas

Acero mínimo: La viga como mínimo debe contar con la cuantía requerida para el momento de agrietamiento del concreto, la cual está dada por la ecuación 60.

Considerando un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ calculamos el acero mínimo: $A_s \text{ min} = 4.55 \text{ cm}^2$ ($2\emptyset 3/4''$ arriba y abajo) o 5.70 cm^2 .

La cuantía máxima de acero está es igual a:

$$A_s \text{ máx.} = 0.75 b * b * d = 0.0283 * d * b = 40.86 \text{ cm}^2$$

Para los valores de la envolvente de momento flector:

Tabla 25: Cálculo de refuerzo – Viga V-TO1

Mu (Ton-m)	As solicitado (cm ²)	A colocado (cm ²)	Ø	
18.49	9.47	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
10.51	5.44	8.55	3Ø 3/4''	Corrido
12.56	6.32	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
8.22	5.44	17.1	3Ø 3/4''+3Ø 3/4''	Corrido+ Bastón
17.97	9.19	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
26.23	13.78	17.1	3Ø 3/4''+3Ø 3/4''	Corrido+ Bastón
41.37	22.96	23.85	3Ø 3/4''+ 3 Ø 1''	Corrido+ Bastón
14.89	7.55	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
20.52	10.58	23.85	3Ø 3/4''+ 3 Ø 1''	Corrido+ Bastón
7.49	5.44	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
13.24	6.68	23.85	3Ø 3/4''+ 3 Ø 1''	Corrido+ Bastón
4.29	5.44	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
26.51	13.94	23.85	3Ø 3/4''+ 3 Ø 1''	Corrido+ Bastón
8.13	5.44	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
11.38	5.71	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
12.76	6.43	8.55	3Ø 3/4''	Corrido
10.53	5.44	12.51	3Ø 3/4''+2 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
10.4	5.44	8.55	3Ø 3/4''	Corrido
19.84	10.21	14.49	3Ø 3/4''+3 Ø 5/8''	Corrido+ Bastón
6.74	5.44	8.55	3Ø 3/4''	Corrido

- **Requisitos para resistencia a sismo**

Para las vigas sometidos a flexión que resistan momentos de sismo, es necesario que exista refuerzo continuo a lo largo del elemento, el

que constara de barras en la cara superior como en la inferior, cuya cuantía no debe ser menos que un cuarto de la requerida en los nudos y en ningún caso será menor a la cuantía mínima.

$$A_s(-) \text{ y } A_s(+) \text{ corrido} = 8.55 \text{ cm}^2 \geq 1/4 * A_{s_{\max}} \text{ nudos} = 1/4 * 23.85 = 6.53 \text{ cm}^2$$

$$8.55 \text{ cm}^2 \geq 5.96 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

El refuerzo para el momento positivo en la cara del nudo, debe cumplir que su resistencia no será menor que un tercio la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

$M(+)$ resistente en la cara del nudo $\geq M(-)$ resistente en la cara del nudo / 3 , en el caso más crítico para la viga :

$$23.99 \text{ Tn.m} \geq 42.73/3 \text{ Tn.m}$$

$$23.99 \text{ Tn.m} \geq 14.24 \text{ Tn.m} \text{ OK}$$

Se verificó que se cumplen todas las condiciones.

- Diseño por corte:

El diseño por corte de una sección se basa en la expresión $V_u \leq \phi V_n$ donde V_u es la resistencia requerida por la sección y V_n es la resistencia nominal al corte de la sección.

Los elementos sometidos a esfuerzos de sismo, deben ser diseñadas con la facultad de soportar en mayor medida el corte que la flexión, con la finalidad de impedir las filas frágiles, es así que el cortante de diseño, es la suma del cortante ultimo y la resistencia nominal a flexión del elemento en sus extremos (luz libre) dando pie a la siguiente ecuación 62.

Tabla 26: Calculo de estribos y espaciamiento entre los mismos

Viga	Resistencia Nominal (Ton-m)	V_u gravedad (combo 1) T_n	V_u Envolverte T_n	V_s (Tn)	Primer estribo	Zona de confinamiento	Zona fuera de confinamiento
------	-----------------------------	--------------------------------	------------------------	------------	----------------	-----------------------	-----------------------------

V 2-11-1	62.123	8.56	13.04	11.31	1 @5	12@10	rst @25
V 2-11-2	82.945	12.38	21.09	21.07	1 @5	12@10	rst @25
V 2-11-3	74.135	0	0	0	0	0	0
V 2-11-4	74.135	12.39	15.93	18.86	1 @5	12@10	rst @25
V 2-11-5	49.157	8.55	13.83	8.02	1 @5	12@10	rst @25

- **Espaciamiento de estribos**

Para vigas que resisten a esfuerzos de sismo. Se colocan estribos en ambos extremos de la viga en una distancia de 2 veces el peralte de la sección llamada zona de confinamiento, medida a desde la cara del nudo, el espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder del menor de:

- e) $d/4$
- f) 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menos diámetro
- g) 30 cm
- h) El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no debe exceder de $0.5 d$.

Además, el estribo será cerrado y tendrán como mínimo un diámetro de $3/8"$, todas estas consideraciones deben ser cumplidas a menos que las exigencias del diseño sean mayores.

De esta forma, se colocará:

Zona de confinamiento: $2d=120\text{cm}$

Estribos de $\emptyset 3/8$: 1@5cm, 12@10cm, 3@15cm, Rto. @ 25cm desde cada extremo.

1.4 Diseño de escalera

Ambos modelos comparten el mismo diseño, se realiza considerando solamente las cargas de gravedad, es decir tanto la carga muerta como la viva. Las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $W_u = 1.4 W_D + 1.7 W_L$.

Se analiza con un contrapaso máximo de 17.5cm y paso mínimo de 25cm.

A continuación, se muestra el diseño de la escalera de ambos modelos.

- **Acero longitudinal:**

• **Cargas Muertas (WD):**

Tramo Inclinado:

$$\text{Garganta} = 2.4 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.175 \text{ m} = 0.42 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Gradas} = 0.0525 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} \times 4 = 0.21 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Acabados} = 0.1 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m} = 0.1 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Total} = 0.73 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

Descanso:

$$\text{Peso Propio} = 2.4 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.15 \text{ m} = 0.36 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Acabados} = 0.1 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m} = 0.1 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Total} = 0.46 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

• **Carga Viva (WL): (Norma E020 - Capitulo 3 – Tabla 1)**

$$\text{Sobre Carga} = 0.40 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 1.00 \text{ m} = 0.40 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

• **Carga Ultima (Wu):**

Tramo Inclinado:

$$W_u = 1.4 \text{ WD} + 1.7 \text{ WL}$$

$$W_u = 1.4 (0.73) + 1.7 (0.4)$$

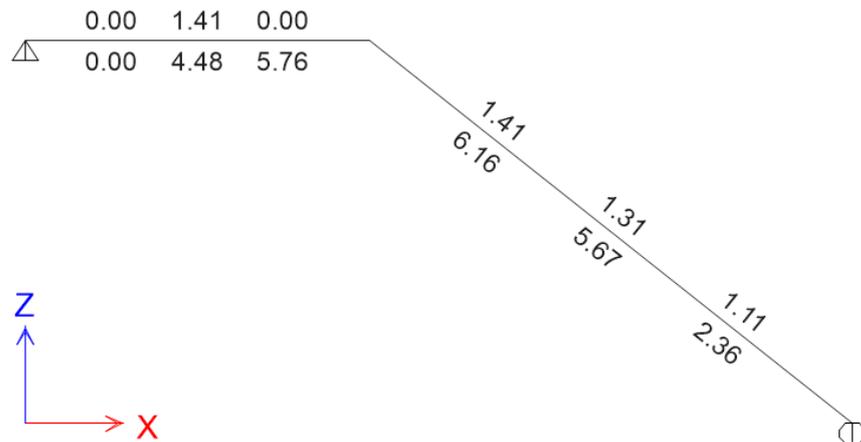
$$W_u = 1.702 \text{ Tn/m}$$

Descanso:

$$W_u = 1.4 WD + 1.7 WL$$

$$W_u = 1.4 (0.46) + 1.7 (0.4)$$

$$W_u = 0.680 \text{ Tn/m}$$



Gráfica 48: Área de acero longitudinal en tramo de escalera.

Del resultado del diseño se tiene un área de 6.16 cm² de acero, distribuidos en un ancho de 1.50 m. equivale a Ø3/8@ 20cm

- **Acero temperatura:**

$$A_s = 0.0018 * b * h$$

Ecuación 62: Área de acero por contracción y temperatura.

$$A_s = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

Del resultado se tiene un área de 2.7 cm² de acero, distribuidos en un ancho de 1.50 m. equivale a Ø3/8@ 30cm

1.5 Diseño de cimentaciones y sistema de aislación

Para el diseño de la cimentación y el sistema de aislación, se han seguido las recomendaciones del EMS que se encuentra en el Anexo 7.

El tipo de cimentación más adecuado para esta estructura es una platea de cimentación. Las cuales, se identifican por ser losas de cimentación

que se utilizan a su vez como piso del edificio. Las vigas se colocan hacia abajo, a manera de vigas invertidas.

Para este sistema se realizó una excavación masiva para eliminar el terreno superficial, se transporta un material granular de préstamo (afirmado) el cual es depositado en capas de 15cm de espesor, compactado hasta llegar a una densidad máxima y al nivel del fondo de la losa para luego poder efectuar un solado de 10 cm de espesor.

- **Calculo del peralte de la Losa**

Se realiza el pre dimensionamiento de la losa con la columna de mayor carga y verificando el máximo corte por Punzonamiento, se presentará el cálculo con la fórmula que resulte un mayor peralte.

Debe cumplirse que:

$$P.\text{ultimo} \leq \emptyset * V_{cp}$$

Entonces:

$$V_{cp} = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Ecuación 63: Cortante por Punzonamiento en cimentación.

Donde:

$$P.\text{ult} = 236,810.92 \text{ kg}; \quad b_o = 2b + 2t + 2d; \quad b.\text{col} = 80 \text{ cm}; \quad t.\text{col} = 30\text{cm}.$$

Reemplazando:

$$236,810.92 \text{ kg} \leq 0.85 * (1.06 * \sqrt{280} * (220d + 2d^2))$$

$$d^2 + 110*d - 7,853.58 = 0$$

$$d = 49.30\text{cm}$$

$$H.\text{ platea} = d + \text{recub.} + \emptyset/2$$

Asumiendo: \emptyset 5/8"

$$H.\text{ platea} = 49.30 + 7.5 + 1.59/2$$

$$H.\text{ platea} = 54.60 \text{ cm (calculada)}$$

Por Tanto:

H. platea = 60.00 cm

Se decidió colocar vigas perimetrales e interiores debajo de todas las columnas y muros para facilitar el anclaje de los aceros verticales. Es así que las vigas exteriores e interiores, serán de 0.40x1.50m.

Se debe verificar que los esfuerzos producidos en el terreno sean inferiores que el esfuerzo neto 2.05 Kg/cm^2 (obtenido del EMS – Anexo 7) para cargas de servicio. Según lo establecido en la norma de suelos y cimentaciones, para solicitaciones temporales (sismo), se puede considerar un incremento del 30% de la presión admisible teniendo un esfuerzo neto (3.22 Kg/cm^2).

La verificación de esfuerzos en el terreno se realiza considerando las cargas actuantes en servicio, sin embargo, para el diseño de la platea superficial se debe considerar la más crítica de todas las combinaciones de carga estipuladas en la norma.

Las cargas fueron exportadas con la ayuda del programa computacional ETABS hacia el programa computacional SAFE. Este último programa ya considera todo el procedimiento para realizar el análisis.

Las combinaciones de carga empleadas para la verificación de las presiones en el terreno fueron las recomendadas por el manual de diseño de cimentaciones del MSc. Nelson Morrison.

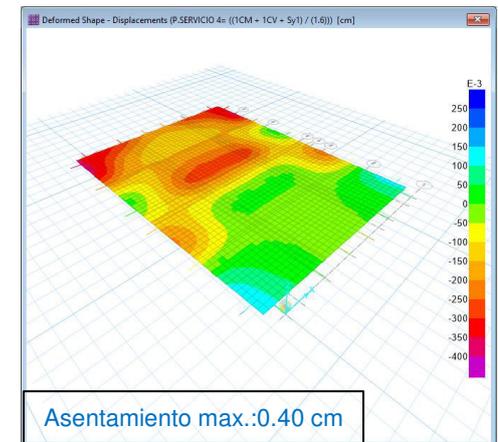
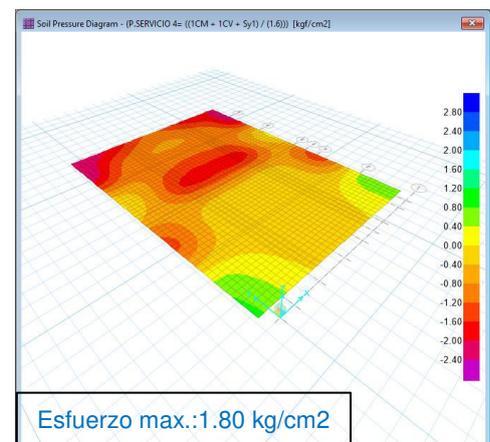
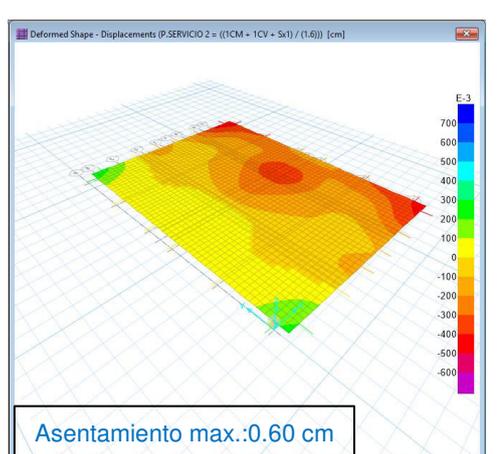
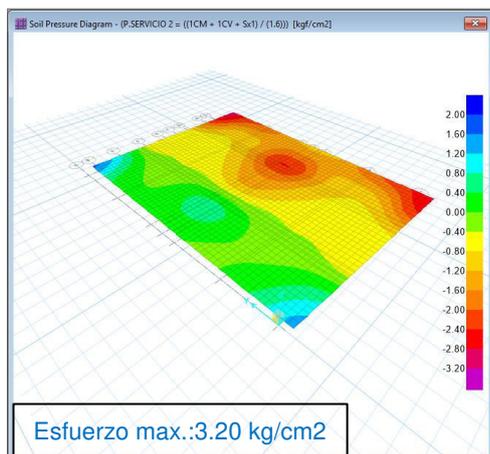
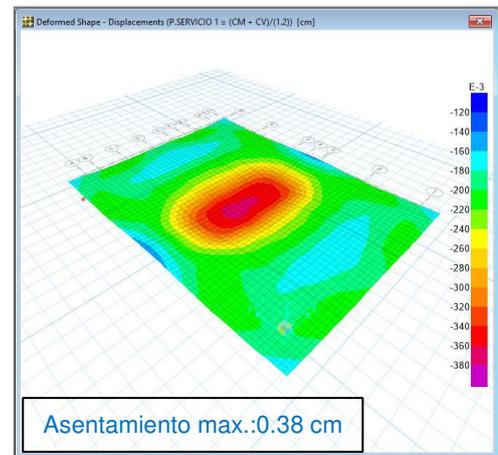
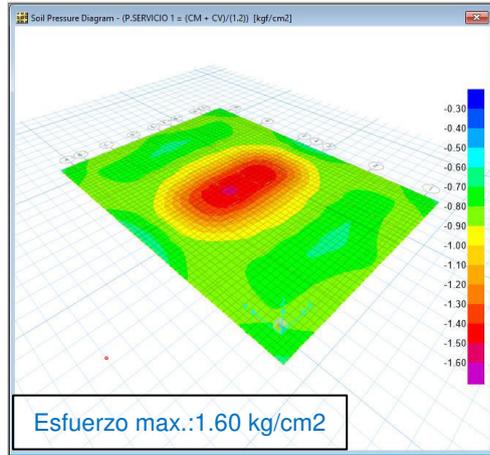
- $(1CM + 1CV) / (1.2)$
- $(1CM + 1CV + Sx) / (1.6)$
- $(1CM + 1CV - Sx) / (1.6)$
- $(1CM + 1CV + Sy) / (1.6)$
- $(1CM + 1CV - Sy) / (1.6)$

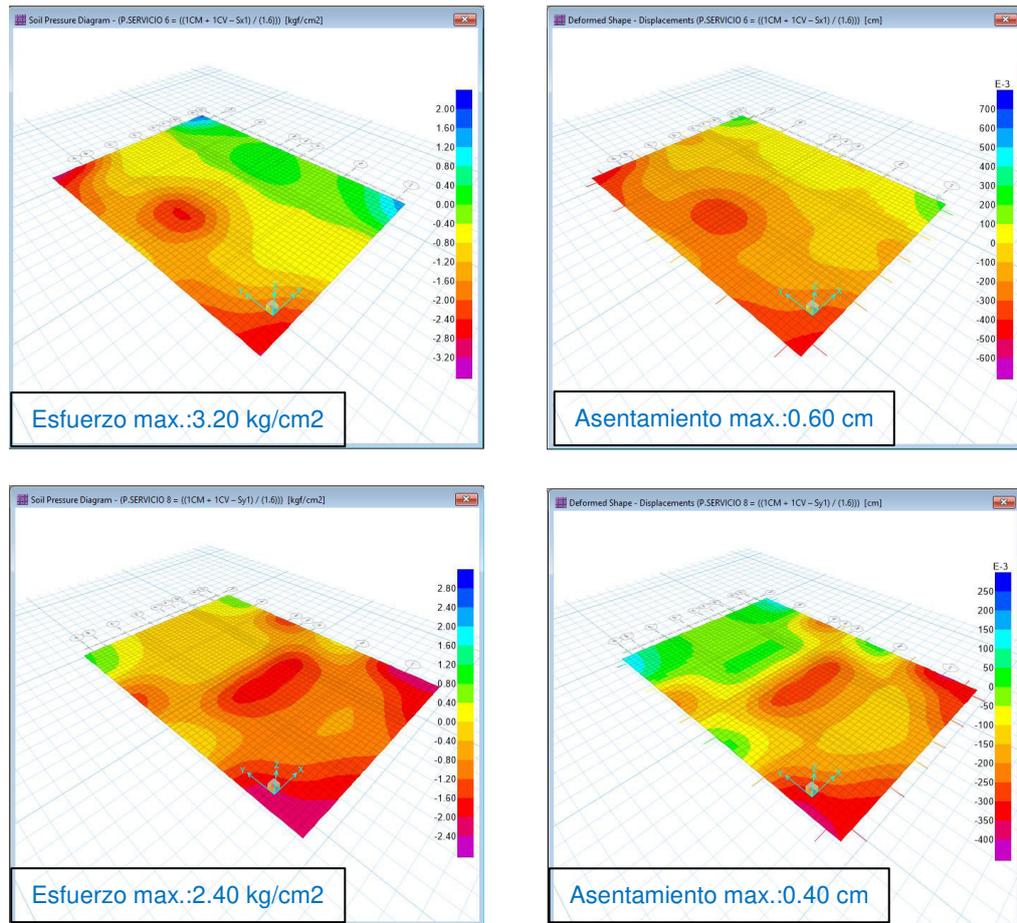
Con la finalidad de obtener resultados más reales, y no considerar la reacción del suelo en la losa como una carga simplemente repartida, se

elaboró un modelo sobre una platea de resortes con la ayuda del programa computacional SAFE 2014. El procedimiento utilizado se describe a continuación:

- Se exportó la base de la estructura creada en ETABS al programa SAFE de manera que éste reconociera las cargas que actúan sobre la platea superficial.
- En SAFE, Se creó una losa “footing” llamada Platea y se definieron las propiedades de las vigas exteriores e interiores, para luego asignarlas a la platea.
- Se definió un tipo de suelo (SOIL1), al cual se le asignó el coeficiente de balasto, cuyo valor para el caso de servicio, la capacidad neta de 2.05 Kg/cm^2 es de 4.10 Kg/cm^3 y para el caso de sismo, la capacidad neta de 2.68 Kg/cm^2 es de 5.36 Kg/cm^3 . según un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos realizados por Terzaghi. El valor del coeficiente de balasto se obtuvo de una Tesis de Maestría “Interacción Suelo-Estructura: Semi Espacio de Winkler”, autor Nelson Morrison.

A continuación, en la gráfica 49 se presenta los esfuerzos producidos en el terreno, así como el diagrama de los asentamiento debido a cargas de gravedad y de sismo en condición de servicio.





Gráfica 49: Esfuerzos en el terreno y desplazamiento de la platea para cargas de gravedad y de sismo en condición de servicio.

Resumiendo, los resultados obtenidos se tienen los esfuerzos y asentamientos máximos en la cimentación.

Con cargas de gravedad:

Esfuerzo máximo en el terreno = 1.60 Kg/cm²

Asentamiento máximo = 0.380 cm

Con sismo en la dirección X:

Esfuerzo máximo en el terreno = 3.20 Kg/cm²

Asentamiento máximo = 0.60 cm

Con sismo en la dirección Y:

Esfuerzo máximo en el terreno = 1.80 Kg/cm²

Asentamiento máximo = 0.40 cm

Por tanto, el esfuerzo máximo en el terreno alcanza el valor de 3.20 Kg/cm², por lo tanto, se considera que no se tendrá mayores complicaciones en la estructura, debido a que está por debajo del esfuerzo neto del terreno de 3.22 kg/cm².

1.6 Diafragma rígido y vigas del sistema de aislación

Debido al peligro de los desplazamientos diferenciales entre las columnas, muros de corte, etc. Del primer nivel del edificio, tanto en las direcciones perpendiculares o diagonales, se necesita una losa maciza con una rigidez apropiada.

De acuerdo a las luces de la estructura se requiere una losa de 20cm de peralte.

1.7 Diseño de losa de piso técnico:

- Metrados de cargas

- **Cargas Muertas (C.M.)**

Peso Propio: 0.20 m x 1m x 2.40 tn/m³ = 0.48 tn/m

Piso Terminado: 1m x 0.10 tn/m² = 0.10 tn/m

Tabiquería Rep.: 1m x 0.12 tn/m² = 0.12 tn/m

Total, Carga Muerta: 0.70 tn/m

- **Carga Viva (C.V.)**

Sobrecarga (s/c): 1m x 0.30 tn/m³ = 0.30 tn/m

Total, Carga Viva: 0.30 tn/m

- **Carga Última de rotura (W_u)**

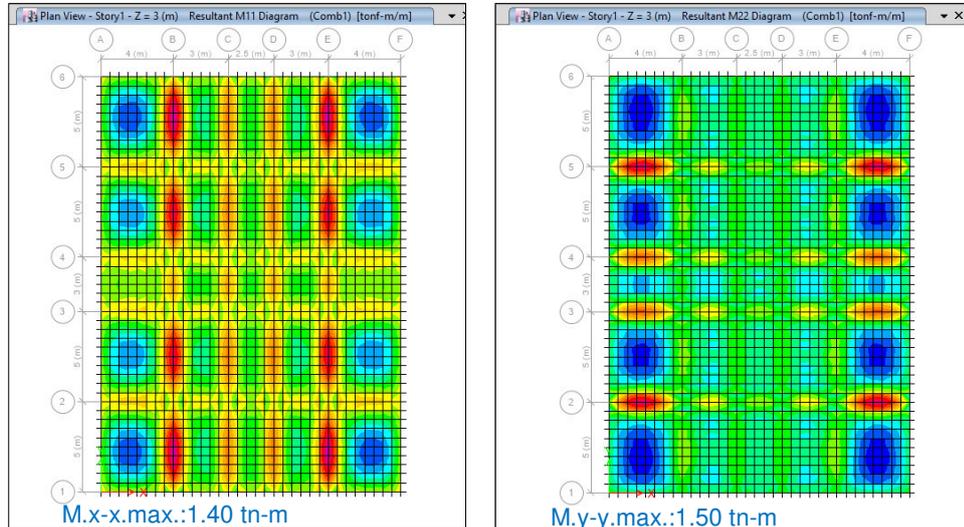
$W_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

$W_u = 1.4 (0.70) + 1.7 (0.30)$

$W_u = 1.49 \text{ tn/m}$

- **Análisis estructural**

Se ha modelado la losa del piso técnico mediante el programa Etabs e ingresado las cargas correspondientes, por lo que obtenemos el momento máximo de diseño.



Gráfica 50: Momentos máximos en losa de piso técnico

De la gráfica 50 de la losa del piso técnico se tienen los siguientes momentos máximos:

Dirección X-X :

Momento Positivo: 1.05 tn-m
 Momento Negativo: 1.39 tn-m

Dirección Y-Y :

Momento Positivo: 0.77 tn-m
 Momento Negativo: 1.50 tn-m

• **Diseño por flexión**

Para el momento positivo máximo = 1.05 tn-m

$$A_s = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 \text{ bd} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s, \text{min}} > A_s$; entonces tomamos:

$A_s \text{ Positivo} = 3.15 \text{ cm}^2$

Separación (s)

Usando $\varnothing 3/8''$:

$$S = (A_{\text{barra}} / A_{s, \text{calculado}}) \times 100$$

$S = 22.5 \text{ cm}$

Para el momento Negativo máximo = 1.50 tn-m

$$A_s = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s. \text{ min} = 0.0018 \text{ bd} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Como $A_s. \text{ min} > A_s$; entonces tomamos:

$A_s. \text{ Positivo} = 3.15 \text{ cm}^2$

Separación (s)

Usando $\varnothing 3/8$:

$$S = (A. \text{ barra} / A_s. \text{ calculado}) \times 100$$

$$S = 22.5 \text{ cm}$$

- **Verificación por corte**

Fuerza cortante actuante del análisis.

$$V_u = 1.42 \text{ tn}$$

Fuerza cortante que resiste el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 17.5 = 15.52 \text{ tn}$$

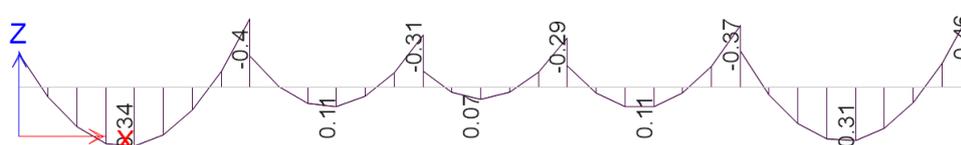
Por tanto: $V_c > V_u$ "Ok"

1.8 Diseño de vigas de piso técnico:

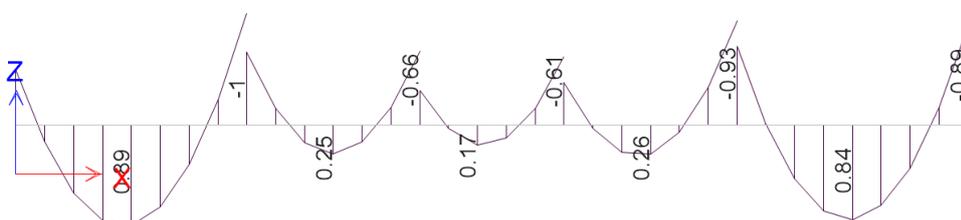
Las vigas se desempeñan como tensores de cimentación que permiten estabilizar los desplazamientos diferenciales y realizan el restringimiento de los giros en los elementos verticales que llegan a la interface.

Las vigas se diseñan para resistir las cargas de sismo, gravedad y las procedentes de la excentricidad de la carga axial en los aisladores, donde los momentos por sismo se determinan sin reducción efectiva, los momentos por excentricidad se obtienen con la capacidad de carga del aislador y el desplazamiento máximo creíble (el podio superior e inferior toman la mitad del momento) y por último los momentos provenientes debido a la carga de gravedad que se dan por el apoyo de la losa. Por tanto, estos momentos se dan en la misma dirección por lo que se tienen que sumar.

Además, con la finalidad de asegurar la ductilidad de los elementos, se determinó un cortante último en función de la capacidad por flexión. A manera de ejemplo, se realizará el diseño de la viga VG-1. En la figura, se muestra el diagrama de momentos por cargas de sismo y por carga e gravedad de la viga.



Gráfica 51: Diagrama De Momentos debido a las cargas de sismo.



Gráfica 52: Diagrama De Momentos debido a las cargas de servicio.

Para el diseño, además se consideró el momento que resulta de la capacidad máxima del aislador y su desplazamiento total máximo. El desplazamiento máximo del aislador es de 46 cm, Con una capacidad de 316 toneladas, el momento actuante resulta de 72.68 ton·m. Este se distribuirá en forma proporcional a las rigideces de columnas y vigas que concuerdan en el nudo de análisis.

Tabla 27: Momentos últimos usados para el diseño de las vigas de piso técnico

Carga Por Excentricidad - Carga axial (nudo) :	7.51	9.71	19.12	19.12	9.71	7.51
Carga De Sismo (apoyo) :	0.73	0.98	0.88	1.3	1.03	0.76
Cargas de gravedad (apoyo) :	2.4	2.62	3.23	3.1	3.14	2.44
Momento Positivo (Apoyo) :	10.64	13.31	23.23	23.52	13.88	10.71
Momento Negativo (Apoyo) :	8.24	10.69	20.00	20.42	10.74	8.27

Se procedió a colocar 3φ1" como acero corrido, lo cual se cubre tanto el momento positivo como el negativo.

Los estribos se colocaron en la zona de confinamiento (dos veces el peralte de la viga), y se utilizó estribos de 3/8" con espaciamientos de 5, 15 y 25 cm.

1.9 Diseño de podios:

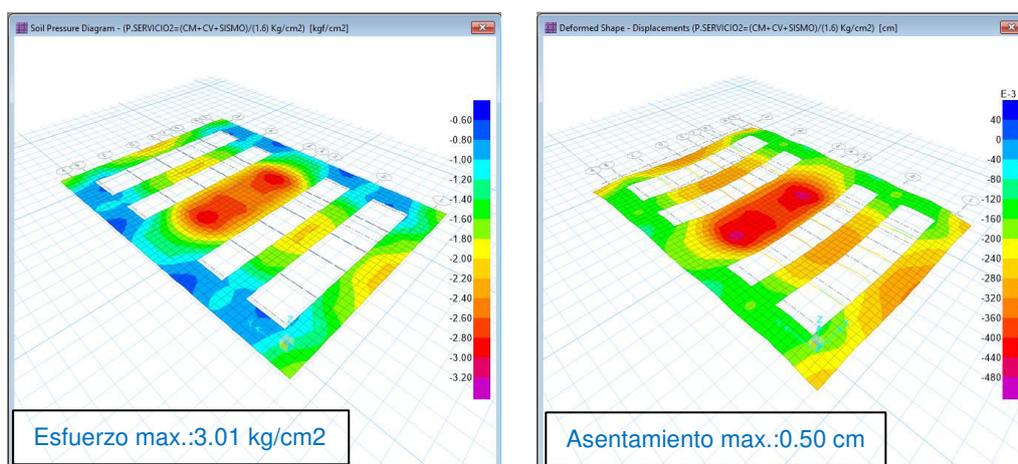
Los aisladores se colocan sobre podios de 1.60 metro de alto con el fin de lograr el acceso necesario, entre los aisladores y la losa del piso técnico hay 0.40 metros más de altura en las zonas por donde no están las vigas de conexión, esto garantiza que se pueda apoyar el edificio directamente sobre la zapata con gatas hidráulicas y reemplazar el aislador si fuese necesario.

Estos podios se dimensionan de acuerdo con la plancha de anclaje de los aisladores y se refuerzan con el acero necesario para resistir el momento por la excentricidad de carga y el momento en la base generada por la fuerza cortante en el aislador para el desplazamiento máximo; en este caso el momento total en la base es de 72.68 ton·m, lo cual, dado las grandes dimensiones del podio implican un refuerzo mínimo de acero del 1% de la sección transversal del podio, Lo cual se tiene 14 varillas de 1". El refuerzo por corte también es el apropiado.

1.10 Diseño de la cimentación

La cimentación de los aisladores debe ser diseñada para resistir la fuerza sísmica sin reducción y la carga de servicio de la edificación.

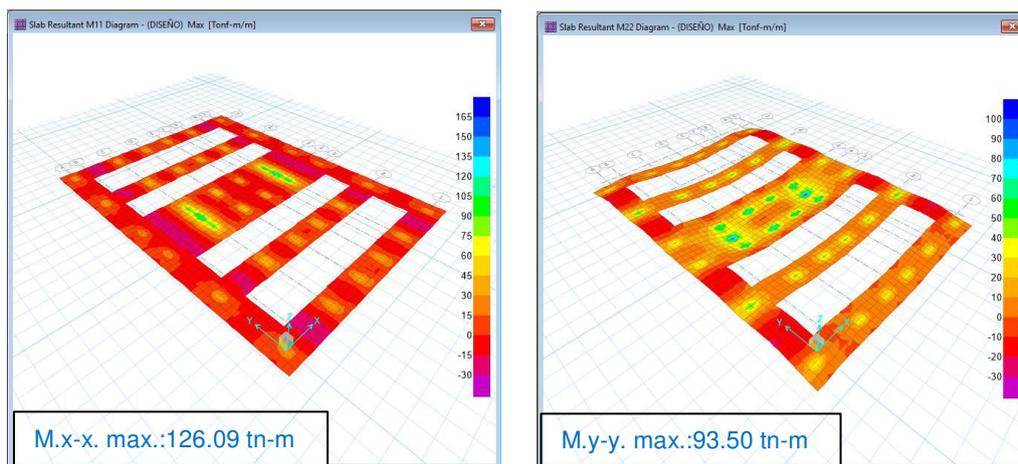
Los resultados obtenidos, en cuanto a los esfuerzos en el terreno, fueron:



Gráfica 53: Esfuerzos y asentamiento en el terreno de la cimentación debido a cargas últimas.

El esfuerzo en el terreno alcanza el valor de 3.01 Kg/cm^2 , consecuentemente se considera que no se tendrá mayores complicaciones en la estructura debido a que está por debajo del esfuerzo neto del terreno de 3.24 kg/cm^2 .

Para el diseño de la cimentación se obtuvieron los momentos de diseño siguientes:



Gráfica 54: Momentos máximos de diseño en el terreno de la cimentación.

Se puede apreciar en la gráfica 54, que el momento máximo se produce en el área donde está ubicada los muros de corte del ascensor y escalera, se decidió colocar un refuerzo de $1'' @ 20\text{cm}$ en todo el área del cimiento el cual ofrece un momento resistente de 55.80 tn-m , dicho refuerzo es suficiente para soportar los momentos actuantes en toda la cimentación excepto el área de donde están ubicados los muros de corte; en estas áreas críticas se colocó además bastones de $1'' @ 15.00 \text{ cm}$ que generan un momento calculado de 73.02 tn-m , alcanzando un momento total calculado de 128.82 tn-m , superior al momento actuante máximo de la cimentación de 126.09 tn-m .

El procedimiento para calcular el diámetro del aislador a usarse para la edificación en cuestión es el siguiente:

1.11 Diseño del aislador

Para el diseño de los aisladores se tomó como base la norma ASCE 07-10 indicada en el acápite 2.5.1, para dimensionar los aisladores se usó del sismo máximo posible (SM) con un mínimo del 10 % de probabilidad de ser excedida en un periodo de 100 años (periodo de retorno 1000 años), se obtuvo que los valores S_s para periodos cortos (0.2 seg) es de 1.012 g, y S_1 para periodos de un 1 seg (0.336 seg) es de 0.336.

Para obtener los valores de F_a y F_v (Coeficientes de sitio) recurrimos a las tablas 4 y 5, para obtener los valores $F_a=0.90$ e interpolando $F_v=2.65$, con el uso de las ecuaciones 1 y 2 obtenemos la aceleración del sismo máximo considerado para periodos cortos S_{MS} y para periodo de 1 seg S_{M1} .

$$S_{MS} = F_a * S_s = 0.90 \times 1.013 = 0.911$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 = 2.65 \times 0.336 = 0.893$$

- Procedimiento para el dimensionamiento de los aisladores

Se inicia con el Cálculo del desplazamiento máximo y desplazamiento máximo total.

• Desplazamiento de diseño (D_D)

Usando la ecuación 5 :

$$D_D = \frac{(g+4\pi^2) * S_{D1} * T_D}{\beta_D}$$

De la tabla 7 obtenida del ASCE que relaciona el amortiguamiento efectivo para el máximo desplazamiento de del sistema de aislación obtenemos el valor de $\beta_M = 1.5$ que corresponde aun amortiguamiento del 20 % calos que se relaciona con las estructuras con aisladores.

Se espera que la edificación aislada alcance periodos de 3 veces el obtenido con la edificación empotrada, y se parte de este valor para continuar con el cálculo de las dimensiones del aislador.

$$T = 1.15 \text{ s}$$

$$T_D = 3 \times 1.15 = 3.45 \text{ s}$$

$$D_D = 340.23 \text{ mm}$$

Del mismo modo obtenemos

$$D_D = 340.23 \text{ mm}$$

- **Desplazamiento total de diseño (DTM)**

Bajo la consideración de usar de aumentar el 10 del desplazamiento por efectos de torsión y usando la ecuación 9:

$$D_{TD} = D_{TD} = 1.1 * D_D \quad \text{ó} \quad D_D * \left(1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2}\right)$$

Donde b y d con las dimensiones en planta la edificación, pero en milímetros:

$$D_{TD} = 340.23 \text{ mm} \times 1.1 = 374.25 \text{ mm}$$

$$b = 16\,800 \text{ mm}$$

$$d = 23\,300 \text{ mm}$$

$$e = 0.05 * 23\,300 = 1\,165 \text{ mm}$$

$$y = 23\,300 / 2 = 11\,650 \text{ mm}$$

$$D_{TD} = 407.38 \text{ mm (empleamos este valor por ser más crítico)}$$

- **Dimensionamiento de los aisladores (Di):**

Para dimensionar los aisladores partimos del desplazamiento total de diseño de los aisladores y la capacidad de carga máxima con un factor de recomendación de 1.5 tomamos el mayor valor del obtenido de las ecuaciones 64 y 65.

$$D_i = 1.5 * D_{TD}$$

Ecuación 64: Diámetro del aislador I.

$$\text{Área del Aislador} = \frac{\pi * D_i^2}{4} = \frac{P.\max}{\sigma.\max\text{ perm}} \text{ despejando el diámetro :}$$

$$D_i = \sqrt{\frac{4}{\pi} * \frac{P.\max}{\sigma.\max\text{ perm}}}$$

Ecuación 65: Diámetro del aislador II.

Se supuso que la carga sísmica equivale al 30 % de la carga muerta con el uso de la combinación 1.25 CM + 1.25 CV, por lo tanto, la combinación a usarse sería la siguiente 1.55 CM + 1.25 CV

Reemplazando en las formulas:

$$D_i = 1.5 * 407.38 = 611.17 \text{ mm}$$

$$CM = 5294.49 \text{ Kg.}$$

$$CV = 1140.46 \text{ Kg.}$$

$$P_u \text{ máx.} = 5294.49 * 1.55 + 1140.46 * 1.25 = 9632.03 \text{ Kg.}$$

Como se menciona en el marco teórico el esfuerzo axial permisible está especificado por el fabricante, se toma como valor referencial 815 ton/m², cuando se seleccione el diámetro del aislador se corroborará este valor.

$$D_i = \sqrt{\frac{4}{\pi} * \frac{9632.03/38}{815}} = 629.28 \text{ mm}$$

Empleamos este valor por ser más crítico

El diámetro comercial de aislador correspondiente a los valores obtenidos es el de 650 pero al ser modelado en el software ETABS se obtuvo un periodo mayor al recomendado por la norma chilena por lo

cual se optó por considerar un diámetro comercial inmediato superior que es el de 700 mm. que propicia periodos más conservadores.

• **Cálculo del diámetro de núcleo de plomo y altura del aislador**

Con las carga de servicio que recibe cada aislador (W), se verifica que la relación Qd/W se encuentre en el rango de 3% a 10 %; debido a que se usaran 38 aisladores, $W = (5402.58 + 1140.46 + 0.25)/38 = 146.83 \text{ Tn}$.

-El diámetro del núcleo de plomo se calcula como:

$$D_l = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot X^* \cdot \frac{1.10Q_d}{\sigma_y}}$$

Ecuación 66: Diámetro del núcleo de plomo del LRB.

Se considera que:

- El esfuerzo axial permisible en el núcleo de plomo (σ_y) es de 1200 Ton/m².
- La fuerza de fluencia (F_y) es 10% mayor que la fuerza histerética.
- La altura del aislador se sugiere entre 1.5 a 2 veces el desplazamiento máximo

$$K_d = \frac{\pi}{4} * \frac{D_i^2 - D_l^2}{H_l} * G$$

Ecuación 67: Rigidez secundaria del aislador.

Estimamos el módulo de corte (G) como: 54.5 Ton/ m², entonces:

$$K_d = \frac{\pi}{4} * \frac{\left(\frac{629.28}{1000}\right)^2 - \left(\frac{78.00}{1000}\right)^2}{\frac{306.07}{1000}} * 54.5$$

$$K_d = 54.53 \text{ Ton/ m}$$

• **Cálculo de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo (K_{eff}, β_{eff})**

$$K_{\text{eff}} = \frac{Q_d}{D_{TM}} + k_d$$

Ecuación 68: Rigidez efectiva del aislador.

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{4Q_d(D_{TM}-F_y)/(10 K_d)}{2\pi * k_{\text{eff}} * D_{TM}^2}$$

Ecuación 69: Amortiguamiento efectiva del aislador.

$K_{\text{eff}}=70.66 \text{ Ton/ m}$

$\beta_{\text{eff}}= 0.092$

Tabla 28: Propiedades de aisladores para cada valor de Qd/W

Qd/W	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%
Qd	4.40	5.87	7.34	8.81	10.28	11.75	13.21
Fy	4.85	6.46	8.08	9.69	11.31	12.92	14.54
DI(plomo)(mm)	78	90	100	110	119	127	135
H (mm)	272	272	272	272	272	272	272
kd(ton/ m2)	76.27	75.96	75.64	75.32	75.00	74.69	74.37
Keff(ton/ m2)	85.87	88.75	91.63	94.51	97.39	100.27	103.15
Beff	0.079	0.101	0.122	0.141	0.159	0.175	0.191

De acuerdo al cálculo, la altura mínima del aislador sería de 27.2 cm, sin embargo, con fines de diseño y para aumentar la flexibilidad del sistema, se escogió aisladores de 30 cm. Así también, Se emplearán en el modelo los parámetros relacionados a Qd/W = 3% con el mismo fin de reducir Keff. Las propiedades del aislador de 30 cm de alto se muestran en la tabla 29:

Tabla 29: Propiedades de aisladores para cada valor de Qd/W, con H= 300 mm

Qd/W	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%
Qd	4.40	5.87	7.34	8.81	10.28	11.75	13.21
Fy	4.85	6.46	8.08	9.69	11.31	12.92	14.54
DI(plomo)(mm)	78	90	100	110	119	127	135
H (mm)	300	300	300	300	300	300	300
kd(ton/ m2)	55.64	55.35	55.06	54.77	54.49	54.20	53.91
Keff(ton/ m2)	66.45	69.77	73.08	76.40	79.72	83.03	86.35
Beff	0.101	0.128	0.151	0.172	0.191	0.208	0.223

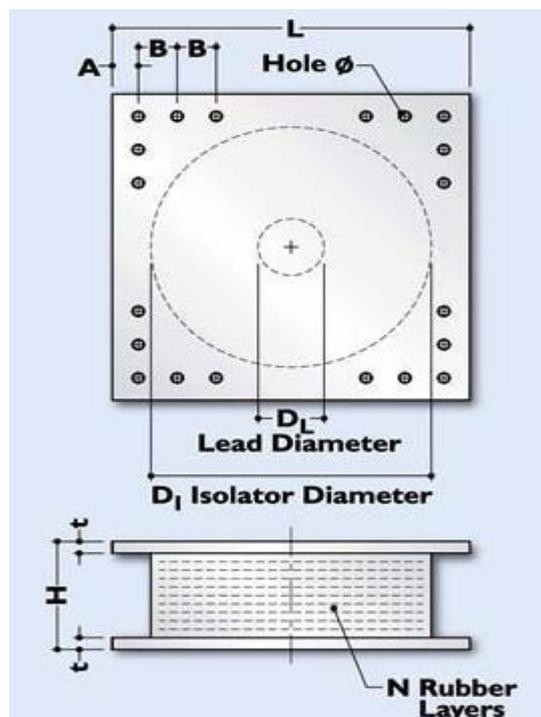
Manteniendo el objetivo de maximizar la flexibilidad del sistema de aislación, escogemos el aislador de 700 mm, con una altura de 30 cm. La capacidad de carga axial que corresponde a este diámetro es de 3100 kN, equivalente a 316.00 Tn, calculando el esfuerzo axial permisible con una área de aislador igual a 0.38m2, obtenemos un valor de $\sigma_{\text{max perm}}$

= 821.12 Tn/ m², al calcular el dimensionamiento del aislador resulta $D_i = 632.40$, valor que no altera la selección de diámetro de aislador ya que se realiza la aproximación al diámetro comercial.

Tabla 30: Resumen de propiedades del aislador

D_i (m)	0.70	m
H_i (m)	0.30	m
F_y	4.85	Tn
K_d	55.63	Tn/ m
K_e	556.37	Tn/ m
K_d/k_e	0.10	
K_{eff}	66.45	Tn/ m
β_{eff}	0.10	
P_n	316.00	Tn
K_v	81549.44	Tn

Los aisladores poseen una placa de soporte como muestra en la gráfica 55, adicionalmente mostramos las características de que posee el aislador y que corresponden al diámetro de 700 mm, obtenidas del catálogo del fabricante (anexo 4) resumidas en la tabla a continuación.



Gráfica 55: Configuración en planta de los LRB

Fuente: Catálogo de proveedor Dynamic Isolation Systems

Tabla 31: Dimensiones de la placa de soporte

Longitud (L):	750	mm
Espesor (t):	32	mm
Cantidad Orif.	8	und
Orificio Ø	33	mm
A	65	mm
B	75	mm

Fuente: Catalogo de proveedor: Dynamic Isolation Systems

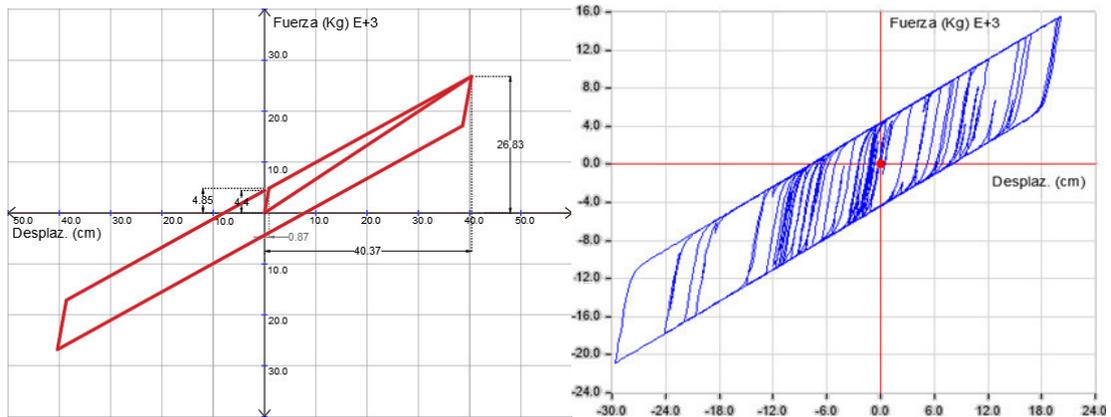
El uso del elastómero del centro de plomo le otorga al mecanismo un aporte histerético importante. Este comportamiento histerético se traza en la aproximación bilineal:



Gráfica 56: Aproximación bilineal de un comportamiento histerético del LRB.

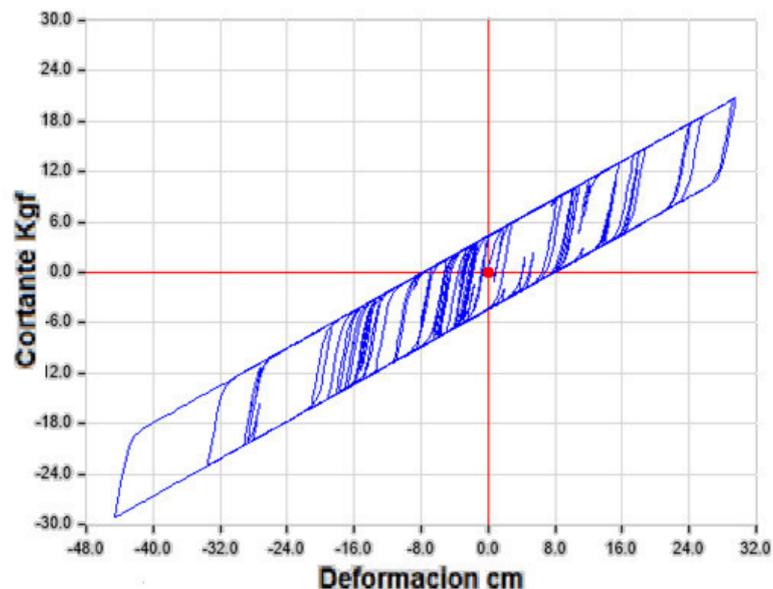
Fuente: Catalogo de proveedor: Dynamic Isolation Systems

La gráfica muestra el ciclo fuerza-desplazamiento en ella se puede reflejar las características del sistema de aisladores con núcleo de plomo, muestra el comportamiento no lineal de la fuerza versus la deformación, contiene parámetros muy importantes como la rigidez efectiva (K_{eff}), la rigidez inicial (K_e), la rigidez secundaria (K_d) y desplazamiento máximo (D). Usando los datos del aislador que se plantea usar en la edificación obtenemos su lazo histerético como se aprecia en la parte izquierda de la siguiente gráfica, además usando el software de diseño obtenemos el lazo histerético producto del análisis dinámico tiempo historia realizado a la edificación aislada:



Gráfica 57: Lazo Histerético de diseño del LRB

Se aprecia que los valores obtenidos del análisis (lado derecho de la gráfica 57) se encuentran dentro del rango que alcanza el lazo calculado con los valores de diseño del aislador, a modo de comprobación se usando el software ETABS se obtuvo en lazo histerético para un sismo con un periodo de retorno de 2000 años como se muestra en la gráfica 58, y se estima que tendría un comportamiento aceptable, con un pico ligeramente superior al que abarca el lazo calculado (lado izquierdo de la gráfica 57)



Gráfica 58: Lazo histerético para un sismo esperado de 2000 años de retorno

CAPÍTULO VI. DE RESULTADOS Y COMPARACIÓN ECONÓMICA.

1.12 Participación modal

El periodo de la estructura aislada es de 3.132 seg, mientras que en de la estructura empotrada es de 0.785 seg. Los aisladores muestran una ventaja al permitir aumentar el periodo de vibración de la estructura ya que superado el periodo de 1 seg. (Para la zona 4 en la NTP E-0.30) el espectro de aceleración sufre una caída y consecuencia mientras más se incremente el periodo de la estructura, la aceleración y las fuerzas de diseño serán menores.

Es de suponer que frente al aumento del periodo el desplazamiento se incrementará de igual manera, pero al existir el sistema de aislación, este se producirá a nivel de dicho sistema, suposición que se corrobora analizando la participación del primer modo de vibración, que concentra el desplazamiento del nivel de aislación, y pudiéndose apreciar también los mínimos desplazamientos relativos de los entrepisos.

Tabla 32: Comparación de Periodos

Edificación Empotrada		Edificación Aislada	
MODO	Periodo T (seg)	MODO	Periodo T (seg)
1 (Longitudinal)	0.785	1 (Longitudinal)	3.132
2 (Transversal)	0.782	2 (Transversal)	3.130
3 (Torsional)	0.556	3 (Torsional)	2.700

1.13 Cortante basal

a) Para la edificación empotrada

Mediante el uso del software ETABS se obtuvieron los valores de cortante basal como se muestra a continuación

Tabla 33: Cortante basal de la edificación empotrada

Entrepiso	Tipo de Análisis	Location	Vx tonf	Vy tonf
STORY 1	Estático	Bottom	1166.37	1166.37
STORY 1	Dinámico Espectral	Bottom	864.88	858.13

El cortante dinámico en la base es de 864.88 Tn en la dirección X-X que representa el 74.15% del cortante estático, en la dirección Y-Y El cortante dinámico en la base es de 858.13 Tn, que representa el 73.57 % del cortante estático, por lo tanto, **no cumplen** con lo exigido en la NTP E 030.

- Cortante en la base - amplificado.

Se establece en la norma que el cortante dinámico debe ser al menos el 80 % del estático, obteniendo los siguientes resultados y corregidos.

Tabla 34: Cortante basal afectado por el factor de corrección

Entrepiso	Tipo de análisis	Location	V tonf
STORY 1	Dinámico Espectral eje X	Bottom	933.12
STORY 1	Dinámico Espectral eje Y	Bottom	933.13

El factor de amplificación es de 1.0789, lo que genera un cortante dinámico final en la base de 933.12 Tn. en la dirección X-X, que representa el 80.00% del cortante estático, en la dirección Y-Y El factor de amplificación es de 1.0874, lo que genera un cortante dinámico final en la base de 933.12 Tn, que representa el 80.00% del cortante estático, Tal como lo exige la NTP E 030.

b) Modelo aislado

Los cortantes del modelo aislados obtenidos del software se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 35: Cortante basal de la edificación aislada (R=1)

Entrepiso	Tipo de Análisis	Location	Cortantes Eje X-X (Tn)	Cortantes Eje Y-Y (Tn)
Story1	Tiempo Historia	Bottom	660.18	662.11
Piso Técnico	Tiempo Historia	Bottom	704.08	703.58

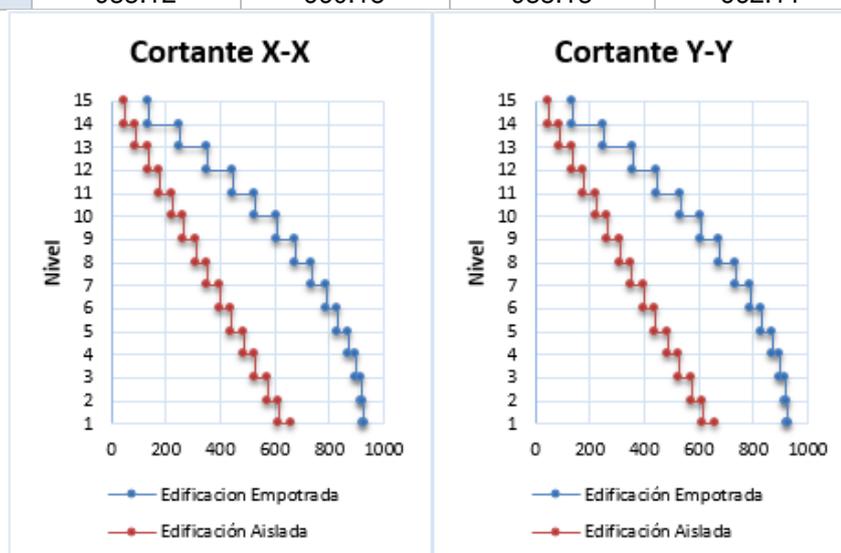
Los cortantes se ven reducidos en 25% aproximadamente, la reducción se debe en gran medida al menor peso de la edificación ya que tienen una relación directamente proporcional; es de esperarse una disminución mayor, debido a que se están usando aisladores, pero cabe

resaltar que el factor de reducción usado es $R=1$ es decir no se altera los resultados obtenidos, la normativa actual recomienda el uso de un factor R entre 1 y 2, al usarse el extremo superior (2) se alcanzaría menores cortantes.

De manera general, la siguiente tabla muestra los cortantes en los entresijos en los casos mencionados anteriormente.

Tabla 36: Resumen de cortantes por entresijo

Entresijo	Cortantes Eje X-X (Tn)		Cortantes Eje Y-Y (Tn)	
	Edificación Empotrada	Edificación Aislada	Edificación Empotrada	Edificación Aislada
Story15	135.16	47.32	137.45	47.46
Story14	250.10	91.10	253.51	91.36
Story13	353.45	134.87	357.24	135.27
Story12	446.95	178.65	450.82	179.17
Story11	531.53	222.42	535.34	223.07
Story10	607.72	266.20	611.39	266.98
Story9	675.84	309.97	679.26	310.88
Story8	736.04	353.75	739.09	354.79
Story7	788.35	397.52	790.87	398.69
Story6	832.67	441.30	834.56	442.59
Story5	868.88	485.08	870.09	486.5
Story4	896.84	528.85	897.45	530.4
Story3	916.55	572.63	916.73	574.3
Story2	928.33	616.40	928.33	618.21
Story1	933.12	660.18	933.13	662.11



1.14 Distorsiones de los modelos

Las derivas a continuación representan las calculadas en la dirección en la que se asigna el sismo de diseño, las perpendiculares se han omitido ya que no representan valores significativos.

Tabla 37: Comparación de Distorsiones– Dirección X-X

Edificación Empotrada		Edificación Aislada	
Entrepiso	Deriva (cm)	Entrepiso	Deriva (cm)
Story15	0.0040	Story15	0.0011
Story14	0.0043	Story14	0.0012
Story13	0.0047	Story13	0.0013
Story12	0.0051	Story12	0.0013
Story11	0.0055	Story11	0.0014
Story10	0.0058	Story10	0.0015
Story9	0.0061	Story9	0.0016
Story8	0.0063	Story8	0.0017
Story7	0.0064	Story7	0.0018
Story6	0.0063	Story6	0.0018
Story5	0.0061	Story5	0.0019
Story4	0.0056	Story4	0.0019
Story3	0.0048	Story3	0.0019
Story2	0.0036	Story2	0.0018
Story1	0.0017	Story1	0.0016
Max:	0.0064	Max:	0.0019

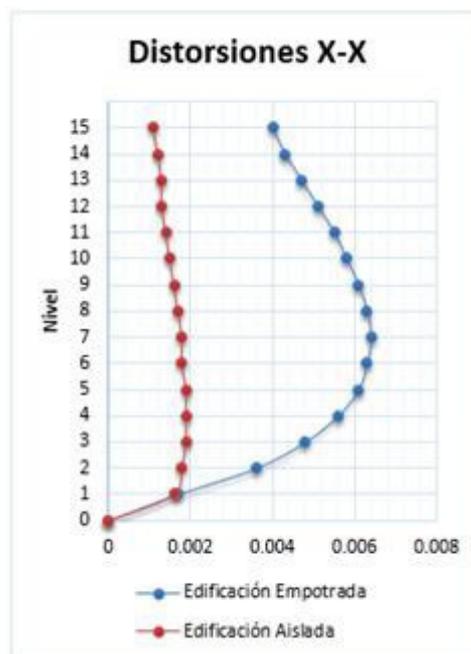
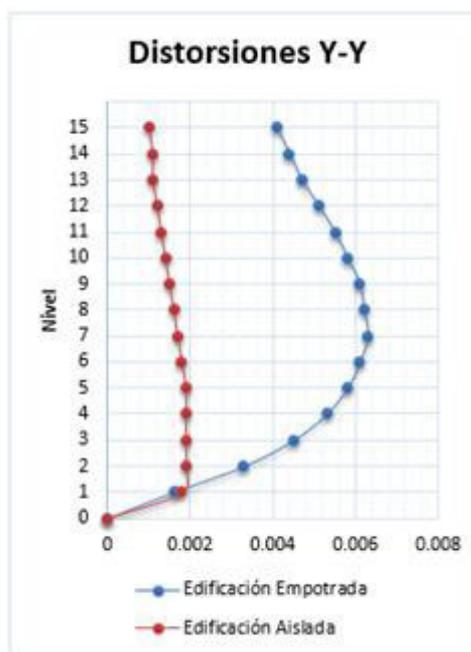


Tabla 38: Comparación de Distorsiones– Dirección Y-Y

Edificación Empotrada		Edificación Aislada	
Entrepiso	Deriva (cm)	Entrepiso	Deriva (cm)
Story15	0.0041	Story15	0.0010
Story14	0.0044	Story14	0.0011
Story13	0.0047	Story13	0.0011
Story12	0.0051	Story12	0.0012
Story11	0.0055	Story11	0.0013
Story10	0.0058	Story10	0.0014
Story9	0.0061	Story9	0.0015
Story8	0.0062	Story8	0.0016
Story7	0.0063	Story7	0.0017
Story6	0.0061	Story6	0.0018
Story5	0.0058	Story5	0.0019
Story4	0.0053	Story4	0.0019
Story3	0.0045	Story3	0.0019
Story2	0.0033	Story2	0.0019
Story1	0.0016	Story1	0.0018
Max:	0.0063	Max:	0.0019



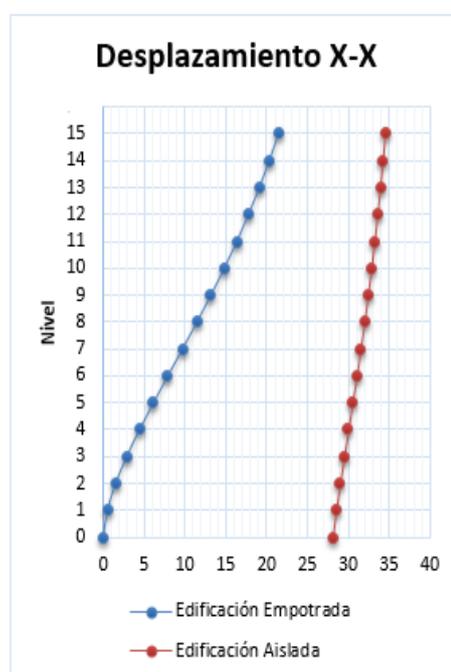
Es claro que las derivas en la superestructura del sistema aislado son menores en comparación del sistema que no lo está, con valores máximos de 0.0064 y 0.0063 respectivamente, y 0.0019 para la aislada sísmicamente; además en un promedio la reducción en las derivas es de 65.44 % en la dirección x-x y en 64.31 % en la dirección Y-Y.

Es evidente el mejor desempeño de la edificación aislada en comparación con la empotrada, siendo una garantía de protección para la edificación, equipamiento y ocupantes.

1.15 Desplazamientos máximos

Esta variable juega un papel muy importante al momento de diseñar sistemas con aisladores, porque al desacoplar la estructura del suelo se espera un gran desplazamiento en el nivel en que se encuentran estos, aun así, en los entrepisos siguientes el desplazamiento se ve reducido en comparación a la edificación empotrada de la siguiente manera:

Tabla 39: Desplazamientos – Dirección X-X



Edificación Empotrada		Edificación Aislada	
Entrepiso	Max. Des. (cm)	Entrepiso	Max. Des. (cm)
Story15	21.42	Story15	34.53
Story14	20.29	Story14	34.23
Story13	19.07	Story13	33.91
Story12	17.75	Story12	33.57
Story11	16.33	Story11	33.21
Story10	14.79	Story10	32.82
Story9	13.15	Story9	32.41
Story8	11.44	Story8	31.97
Story7	9.67	Story7	31.50
Story6	7.88	Story6	31.01

Story5	6.11	Story5	30.50
Story4	4.41	Story4	29.98
Story3	2.84	Story3	29.46
Story2	1.49	Story2	28.95
Story1	0.49	Story1	28.47
Piso Técnico	0.00	Piso Técnico	28.03

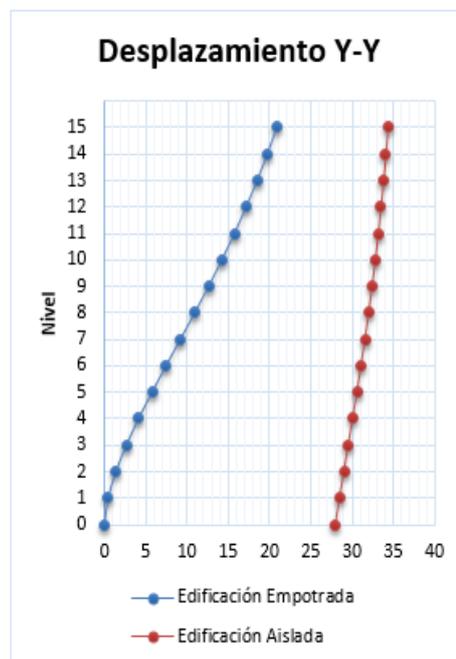


Tabla 40: Desplazamientos – Dirección Y-Y

Edificación Empotrada		Edificación Aislada	
Entrepiso	Max. Des. (cm)	Entrepiso	Max. Des. (cm)
Story15	20.94	Story15	34.34
Story14	19.79	Story14	34.07
Story13	18.56	Story13	33.79
Story12	17.23	Story12	33.49
Story11	15.80	Story11	33.16
Story10	14.27	Story10	32.80
Story9	12.65	Story9	32.41
Story8	10.96	Story8	32.00
Story7	9.22	Story7	31.55
Story6	7.47	Story6	31.08
Story5	5.75	Story5	30.59
Story4	4.11	Story4	30.08
Story3	2.63	Story3	29.55
Story2	1.37	Story2	29.03
Story1	0.44	Story1	28.51
Piso Técnico	0.00	Piso Técnico	28.02

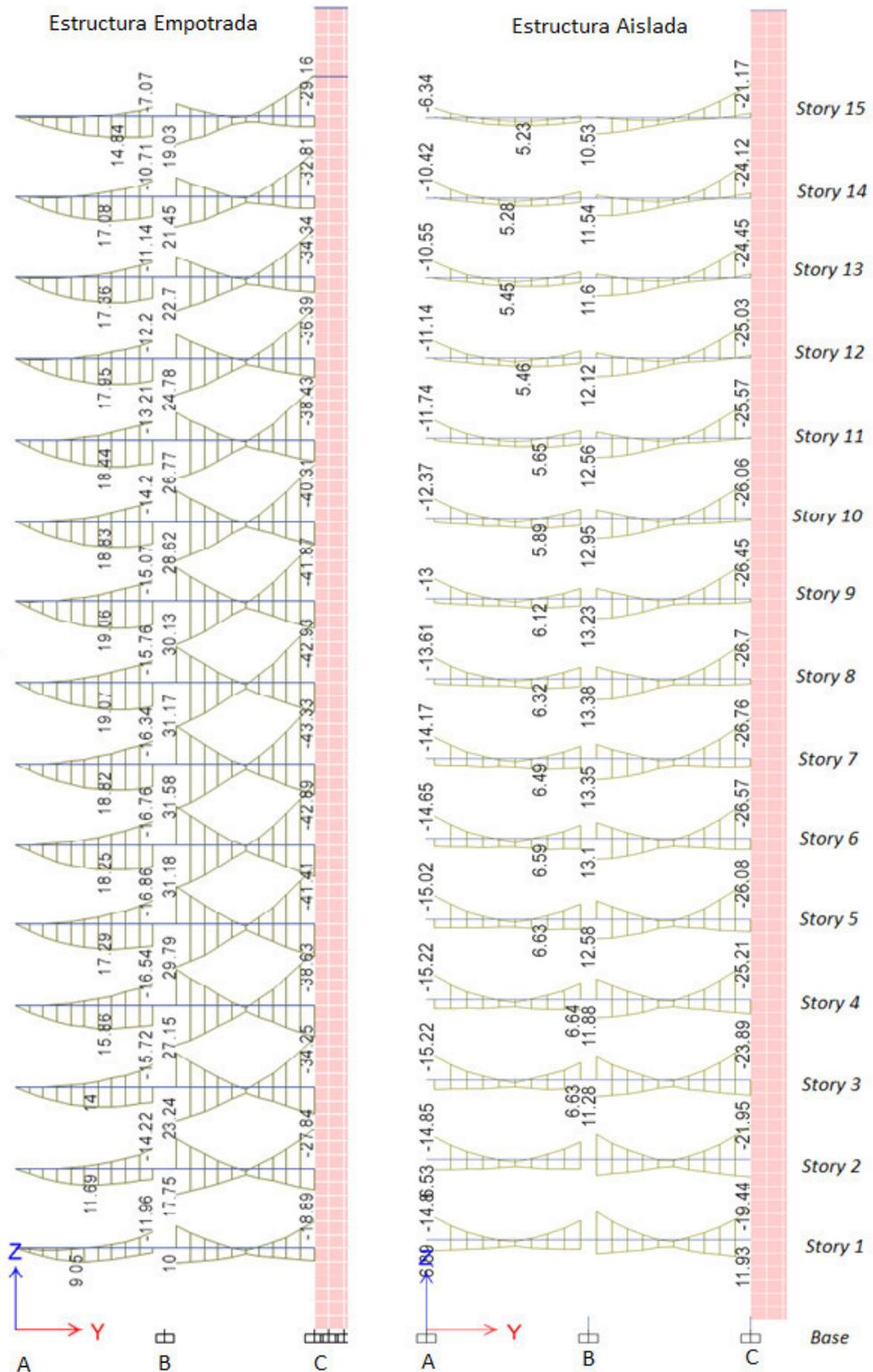
De las tablas anteriores se puede apreciar que el desplazamiento total en ambas direcciones resulta mayor para la estructura aislada, pero centrandó nuestra atención en el mayor desplazamiento, este se da en nivel de aislación con 28.03 y 28.02 para eje X e Y, aumenta hasta llegar a 34.53 y 34.34, tan solo aumenta alrededor de 6 cm en 15 niveles, asegurando un movimiento en bloque de la superestructura; muy distinto es el comportamiento de la edificación empotrada, cuyo desplazamiento

pasa de 0 a 20.94 y 21.42 generando mayores esfuerzos internos a causa de la deformación de los elementos estructurales.

1.16 Cargas en las estructuras

a) Elementos horizontales

Para realizar la comparación de cargas horizontales se usaron las gráficas de momento flector obtenidas del programa ETABS, consideraremos el pórtico 2 interior en el eje Y-Y a modo de ejemplo.

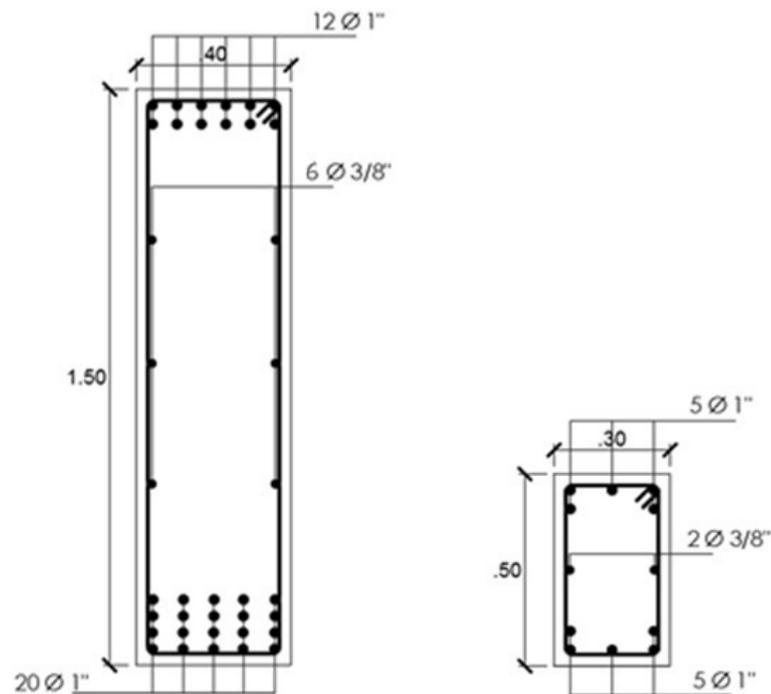


Gráfica 59: Diagrama de momento flector pórico 2

Es de notar que, en los extremos de la gráfica 59 obtenida del modelo empotrado, no se desarrolla momento, los muros de corte usados tienen 30 cm de espesor y no permiten un adecuado anclaje, comportándose como rotula. Es claro el cambio en la concentración de momentos en

ambas gráficas, en un primer caso, en la edificación empotrada están repartidos de manera casi uniforme en toda la edificación y estos tienen valores ciertamente superiores a los que se muestran en la gráfica obtenidas de la edificación aislada, en la cual los valores de momento flector son menores del piso 1 al 15 permitiendo diseñar elementos de menor sección.

La sección de las vigas en la parte inferior de la estructura aislada es de 0.50 m de peralte por 0.30 m de ancho y soportan menos esfuerzos en comparación con las vigas de cimentación de la estructura empotrada que son de 1.50 m por 0.40 m; en consecuencia, tienen menor sección como se observa en la gráfica que representa la sección más cargada en ambos casos.



Gráfica 60: Refuerzos de viga de aislación - viga de cimentación

Este efecto es causado por que los grandes muros de corte de la edificación empotrada soportan casi todas las fuerzas sísmicas y las transmiten a la cimentación, por el contrario, la edificación aislada está compuesta tan solo por columnas de 30 x 50 cm y se distribuyen mejor

las cargas; y en este no se presenta las características que producían el comportamiento de apoyo simple en las vigas.

b) Elementos verticales

Para realizar la comparación entre las cargas soportadas por los elementos verticales las siguientes tablas organizan, la Carga axial, el Cortante y el Momento para la columna C1 ubicada en la intersección de los ejes B y 2 , para las combinaciones de carga factoradas, conforme, mencionadas en el inciso 4.4 (Análisis Sísmico).

Tabla 41: Cargas en elementos verticales – Columna C1 en el modelo empotrado

EMPOTRADO			
Combinación	Axial (Ton)	Cortante (Ton)	Momento (Ton .m)
1.4 CM + 1.7 CV	234.99	0.79	0.65
1.25(CM+CV)+CS	154.02	1.97	2.84
1.25(CM+CV)+CS	155.38	4.8	9.35
0.90 CM + CS	67.01	1.93	2.8
0.90 CM + CS	68.37	4.48	9.09

Tabla 42: Cargas en elementos verticales – Columna C1 en el modelo aislado

AISLADO			
Combinación	Axial (Ton)	Cortante (Ton)	Momento (Ton .m)
1.4 CM + 1.7 CV	217.56	1.31	2.02
1.25(CM+CV)+CS	117.19	19.81	28.77
1.25(CM+CV)+CS	117.19	19.81	28.77
0.90 CM + CS	37.32	20.19	29.37
0.90 CM + CS	37.32	20.19	29.37

Las cargas de diseño de las columnas del modelo aislado son menores a las del modelo empotrado, dado que la edificación aislada consta de los muros de corte de la escalera y la caja del ascensor, que aun absorben la mayor cantidad de cortante, el que además se ha visto reducido por el uso de aisladores.

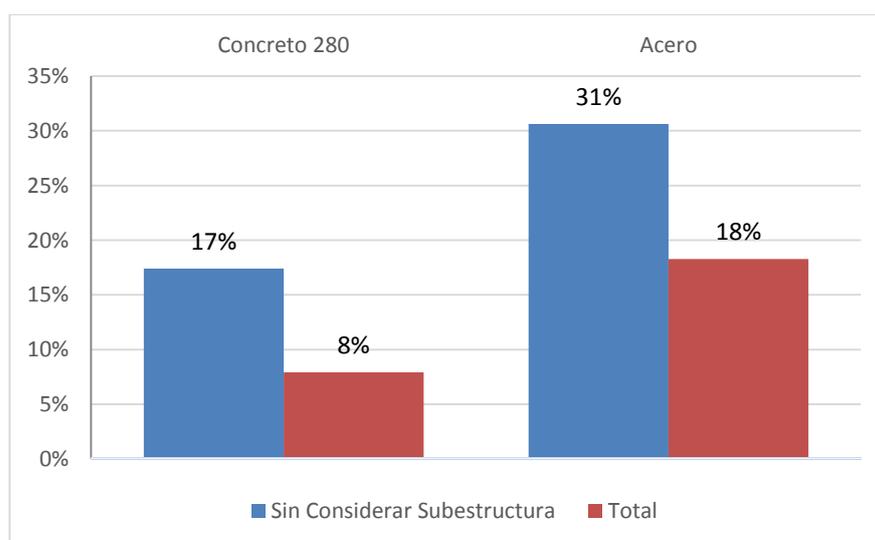
Además, solo al comparar las secciones de los elementos de las diferentes edificaciones, queda claro que al usar aisladores disminuyen las cargas.

Otra manera práctica de contrastar ambas edificaciones es haciendo un metrado comparativo de los materiales usados para la construcción de la estructura (concreto y acero), solo se ha tenido en cuenta los elementos que cambian, excluyendo las losas y escaleras que en ambos casos son equivalentes, resumiendo los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 43: Comparación de metrados entre estructura original y aislada

Elementos	Concreto f'c 280 (m3)		Concreto f'c 210 (m3)		Concreto f'c 175 (m3)		Acero f'y= 4200 (ton)	
	Emp.	Aislada	Emp.	Aislada	Emp.	Aislada	Emp.	Aislada
Losa de cimentación	277.50	316.06	----	----	----	----	16.51	28.22
Vigas de cimentación	88.78	----	----	----	----	----	21.95	----
Podios	----	60.40	----	----	----	----	----	9.80
Vigas de conexión de podios	----	56.45	----	----	----	----	----	6.22
Vigas de piso técnico	----	27.72	----	----	----	----	----	7.61
Losa de piso técnico	----	65.50	----	----	----	----	----	2.78
Sobrecimiento	----	----	----	----	43.46	----	2.25	----
Muro de contención	----	----	----	100.68	----	----	----	7.45
Placas y columnas	710.53	364.53	----	----	----	----	103.36	45.88
Columnetas			105.11	105.11	----	----	13.11	13.11
Vigas	648.00	648.00	----	----	----	----	100.53	86.52
Losa aligerada	630.39	630.39		----	----	----	14.66	14.66
Escalera	----	----	53.60	51.87	----	----	1.92	1.90
SUMA	2,355.19	2,169.04	158.70	257.66	43.46	0.00	274.27	224.14

A partir de la que se construyen las siguientes comparaciones:



Gráfica 61: Reducción porcentual entre los diseños

La primera barra indica que la reducción de concreto de 280 kg/cm² es 17% respecto a la edificación original si solo consideramos la superestructura; es posible decir que es una reducción considerable pero, se torna en un 8 % al considerar el total de concreto en la edificación, por el hecho de ser diseñada para los máximos la cimentación de la edificación aislada resulta mucho más costosa, teniendo en cuenta también el hecho de la inserción de un “piso técnico” adicional que forma parte del sistema de aislación.

El segundo par de barras indica la cantidad de acero reducida en comparación a la edificación original, siendo un 31% sin considerar la subestructura, pero disminuyendo a 18 % en el total, en este caso es más apreciable la reducción de metrados, los esfuerzos internos de la estructura resultan menores y se aprecia en la menor cantidad de acero usada en el proyecto.

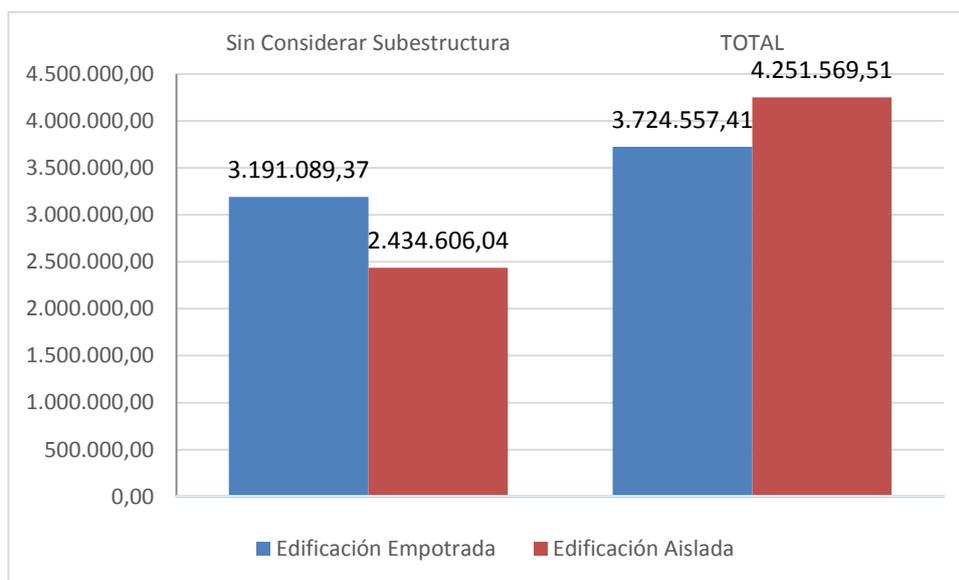
La comparación que no considera la sub estructura está realizada para el concreto de 280 Kg/cm², ya que los elementos estructurales más importantes están proyectados con esta resistencia a la compresión, además que elementos como escaleras y losas aligeradas de concreto 210 kg/cm² en ambas edificaciones tienen metrados equivalentes.

1.17 Comparación económica

Como complemento a la investigación y para hacer hincapié en la necesidad de introducir nuevas tecnologías de protección a las edificaciones comunes, es necesaria una comparación económica, que de manera práctica pueden dar una idea de lo viable que es esta tecnología en comparación a los métodos constructivos tradicionales, más aun, es uno de los principales indicadores a tener en cuenta antes de iniciar un proyecto.

Mediante la elaboración de presupuestos para ambas edificaciones usando como base los rendimientos y los análisis de precios unitarios

que brinda CAPECO (Cámara Peruana de la Construcción), considerando los precios de material, equipo y mano de obra actualizados, fue posible obtener el costo de ambas edificaciones como se muestra en la gráfica 62; los costos de construcción se han elaborado solo a nivel de estructuras, con partidas de Trabajos preliminares, movimiento de tierras, concreto simple y concreto armado que incluye: concreto de diferentes resistencia a la compresión, encofrado y acero para construcción.



Gráfica 62: Comparación en soles del costo por tipo de edificación

En una primera comparación para el costo de la edificación aislada sin considerar la subestructura se obtiene una reducción del 23.71 % (S/.756,483.33) respecto a la empotrada, siendo una cantidad considerable de ahorro, pero al contrastar el costo total, tenemos un incremento del 14.15%. (S/.527,012.10), debido a que en una edificación aislada, es la subestructura donde se concentran la mayor cantidad de esfuerzos en un sismo.

- **Comparación post- sismo**

En términos de costos post-sismo, para hacer una estimación se admite que el edificio con aisladores LRB ha sido diseñada para no sufrir daños (aun así asumiremos que sufre un daño leve), mientras

que el edificio empotrado puede sufrir un daño severo. Los factores de daño a utilizar se encuentran en la tabla 44. (Definición de daño de acuerdo al EERI)

Tabla 44: Estados de daño y factores de daño de acuerdo al EERI sugeridos por Colegio de Ingenieros del Perú

Estados de Daño	Factores de Daño
Sin Daño	0%
Leve	0-5%
Moderado	5-25%
Severo	25-50%
Total	50-100%
Colapso	>100%

Fuente: Aspectos a considerar en el Peritaje de estructuras afectadas por sismo (Colegio de Ingenieros del Perú)

Para un daño severo con un promedio de los porcentajes propuestos se obtienen los costos de las edificaciones

Tabla 45: Costo de reparación post - sismo

Reparación post- sismo	
Sin aisladores	Con aisladores
S/. 1,396,709.03	S/. 212,578.48

Al sumar los resultados obtenidos y considerar un escenario post-sismo, los costos de las edificaciones serían los siguientes:

Tabla 46: Costo total de la edificación post - sismo

Costo post-sismo sin aisladores	S/. 5,121,266.44
Costo post-sismo con aisladores	S/. 4,464,147.99
Diferencia	12.83%

Por lo tanto, el modelo con aisladores LRB es 12.83 % más económico que la edificación con el sistema dual.

CAPÍTULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido al riesgo latente que amenaza a un país en extremo sísmico como el Perú, con un alto riesgo de que las principales ciudades del país sufran desastres de este tipo; las tecnologías que pretenden solucionar esta problemática merece ser estudiadas y analizadas, ya que aún se encuentran en sus inicios en nuestro medio y así asegurar la conveniencia de ser adoptadas. Bajo este concepto el aislamiento basal con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, es una tecnología muy difundida en el extranjero, demostrando buenos resultados y buen desempeño ante eventos sísmicos considerables.

En el diseño convencional de edificaciones se busca lograr una gran rigidez para lograr un comportamiento sísmico bueno, por lo que para edificaciones de más de 3 niveles para las condiciones en la costa de la región Lambayeque, se suelen usar muros de corte, buscando que las estructuras tengan fallas dúctiles en los terremotos, actualmente para una construcción convencional es prácticamente imposible soportar un sismo severo dentro del rango elástico, y así evitar colapsos o daños mayores.

La comparación realizada en la presente investigación entre una edificación empotrada y una con un sistema de aislación usando aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, evaluando los principales factores de desempeño, periodos de vibración, cortantes en la base, distorsiones desplazamientos, y cargas en los elementos , llegando a la siguientes conclusiones.

1.18 Conclusiones

- El periodo de la edificación aislada es casi 4 veces mayor que el de la edificación empotrada, la edificación aislada cuenta con un periodo de 3.132 seg, mientras que en la estructura empotrada es de 0.785 seg.
- Se reduce en 25% la fuerza cortante en la base, en el caso del edificio fijo es de 933.12 Tn en ambas direcciones, en comparación con el edificio cuando se utiliza el aislador LRB con 704.08 Tn en el eje X-X y 703.58 Tn en el eje Y-Y
- Las distorsiones del edificio aislado se reducen en un 65.44% en la dirección x-x en promedio y en 64.31 % en la dirección y-y, comparándolas con las que se producen en la edificación fija.
- Los desplazamientos del edificio fijo en la base son nulos, pero en el nivel 15 pasan a 20.94 cm y 21.42 cm en las direcciones X e Y, a diferencia del edificio que usa los aisladores LRB, en el que el desplazamiento en la base es 28.03 cm y 28.02 cm para el eje X e Y, aumentan tan solo alrededor de 6 cm en 15 niveles hasta llegar a 34.53 cm y 34.34 cm, asegurando así un movimiento en bloque de la superestructura generando menores esfuerzos internos a causa de la deformación de los elementos estructurales.
- En particular en los modelos se observó que fue posible reducir los muros de corte y columnas del modelo empotrado en un 48.70 % en comparación con el modelo aislado y aun así se acentuó la seguridad de la edificación, apreciable en las anteriores comparaciones. Al reducir las dimensiones de los muros de corte y en muchos casos prescindir de ellas, la arquitectura de muchas edificaciones puede ser más adaptable, sumando una ventaja al uso de los aisladores.

- Mediante una comparación de costos entre ambas edificaciones a nivel solo de estructuras, asumiendo que la arquitectura e instalaciones tendrían variaciones mínimas e insignificantes; se observó que si bien el uso de aisladores y el uso de una cimentación de gran peralte con cantidades considerables de acero y concreto, sumado a la losa sobre la cual se apoyan los aisladores, incrementan el costo de la edificación aislada; también se genera una reducción en las secciones de los elementos estructurales en la superestructura reduciendo equivalentemente dicho costo, expresado en porcentajes la edificación aislada es 14.15% más costoso que la empotrada, pero mediante el análisis de un escenario post - sismo para ambas edificaciones; se concluye, que la edificación aislada es un 12.83 % más económica.
- En resumen es clara la ventaja estructural y económica que ofrece el uso de aisladores LRB en todo tipo de edificaciones, con los que es posible evitar colapsos, resguardar los bienes muebles, asegurar la operatividad de la estructura pasado el evento sísmico a pesar del desplazamiento a nivel de aislación que eventualmente retomarí su posición inicial gracias a las sus características de los y su núcleo de plomo con la capacidad de recristalizarse a temperatura ambiente; por otra parte cumplen con el fin más importante de proteger la vida y la salud de los ocupantes al evitar heridas y muerte a causa de evacuaciones accidentadas, aun así su uso no es típico en viviendas actualmente a causa de su desconocimiento y costo aparentemente elevado; a pesar que actualmente los costos de ambas edificaciones distan en cierta cantidad, en poco tiempo esta tecnología será más común, y en consecuencia del incremento de la producción de esta tecnología y sus componentes, su costo se reducirá considerablemente.

1.19 Recomendaciones

- Las ventajas del uso de aisladores, demostrada en los resultados presentados, requiere además una serie de consideraciones relacionados a los mismos; es así que un incremento en el periodo fundamental de la estructura viene intrínsecamente acompañado a la necesidad de una junta sísmica grande, alrededor de 50 cm por cada lado, para permitir que la edificación se desplace sin dificultad, todo esto producto de los desplazamiento extraordinarios en el nivel de aislación que es esperan ocurrido un sismo severo.
- Se debe asegurar que la rigidez de la edificación sea distribuida uniformemente en los entresijos, con una distribución regular de los elementos estructurales, evitando la concentración de tracciones producidas en un sismo y que puedan ocasionar daños al sistema de aislación.
- Inmediatamente encima del nivel de aislación son necesarias vigas y una losa que tome los momentos que provengan de la edificación y sea capaz de estabilizarlo, además debido a que la fuerza trasladada a la superestructura es menor, la rigidez horizontal necesaria puede ser mucho menor.
- Es importante salvaguardar que aunque ambos modelos cumplen con las exigencias que las normativas respectivas exigen, los niveles de desempeño entre ambas estructuras son muy diferentes, la edificación empotrada está concebida para soportar un sismo raro (retorno cada 475 años), incurriendo en el rango plástico y por tanto se apreciarían daños moderados en elementos no estructurales, para que la edificación aislada llegue a este punto tendría que darse el caso de un sismo muy raro (retorno cada 1000 años).

- Si bien en el mercado actualmente existen distintos tipos de aisladores como por ejemplo: aisladores elastoméricos de caucho natural, con núcleo de plomo (LRB), de alto amortiguamiento; aisladores deslizantes; péndulos friccionales simples, dobles y triples; sistema de aislación Roll-N-Cage, etc; las ventajas técnicas de los analizados en esta investigación (LRB) quedan demostradas con los resultados obtenidos, sumado al adecuado comportamiento sísmico que han tenido nivel mundial tras sismos importantes, por otro lado su precio unitario es de S/.25 000 soles aproximadamente (dependiendo del diámetro), esperándose que en los siguientes años descienda este valor, tras el incremento constante del empleo de esta tecnología en la construcción de edificaciones.

FUENTES DE INFORMACIÓN

American Society of Civil Engineers (2010). Minimum design loads for buildings and other structures - ASCE Standard ASCE/SEI 7-10. Estados Unidos.

Cámara chilena de la construcción 2011. Protección sísmica y disipación de energía”, Chile.

Centro de Computación de la Universidad de Chile (2010). Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Chile.

<http://www.cec.uchile.cl/~dicesco/aislacion.html>

De la Ilera, j.c.; j. Inaudi. (1998). Análisis y Diseño de Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Sirve 98. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Federal emergency management agency. 1997 FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Estados Unidos.

Freddy Duran Ph.D Lima (2015). Implementación de aisladores sísmicos y disipadores de energía en Japón, Conferencia en el Colegio de Ingenieros del Perú

Hernán Martín Hernández Morales Análisis estructural de un edificio aislado sísmicamente y diseño de su sistema de aislamiento. Universidad Nacional de Ingeniería. Perú.

<http://www.acreditacionfic.uni.edu.pe/files/analisisestructedifaislad.pdf>

Instituto nacional de normalización de chile. 2013 NCH2745. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos. Chile

Javier Neyra R. (2012) Aisladores sísmicos chilenos superan prueba en terremoto simulado en California. Artículo publicado en el diario online http://www.emol.com/especiales/2010/especiales/deportes/dakar_2010/despliegue.asp?idnoticia=537679.

Jacob Jonatán Valerio Zacarías (2015) análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado usando 4 tipos de aisladores sísmicos. Tesis de master en Ingeniería Estructural y de la Construcción. Universidad politécnica de Cataluña Barcelonatech – España.

José Benavente Viacava - Iván Traverso Tacuri (2013) Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto Armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base. Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e ingeniería. Peru.

Joseph Jonathan Muñoz Guerra (2013) Análisis y diseño de una estructura hospitalaria con aisladores sísmicos en la ciudad de Arequipa. Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil. Universidad Santa María .Arequipa Perú

Korswagen, Paul, Julio Arias y Pamela Huaringa (2012) Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e ingeniería. Lima

MSc. Ing. Jaime Walter Blas Cano (2015) Incidencia del sistema de aislamiento sísmico basal en el comportamiento de Infraestructuras hospitalarias ante eventos sísmicos del departamento de Ancash. Tesis de master en Ingeniería Estructural

Reglamento nacional de edificaciones (2006). Ministerio de Vivienda. Perú.

Róger Iván Meza Blandón Edgard Ezequiel Sánchez García. Guía de diseño sísmico de aisladores elastómeros y de fricción para la república de Nicaragua - 2010. Monografía para optar el Título de Ingeniero civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Nicaragua.

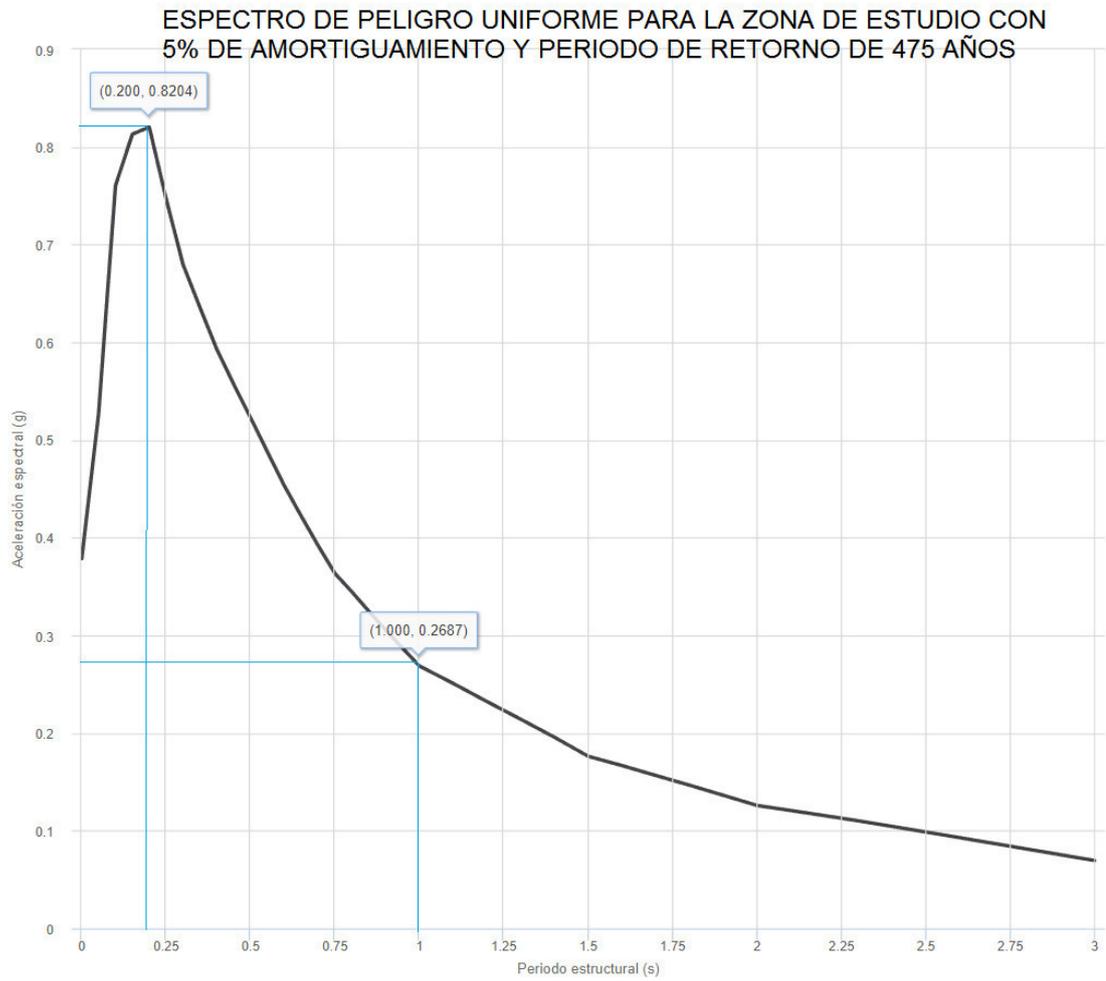
TECNOAV. Fabricante de aisladores sísmicos en Chile, Características técnicas

<http://www.tecnoav.cl/4-aisladores-sismicos-y-disipadores-sismicos/>

Uniform Building Code (1997). UBC– APPENDIX CHAPTER 16. Division IV – Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures. Estados Unidos.

ANEXOS

ANEXO 1: Espectro de peligro uniforme obtenido del servicio Web de consultas para la determinación del peligro sísmico brindado por SENCICO.



ANEXO 2: Tabla – categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo– ASCE 07-10.

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

ANEXO 3: Tabla - coeficientes de diseño y factores para sistemas resistentes a las fuerzas sísmicas – ASCE 07-10.

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_b^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{l,m}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^l	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^l	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^f	40 ^f	40 ^f
6. Ordinary precast shear walls ^l	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1 and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65

ANEXO 4: Propiedades técnicas del aislador obtenidas del catálogo de productos y especificaciones técnicas “Aislamiento sísmico para edificaciones y puentes” brindado por empresa Dynamic Isolation Systems

Ingeniería

Propiedades técnicas del Aislador

Propiedades del aislador: Unidades métricas

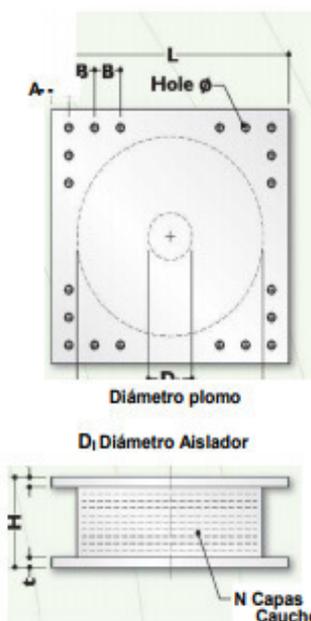
TAMANO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, D_i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D_p (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio ϕ (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

(1) Las capacidades de carga axial corresponden a los máximos desplazamientos basados en los límites de diseño del 250% de tensión de corte del de caucho o 2/3 del diámetro del aislador. El desplazamiento real de un aislador y la capacidad de carga dependen del módulo y número de capas de caucho.

(2) Los Módulos de Corte del Caucho (G) están disponibles desde 0.38 N/mm² hasta 0.70 N/mm².

(3) Para el modelado analítico bilineal de la rigidez elástica, utilice $K_e = 10 \cdot K_d$.

Diámetro Aislador, D_i (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento o Máximo, D_{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P_{max} (kN)
	Rigidez Producida, K_e (kN/mm)	Resistencia Características Q_d (kN)	Rigidez a la compresión, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000



ANEXO 5: Presupuesto correspondiente a la edificación empotrada:

Presupuesto

Presupuesto	EDIFICACION DE QUINCE NIVELES EMPOTRADA EN LA BASE				
Lugar	LAMBAYEQUE - CHICLAYO - PIMENTEL				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				3,724,557.41
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,318.13
01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO CON HERRAMIENTAS MANUALES	m2	462.50	2.85	1,318.13
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				94,906.78
01.02.01	EXCAVACION MASIVA PARA LOSA DE CIMENTACION CON ESCAVADORA 115 - 165 HP	m3	1,387.50	35.71	49,547.63
01.02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO CON PLANCHA DE 4.0 HP	m3	942.08	29.62	27,904.41
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CARGUO C/EQ 125 HP/VOLQ 15 M3 D=10KM	m3	556.77	31.35	17,454.74
01.03	CONCRETO SIMPLE				17,621.25
01.03.01	CONCRETO PARA SOLADOS, e=0.10 m C:H, 1:12	m2	462.50	38.10	17,621.25
01.04	CONCRETO ARMADO				3,610,711.25
01.04.01	LOSA DE CIMENTACION				194,035.09
01.04.01.01	CONCRETO PARA LOSA DE CIMENTACION f'c=280 kg/cm2	m3	277.50	375.26	104,134.65
01.04.01.02	ENCOFRADO / DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA DE CIMENTACION	m2	52.20	64.90	3,387.78
01.04.01.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	16,510.05	5.24	86,512.66
01.04.02	VIGA DE CIMENTACION				159,762.56
01.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION f'c=280 kg/cm2	m3	88.78	374.61	33,257.88
01.04.02.02	ENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACION	m2	208.98	55.07	11,508.53
01.04.02.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	21,945.83	5.24	114,996.15
01.04.03	SOBRECIMENTOS				65,824.23
01.04.03.01	CONCRETO SOBRECIMENTOS REFORZADOS f'c=175 KG/CM2	m3	43.46	309.80	13,463.91
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL SOBRECIMIENTO REFORZADO	m2	794.78	51.05	40,573.52
01.04.03.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	2,249.39	5.24	11,786.80
01.04.04	COLUMNAS Y MUROS DE CORTE				1,251,867.01
01.04.04.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 EN COLUMNAS	m3	710.53	517.82	367,926.64
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	5,363.86	63.82	342,321.55
01.04.04.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	103,362.37	5.24	541,618.82
01.04.05	COLUMNETAS				231,545.37
01.04.05.01	CONCRETO COLUMNAS f'c=175 kg/cm2	m3	105.11	449.74	47,272.17
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMETAS	m2	1,811.04	63.82	115,580.57
01.04.05.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	13,109.28	5.24	68,692.63
01.04.06	VIGAS				1,152,736.80
01.04.06.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 EN VIGAS	m3	648.00	484.83	314,169.84
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	3,817.05	81.69	311,814.81
01.04.06.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	100,525.22	5.24	526,752.15
01.04.07	LOSAS ALIGERADAS				511,468.43
01.04.07.01	CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA f'c=210 kg/cm2	m3	630.39	386.79	243,828.55
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	2,389.50	59.46	142,079.67
01.04.07.03	ACERO fy=4,200 kg/cm2	kg	14,655.36	5.24	76,794.09
01.04.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15X30X30 CM	und	19,904.54	2.45	48,766.12
01.04.08	ESCALERAS				43,471.76
01.04.08.01	CONCRETO EN ESCALERAS f'c=210 kg/cm2	m3	53.60	320.47	17,177.19
01.04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	219.49	79.72	17,497.74
01.04.08.03	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en ESCALERAS	kg	1,916.52	4.59	8,796.83
	Costo Directo				3,724,557.41

SON : TRES MILLONES SETECIENTOS VEINTICUATRO MIL QUINIENTOS CINCUENTISIETE Y 41/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto correspondiente a la edificación aislada:

Presupuesto

Presupuesto Lugar	EDIFICACION DE QUINCE NIVELES AISLADA EN LA BASE LAMBAYEQUE - CHICLAYO - PIMENTEL				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				4,251,569.51
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,744.03
01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO CON HERRAMIENTAS MANUALES	m2	611.94	2.85	1,744.03
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				153,329.91
01.02.01	EXCAVACION MASIVA PARA LOSA DE CIMENTACION CON ESCAVADORA 115 - 165 HP	m3	2,019.40	35.71	72,112.77
01.02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO CON PLANCHA DE 4.0 HP	m3	391.71	29.62	11,602.45
01.02.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PRESTAMO CON PLANCHA DE 4.0 HP	m3	87.01	67.00	5,829.67
01.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CARGUIO C/EQ 125 HP/VOLQ 15 M3 D=10KM	m3	2,034.61	31.35	63,785.02
01.03	CONCRETO SIMPLE				17,237.96
01.03.01	CONCRETO PARA SOLADOS, e=0.10 m C:H, 1:12	m2	452.44	38.10	17,237.96
01.04	CONCRETO ARMADO				4,079,257.61
01.04.01	CIMIENTO CORRIDO				277,283.41
01.04.01.01	CONCRETO PARA CIMIENTO CORRIDO f _c =280 kg/cm ²	m3	316.06	375.26	118,606.18
01.04.01.02	ENCOFRADO / DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	214.02	64.90	10,802.61
01.04.01.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	28,220.35	5.24	147,874.62
01.04.03	VIGAS DE CONEXIÓN DE PODIOS				69,996.46
01.04.02.01	CONCRETO PARA VIGAS DE CONEXIÓN DE PODIOS F _c =280 KG/CM ² .	m3	56.45	484.83	27,367.68
01.04.02.02	ENCOFRADO Y VIGAS DE CONEXIÓN DE PODIOS	m2	122.98	81.69	10,046.24
01.04.02.03	ARMADURA DE REFUERZO f _y =4,200 Kg/cm ² , GRADO 60	Kg	6,218.04	5.24	32,582.54
01.04.03	PODIOS				98,813.12
01.04.03.01	CONCRETO f _c =280 kg/cm ² EN PODIOS	m3	60.40	517.82	31,276.33
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PODIOS	m2	253.52	63.82	16,179.65
01.04.03.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	9,800.98	5.24	51,357.14
01.04.04	VIGAS DE PISO TECNICO				72,918.34
01.04.04.01	CONCRETO f _c =280 kg/cm ² EN VIGAS - PISO TECNICO	m3	27.72	484.83	13,439.49
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS - PISO TENICO	m2	240.24	81.69	19,625.21
01.04.04.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	7,605.66	5.24	39,853.64
01.04.05	LOSAS MACIZAS				62,888.10
01.04.05.01	CONCRETO LOSA MACIZA f _c = 280 kg/cm ²	m3	65.50	458.38	30,023.89
01.04.05.02	ENCOFRADO LOSAS MACIZAS	m2	327.48	55.82	18,279.93
01.04.05.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	2,783.26	5.24	14,584.28
01.04.06	COLUMNAS Y MUROS DE CORTE				554,962.61
01.04.06.01	CONCRETO f _c =280 kg/cm ² EN COLUMNAS	m3	364.53	517.82	188,760.92
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	1,971.18	63.82	125,800.71
01.04.06.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	45,878.05	5.24	240,400.98
01.04.07	COLUMNETAS				231,545.37
01.04.07.01	CONCRETO COLUMNAS f _c =175 kg/cm ²	m3	105.11	449.74	47,272.17
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMETAS	m2	1,811.04	63.82	115,580.57
01.04.07.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	13,109.28	5.24	68,692.63
01.04.08	VIGAS				1,094,132.63
01.04.08.01	CONCRETO f _c =280 kg/cm ² EN VIGAS	m3	648.00	484.83	314,169.84
01.04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	3,997.95	81.69	326,592.54
01.04.08.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	86,521.04	5.24	453,370.25
01.04.09	LOSAS ALIGERADAS				511,520.83
01.04.09.01	CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA f _c =210 kg/cm ²	m3	630.39	386.79	243,828.55
01.04.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	2,389.50	59.46	142,079.67
01.04.09.03	ACERO f _y =4,200 kg/cm ²	kg	14,665.36	5.24	76,846.49
01.04.09.04	LADRILLOPARA LOSA ALIGERADA 15X30X30 CM	und	19,904.54	2.45	48,766.12
01.04.10	ESCALERAS				42,444.60
01.04.10.01	CONCRETO EN ESCALERAS f _c =210 kg/cm ²	m3	51.87	320.47	16,622.78
01.04.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	214.64	79.72	17,111.10
01.04.10.03	ACERO f _y =4200 kg/cm ² GRADO 60 en ESCALERAS	kg	1,897.76	4.59	8,710.72

01.04.11	MUROS DE CONTENCION				112,752.14
01.04.11.01	CONCRETO MURO DE CONTENCION $f_c= 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	100.68	378.57	38,114.43
01.04.11.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA MURO DE CONTENCION	m2	579.20	61.49	35,615.01
01.04.11.03	ACERO $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	kg	7,447.08	5.24	39,022.70
01.04.12	 AISLADORES SISMICOS				950,000.00
01.04.12.01	AISLADORES SISMICOS LRB	und	38.00	25,000.00	950,000.00
	Costo Directo				4,251,569.51

SON : CUATRO MILLONES DOSCIENTOS CINCUENTA Y UN MIL QUINIENTOS SESENTA Y NUEVE CON 51/100 NUEVOS SOLES

ANEXO 6: Costo referencial por unidad de aislador LRB.

COTIZACIÓN DE AISLADORES SISMICOS (LRB)



Henry Laban Galves

Sab 09/09 15:58

Usted: Henry Laban Galvez (ichenrylaban@gmail.com) ✕



Responder | ▾

Chiclayo 08 de Septiembre del 2017

Señores : Ayrton Edgardo Chuman Bermeo.

Cristopher Valladares Ojeda.

Complacido de brindar mi apoyo en la investigación que vienen realizando en la ciudad de Chiclayo pongo a su disposición los datos solicitados sobre el costo por unidad de aislador sísmico del tipo LRB (Lead Ruber Bering) de 700 milímetros, que comprende las placas de montaje de acero, placas de soporte, pernos de anclaje, y que asciende a S/.25 000.00 soles (veinticinco mil soles) incluido IGV, costo de transporte, suministro e instalación.

Espero la información les sea de utilidad para los fines que necesarios.

ING. HENRY J. LABAN GALVEZ

GERENTE OPERACIONES BETA KONCRET SAC

Cel. : 979942649 - RPM: *592465

ANEXO 7: Estudio de Mecánica de Suelos

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:

***”ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE
UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN
AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO
DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL”***

UBICACIÓN:

DISTRITO:	PIMENTEL
PROVINCIA:	CHICLAYO
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE
REDIÓN:	LAMBAYEQUE

SOLICITANTE:

***BACH. CHUMAN BERMEEO, AYRTON EDGARDO
BACH. VALLADARES OJEDA, CRISTOPHER ISRAEL***

FECHA:

FEBRERO DEL 2017

CHICLAYO - PERÚ

SUMARIO

- I. GENERALIDADES
 - 1. INTRODUCCIÓN
 - 2. UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO
 - 3. OBJETIVO DEL ESTUDIO
 - 4. CONDICIONES CLIMÁTICAS
 - 5. TOPOGRAFIA
 - 6. GEOMORFOLOGIA
 - II. INVESTIGACIÓN DE CAMPO
 - III. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)
 - IV. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - V. PERFIL ESTRATIGRAFICO
 - 1. PERFIL ESTRATIGRAFICO
 - 2. NIVEL FREÁTICO
 - VI. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN
 - 1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACION
 - 2. EDIFICACIONES
 - 3. ANALISIS DE LA CAPACIDAD PORTANTE
 - 4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS
 - 5. AGRESIÓN DEL SUELO AL CIMIENTO
 - VII. LICUACION DE LAS ARENAS
 - VIII. CONSIDERACIONES SISMICAS
 - IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
 - X. BIBLIOGRAFÍA
- ANEXOS
- 1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO
 - 2. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 3. CROQUIS DE UBICACIÓN DE POZOS
 - 4. MATERIAL FOTOGRÁFICO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

I. GENERALIDADES:

1. INTRODUCCIÓN

Se ha procedido a la elaboración del presente Informe Técnico correspondiente al Estudio de Suelos con fines de cimentación, en el área donde se ubicará la edificación de 15 pisos.

2. UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

El área donde se ha llevado a cabo el Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación (**EMS**), se ubica en el Distrito de Pimentel, Provincia Chiclayo, Departamento de Lambayeque, sobre un Lote de 691.50 m², tiene como frente la Carretera Chiclayo – Pimentel, como límite posterior la Prolongación Este de la Calle San José, y como límite Derecho, e izquierdo con propiedades de terceros, está comprendido en la zonificación C 7.

3. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo principal que persigue el presente Informe Técnico, es el determinar las características físicas y de resistencia del material muestreado, debiéndose realizar la clasificación unificada de Suelos y obtener la Capacidad Admisible del Suelo a nivel de Cimentación en la zona de estudio.

4. CONDICIONES CLIMÁTICAS

La localidad de Pimentel, se encuentra ubicada en la Costa Norte del Perú, que presenta un clima templado, sin existir variaciones extremas de temperatura; distinguiéndose dos estaciones bien definidas, verano entre los meses de diciembre a marzo e invierno entre los meses de junio a octubre,

las estaciones de otoño y primavera se presentan entre los meses restantes del año.

La temperatura promedio anual es de 22°C, su temperatura máxima oscila alrededor de los 30°C.

5. TOPOGRAFÍA:

La topografía del área donde se ha focalizado el estudio es plana, con un desnivel entre material de relleno colocado en un sector y nivel del terreno natural, tiene pendiente baja que va desde la playa hasta la zona urbana, con ligera pendiente. En la parte sur tiene elevaciones de mayor altura como son la presencia de algunos cerros que se observan frente a este recinto educativo superior. En la parte Norte el terreno es cruzado por acequias que lleva las aguas para sus regadíos. La carretera Chiclayo - Pimentel, atraviesa por su frontis de esta universidad.

6. GEOMORFOLOGÍA:

La zona de estudio se ubica en su mayor parte dentro de la cuenca del Chancay Lambayeque, en la parte noreste colindante con el Océano Pacífico. Presenta características geomorfológicas descritas como de llanura aluvial, con topografía relativamente plana con pendiente moderada hacia el Este. Predomina el recubrimiento de sedimentos de origen aluvial originado por el arrastre de suelos residuales.

II. INVESTIGACIÓN DE CAMPO:

Los trabajos de campo han sido dirigidos a la obtención de la información necesaria para la determinación de la capacidad portante del suelo mediante un programa de exploración directa, habiéndose realizado para ello ensayos con el sistema de POSTHOLE OR IWAN AUGER (posteadora manual) + SPT (Penetración Estándar) NTP 339.133 (ASTM O 1586), contando con tubería de perforación de la línea AW

En esta fase se han realizado tres (03) perforaciones con SPT a diferentes profundidades y así mismo se ha realizado la excavación de dos calicatas tomándose muestras representativas con caña partida y muestras

Las exploraciones se han realizado dentro del área de ubicación de la futura edificación, de tal manera que se obtenga la información necesaria para el estudio.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las características principales del suelo y los parámetros de resistencia y deformación, por encima del nivel freático ya que este no se detectó hasta la profundidad alcanzada, contado a partir de la superficie actual del terreno.

La profundidad alcanzada en dichas perforaciones es de 5.00 m a partir del nivel de vereda. Y de las calicatas 4.55 m El registro de exploración se presenta en Anexo.

CUADRO N°01: Calicatas

Calicatas N°	Profundidad. (m)	Nivel Freático (m)
C-01	4.55	No se ubico
C-02	4.00	No se ubico

CUADRO N°02: Sondajes

Sondaje N°	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
S-1	5.00	No se ubico
S-2	5.00	No se ubico
S-3	5.00	No se ubico

III. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT) - (NTP 339.133-ASTM D 1586):

Paralelamente a la perforación con la pasteadora manual IWAN AUGER, se realizaron ensayos de Penetración Estándar, hasta la profundidad explorada.

El ensayo de Penetración Estándar (SPT), consiste en contabilizar el N (número de golpes) necesarios para ser penetrar un tubo ó cuchara de caña partida (cuchara de Terzaghi) de 0 = 2" de diámetro interior en un total de 45cm, utilizando un martillo de 140 lb. De peso, dejado caer desde 30" (0.76m de altura). El valor de N del ensayo de penetración, corresponde para los 30 centímetros de penetración.

La muestra una vez extraída se examina, se clasifica, se guarda en bolsas en forma debida, es decir, con su respectiva señalización de cada pozo y número de muestra y profundidad, para luego ser llevada al laboratorio para sus respectivos ensayos. La resistencia a la penetración es un indicador a la Compacidad de los suelos no cohesivos y de la **Resistencia de los suelos cohesivos**. Es un ensayo dinámico de esfuerzo cortante in situ.

APORTE DE TERZAGHI Y PECK:

$$N = (N' + 15) / 2 = 15 + 0.5(N' - 15)$$

Siendo:

N' > 15, valor medido In Situ, debajo del Nivel Freático

N, Valor corregido.

CUADRO N°03: se muestran los resultados de los sondajes:

Sondajes	Profundidad	Valor N / ensayo	N _c =N _{corregido}
S-01	2.95 – 3.40	N = 34	N _c =24
	3.45 – 3.90	N = 48	N _c =32
	4.45 – 4.90	N = 62	N _c =39
S-02	2.50 – 2.95	N = 05	N _c =05
	3.50 – 3.95	N = 10	N _c =06
	3.95 – 4.25	N = 43	N _c =29
	4.75 – 5.00	N = 73	N _c =44
S-03	2.00 – 2.45	N = 11	N _c =11
	3.00 – 3.45	N = 36	N _c =26
	4.00 – 4.45	N = 50	N _c =33

IV. ENSAYOS DE LABORATORIO:

Los ensayos de laboratorio se han realizado con la finalidad de obtener los parámetros necesarios que determinen las propiedades físicas y mecánicas del suelo de cimentación. Para el efecto se han ejecutado los siguientes ensayos, bajo las Normas de la American Society For Testing and Materials (A.S.T.M.):

ENSAYOS ESTANDARD

Con las muestras de suelos de la exploración de campo se han efectuado los siguientes ensayos:

❖ Análisis granulométrico	ASTM – D422
❖ Límite Líquido	ASTM – D423
❖ Límite Plástico	ASTM – D424
❖ Contenido De Humedad	ASTM – D2216

ENSAYOS ESPECIALES

Análisis Químicos:

Seringtec S.R.L – C - 00052577

SERINGTEC S.R.L.

F. Antonio Barturen Gonzales
GERENTE TECNICO

SERINGTEC S.R.L.

MANUEL U. COTRINA ORREGO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 77917

❖ Sales Solubles Totales USBR E – 8

V. PERFIL ESTRATIGRAFICO:

1. PERFIL ESTRATIGRAFICO

Con la información recabada en el campo se confeccionaron los registros de exploración donde se describen los diferentes suelos encontrados, así como su espesor, información que ha sido confrontada con los ensayos de laboratorio con lo cual se determinó con precisión los tipos de suelos encontrados.

PERFORACIÓN SPT – 1

- **De 0.00 – 1.45 m de profundidad**, desnivel de terreno
- **De 1.45 – 2.95 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa suelta, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 18.00%.
- **De 2.95 – 5.00 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de mezclas de grava – arena, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa densa, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **GP**, con un contenido de humedad de 18.91%.

PERFORACIÓN SPT – 2

- **De 0.00 – 0.10 m de profundidad**, losa de concreto simple.
- **De 0.10 – 2.50 m de profundidad**, material de relleno con presencia de basura y desechos de construcción

- **De 2.50 – 3.50 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa suelta, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 12.73%.
- **De 3.50 – 3.95 m de profundidad** se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa suelta, con presencia de grava de ½” de diámetro clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 18.02 %.
- **De 3.95 – 5.00 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de mezclas de grava – arena, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa densa, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **GP**, con un contenido de humedad de 18.12%.

PERFORACIÓN SPT – 3

- **De 0.00 – 1.20 m de profundidad**, Material de relleno, con presencia de basura y desechos de construcción no clasificado.
- **De 1.20 – 3.00 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa suelta, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 17.16 %.
- **De 3.00 – 4.00 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa densa, con presencia de grava de ½” de

diámetro clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 17.09 %.

- **De 4.00 – 5.00 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de mezclas de grava – arena, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, de compacidad relativa muy densa, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **GP**, con un contenido de humedad de 17.03%.

CALICATA – 1

- **De 0.00 – 1.45 m de profundidad**, desnivel de terreno
- **De 1.45 – 1.55 m de profundidad**, materia orgánica
- **De 1.55 – 2.55 m de profundidad**, Material de relleno, con presencia de grava de 1” – 1 ½” de diámetro en un 10% de consistencia suelta no clasificado.
- **De 2.55 – 4.25 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 9.98 %.
- **De 4.25 – 4.55 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de mezclas de grava – arena, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **GP**.

CALICATA – 2

- **De 0.00 – 1.45 m de profundidad**, desnivel de terreno
- **De 1.45 – 1.65 m de profundidad**, materia orgánica con presencia de basura

De 1.765– 2.55 m de profundidad, Material de relleno, con presencia de grava de 1” – 1 ½” de diámetro en un 10% de consistencia suelta no clasificado.

- **De 2.55 – 3.35 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de arenas mal graduadas, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **SP**, con un contenido de humedad de 7.69 %.
- **De 3.35 – 3.85 m de profundidad**, se tiene la presencia de un estrato de mezclas de grava – arena, con pocos o ningún fino, no plásticas, de color gris claro, clasificada en el Sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como un suelo **GP**.

2. NIVEL FREATICO

Según los ensayos de SPT y las calicatas realizadas y de acuerdo a los puntos tomados, no se detectó el nivel freático en las profundidades efectuadas:

VI. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN:

1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

Según la **Norma E.050 Suelos y Cimentaciones – Cap. IV Cimentaciones Superficiales**, la profundidad de cimentación mínima será de 0.80 m.

Asimismo, la presión admisible del terreno aumenta a mayor profundidad de desplante, también, los costos de construcción, por lo tanto es necesario adoptar una profundidad de desplante que satisfaga los requerimientos de economía y resistencia aceptables. En este caso además del factor resistencia se requiere una profundidad de desplante que garantice seguridad contra los cambios de humedad del terreno, heladas, etc., por lo que se

recomienda una profundidad de desplante de Df: 3.00 m. considerado desde el nivel actual del terreno encontrado al inicio de las perforaciones.

2. EDIFICACIONES:

Conociendo el proyecto planteado, se trata de un edificio de 15 niveles con fines de departamentos, depósitos, etc.

Esta edificación que será construida a base de material noble, conformado por muros de concreto, que estará apoyada en columnas y estas sobre una cimentación superficial adecuada, que puede ser cimentación, aislada o platea de cimentación desplantada, según recomendación del presente estudio a una profundidad mínima de 3.00m, contados a partir de la superficie del terreno actual, o según considere el proyectista estructural, basándose en el presente informe geotécnico (EMS).

La cimentación deberá apoyarse sobre un solado cemento - hormigón, de espesor de 0.10m, y esta sobre un relleno con material de afirmado seleccionado debidamente compactado con fines de aislar la agresividad que presenta el fondo estratigráfico (sales, sulfatos y cloruros), esta tarea se realizara por debajo del nivel de desplante recomendado por EMS, y se recomienda adoptar por el tipo de cimentación tipo platea, donde decidirá el nivel de desplante de la misma, y trabajar con la capacidad admisible obtenida en el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), esta deberá ser una losa de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberá contar con viga perimetral de concreto armado, el espesor de la losa y el peralte de las vigas perimetrales serán determinados por el ingeniero estructural, de tal forma que garanticen la rigidez de la cimentación.

3. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Para el cálculo de la capacidad portante, se ha calculado el ángulo de fricción interna para suelos granulares, considerando el número de golpes corregidos (N_c). ala siguiente formula: (PECK, HANSON y THORNBURN - 1974):

$$\Phi = 27.1 + 0.3N_c - 0.00054N_c^2$$

Así mismo se ha considerado la reducción del coeficiente del Angulo de fricción, en el suelo de cimentación:

$$\text{Tang}\Phi' = 2/3\text{tang}\Phi$$

Para efecto de diseño se adjunta el cálculo de la resistencia admisible del terreno, según la expresión de Terzaghi para falla local.

a) Para cimentación continua:

$$Q_d = (2/3).C.N_c' + \gamma.D_f.N_q' + (1/2). \gamma.B.N_\gamma'$$

b) Para cimentación aislada:

$$Q_d = 1.3(2/3).C.N_c' + \gamma.D_f.N_q' + (0.4). \gamma.B.N_\gamma'$$

c) Capacidad Admisible:

$$Q_{adm} = q_d/FS$$

d) Factor de seguridad (FS):

FS = 3

Considerando:

- Df : Profundidad de cimentación en m.
B : Ancho de cimentación en m.
N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de capacidad de carga de Terzaghi

Calculo De La Capacidad Admisible (Kg/Cm²)

Se ha analizado para las perforaciones SPT-1, SPT-2 y SPT-3, se adjunta la siguiente tabulación:

CUADRO N°04: Valores De "N" Corregido – Angulo De Fricción Interna Corregido.

SONDAJE	D _{f(m)}	N corregido	Φ Angulo	Ø Angulo corregido
S - 1	2.95 - 3.40	24	34	24
	3.45 - 3.90	32	36	25
	4.45 - 4.90	30	35	25
S - 2	2,50 - 2,95	05	28	-----
	3.50 - 3.95	06	29	20
	3.95 - 4.25	29	35	25
	4.75 - 5.00	44	39	28
S - 3	2.00 - 2.45	11	30	21
	3.00 - 3.45	26	35	25
	4.00 - 4.45	33	36	25

CUADRO N°05: Presiones Admisibles: SPT; en Kg/cm²

SONDAJE	D _{f(m)}	ANGULO DE FRICCION INTERNA	CAPACIDAD ADMISIBLE q _a (Kg/cm ²)
S - 1	3.00	25	2.10
S - 2	3.00	25	2.14
S - 3	3.00	25	2.14

4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aún cuando es más difícil estimar el diferencial. Lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una zapata. Usualmente se especifica que los asentamientos no deben ser mayores de 1 pulgada.

Debido al fenómeno de consolidación primaria, se ha efectuado la interpretación de los resultados de los ensayos realizados en laboratorio, los cuales han permitido reconstruir la curva de consolidación virgen histórica del suelo.

Los ensayos de consolidación corresponden a las muestras obtenidas de un suelo del tipo **GP**

Características:

$$S = \frac{\Delta e * Hc}{1 + e_0}$$

DONDE:

S = Asentamiento

Δe = Cambio total de la relación de vacíos

e_0 = Relación de vacíos antes de la aplicación de la carga

H = Altura de la muestra

CUADRO N°06: Asentamientos

CALICATA	PROF.(m.)	ASENTAMIENTO (cm)
C - 01	3.00	1.99
C - 02	3.00	1.98

5. AGRESIÓN DEL SUELO AL CIMIENTO

El suelo bajo el cual se cimienta toda estructura tiene un efecto agresivo a la cimentación. Este efecto está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras.

Los principales elementos químicos a evaluar son los Sulfatos y Cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento respectivamente y las Sales Solubles Totales por su acción mecánica sobre el cimiento, al ocasionarle asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales del suelo con el agua).

Los resultados del análisis químico del suelo efectuado a las muestras representativas de las sondeos y calicatas S – 1, S – 2, S – 3 y C-1, C-2 , a la profundidad de cimentación, se tiene:

- Una concentración de sulfatos promedio de 852 p.p.m. menor que 1,000 p.p.m., lo cual indica que no va ha ocasionar en presencia de agua un ataque al concreto de la cimentación.
- Una concentración de cloruros promedio de 2358.2 p.p.m., menor que 6,000 p.p.m. indica que no ocasionará un ataque por corrosión del acero de la cimentación.
- La presencia de Sales Solubles Totales es de 4248.2 p.p.m., menor que 15,000 p.p.m, indica que no ocasionará problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación (lavado de sales).

VII. LICUACION DE LAS ARENAS:

Licuación de Suelos.

El cambio de suelo firme a un fluido denso con la ocurrencia de un sismo se denomina licuación. El suelo pierde su resistencia cortante, las estructuras se hunden en el suelo y ocurren grandes flujos de tierra. Este fenómeno ocurre en arenas saturadas. Las principales manifestaciones de dicho fenómeno son:

1. El suelo pierde su capacidad portante con el hundimiento de estructuras.
2. Los taludes y terraplenes pierden su resistencia y se generan flujos de suelo y lodo.
3. Aparecen conos o volcanes de arena.
4. Los pilotes y cajones de cimentación flotan y pierden su resistencia lateral.

Para que ocurra la licuación, la resistencia del suelo debe ser nula o muy pequeña.

Como la resistencia de los suelos friccionantes depende del esfuerzo efectivo, este debe ser disminuido por el incremento del exceso de presión de poros, debido a la ocurrencia de un sismo.

Reglas prácticas para determinar la posibilidad de licuación en un suelo granular (KISHIDA 1969 – 1970).

1. Que el suelo sea una arena fina con el diámetro promedio D50 comprendido entre 0.07 mm y 0.4 mm.
2. Que el suelo sea uniforme con un coeficiente de uniformidad < 2 .
3. Que el suelo sea suelto con una densidad relativa menor de 75%.
4. Que el esfuerzo efectivo vertical sea menor de 2.0 Kg/cm², es decir a una profundidad inferior a 20 m por debajo de la superficie.
5. Que el valor de la penetración estándar sea menor que el doble de la profundidad en metros.

6. Que exista un nivel freático alto y que exista en la zona la posibilidad de ocurrencia de un terremoto severo.
7. El nivel de agua aumenta la presión de los poros.

De lo expuesto, no existe posibilidad de licuación, ante la eventualidad de un sismo severo.

VIII. CONSIDERACIONES SISMICAS:

A partir de las investigaciones de los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú y el mapa de zona sísmica de máximas intensidades observada en el Perú, lo cual está basada en isosistas de Sismos Peruanos y datos de intensidades del sismo histórico y reciente se concluye que, de acuerdo con el área sísmica de la zona de estudio, existe la posibilidad de que ocurra un sismo de intensidad alta.

El Perú por estar comprendido como una de las regiones de alta actividad sísmica, forma parte del cinturón circunpacífico, que es una de las zonas más activas del mundo.

Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Según el mapa de zonificación sísmica y de acuerdo a las Normas Sismo Resistente E – 30, del Reglamento Nacional de Construcciones, la zona de estudio se encuentra comprendida en la zona 4, correspondiente a una sismicidad de intensidad alta VII a X en la escala de Mercalli Modificado.

La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinará por la siguiente formula:

$$V = Z*U*C*S*P/R$$

Donde:

P = Peso de la edificación

R = Coeficiente de reducción

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

De acuerdo a la información de campo, ensayos de laboratorio y las características del proyecto y al análisis efectuado se considera las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. El área destinada a la construcción de la edificación, se encuentra ubicado en el Distrito de Pimentel, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.
2. Los suelos en los cuales se va a cimentar las estructuras se encuentran conformados por suelos del tipo **GP**, mezclas de grava y arena con nada de finos.
3. Después de realizadas las explanaciones respectivas se fijará la profundidad de desplante a 3.00 m.
4. La cimentación de la edificación a proyectar será dimensionada de tal forma que aplique al terreno una carga no mayor de 2.10 Kg/cm².
5. Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda utilizar platea de cimentación.
6. Durante la exploración de campo no se detectó el nivel freático en las profundidades efectuadas:
7. Debido al moderado contenido de sulfatos, cloruros, Sales Solubles Totales se recomienda utilizar Cemento Portland Tipo MS.

8. Los resultados del análisis químico del suelo efectuado a las muestras representativas de los sondeos y calicatas S – 1, S – 2, S – 3, y C-1, C-2, a la profundidad de cimentación, se tiene:
- Una concentración de sulfatos promedio de 852.0 p.p.m. menor que 1,000 p.p.m., lo cual indica que no va a ocasionar en presencia de agua un ataque al concreto de la cimentación.
 - Una concentración de cloruros promedio de 2358.2 p.p.m., menor que 6,000 p.p.m. indica que no ocasionará un ataque por corrosión del acero de la cimentación.
 - La presencia de Sales Solubles Totales es de 4248.2 p.p.m., menor que 15,000 p.p.m, indica que no ocasionará problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación (lavado de sales).
9. El asentamiento máximo es de aproximadamente 1.99 cm, que es menor de 1" (2.54 cm) recomendado para este tipo de estructuras, no presentándose problemas de asentamiento.
10. El área en estudio se encuentra ubicada dentro de la zona de sismicidad N° 4 (zona de alta sismicidad), por lo que se deberá tener presente la posibilidad de que ocurran sismos de considerable magnitud, con intensidad tan alta como VII a XI en la escala de mercalli modificado.
11. Por los tipos de suelos gravas no plásticas y arenas finas no será necesario el ensayo de consolidación ya que el suelo presenta suelo arenoso y gravoso que presentaran asentamiento secundario y no elástico ya que las arcillas si presentan consolidación.
12. Los resultados e investigaciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del EMS, sólo se aplicarán al

terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otros terrenos o para otras edificaciones

X. BIBLIOGRAFIA:

- Reglamento Nacional de Construcción.
- Mecánica de Suelos y Cimentación, Crespo Villalaz.
- Propiedades Geofísicas de los suelos, Joseph Bowles.
- Norma Técnica de Edificación E-050, Suelos y Cimentaciones.

ANEXOS

Contiene:

- **Perfil Estratigráfico**
- **Ensayos de Laboratorio**
- **Croquis de Ubicación de Pozos**
- **Material Fotográfico**

ENSAYO STANDARD DE PENETRACION (SPT)

PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

PERFORACION: SPT - 1

FECHA : FEBRERO - 2017

COTA	PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES / PIE											N/PIE	SIMBOLO	OBSERVACIONES		
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100					
	0.00																DESNIVEL
	1.45																MATERIA ORGANICA
	1.50																
	2.95																ARENAS MAL GRADUADAS CON NINGUN FINO
	3.40														34		
	3.45														48		MEZCLA GRAVA - ARENA, CON POCOS O NINGUN FINO CON PRESENCIA DE CANTO RODADO DE 3,5 " DE DIAMETRO
	3.90																
	4.40																
	4.45																
	5.00														62		

ENSAYO STANDARD DE PENETRACION (SPT)

PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

PERFORACION: SPT - 2

FECHA : FEBRERO - 2017

COTA	PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES / PIE										N/PIE	SIMBOLO	OBSERVACIONES	
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	100				
0.00	0.10														LOSA DE CONCRETO SIMPLE
2.50														R	MATERIAL DE RELLENO CON PRESENCIA DE BASURA Y DESECHOS DE CONSTRUCCION
3.50													5	SP	ARENAS MAL GRADADAS CON NINGUN FINO
3.95													10	SP	ARENAS MAL GRADADAS CON NINGUN FINO CON PRESENCIA DE GRAVA DE 1/2" DE DIAMETRO
4.25													43	GP	MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON NINGUN FINO CON PRESENCIA DE CANTO RODADO DE 3,5" DE DIAMETRO
4.75													73	GP	
5.00															

ENSAYO STANDARD DE PENETRACION (SPT)

PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

PERFORACION : SPT - 3

FECHA : FEBRERO - 2017

COTA	PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES / PIE										N/PIE	SIMBOLO	OBSERVACIONES	
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	100				
0.00	0.10													R	MATERIAL DE RELLENO CON PRESENCIA DE BASURA Y DESECHOS DE CONSTRUCCION
1.20	2.00												11	SP	ARENAS MAL GRADADAS CON NINGUN FINO
2.45	3.00												36	SP	ARENAS MAL GRADADAS CON NINGUN FINO CON PRESENCIA DE GRAVA DE 1/2" DE DIAMETRO
3.45	4.00												50	GP	MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON NADA DE FINOS CON PRESENCIA DE CANTO RODADO
5.00															

HUMEDAD NATURAL				
PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"				
UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE				
FECHA : FEBRERO - 2017				
Muestra N°	S1 - M1	S1 - M2		
KM				
Profundidad (m)	1,45 - 2,95	2,95 - 5,00		
N° Recipiente	10	2		
1- Peso Suelo Húmedo + Recipiente	113.26	28.52		
2- Peso Suelo Seco + Recipiente	100.42	26.02		
3- Peso del Agua	12.84	2.50		
4- Peso Recipiente	29.10	12.80		
5- Peso Suelo Seco	71.32	13.22		
6- Porcentaje de Humedad	18.00%	18.91%		

HUMEDAD NATURAL				
PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"				
UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE				
FECHA : FEBRERO - 2017				
Muestra N°	S2 - M1	S2 - M2	S2 - M3	
KM				
Profundidad (m)	2,50 - 3,50	3,50 - 3,95	3,95 - 5,00	
N° Recipiente	003	079	15	
1- Peso Suelo Húmedo + Recipiente	25.36	26.31	31.26	
2- Peso Suelo Seco + Recipiente	23.89	24.53	28.54	
3- Peso del Agua	1.47	1.78	2.72	
4- Peso Recipiente	12.34	14.65	13.53	
5- Peso Suelo Seco	11.55	9.88	15.01	
6- Porcentaje de Humedad	12.73%	18.02%	18.12%	

HUMEDAD NATURAL				
PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"				
UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE				
FECHA : FEBRERO - 2017				
Muestra N°	S3 - M1	S3 - M2	S3 - M3	
KM				
Profundidad (m)	1,20 - 3,00	3,00 - 4,00	4,00 - 5,00	
N° Recipiente	11	18	3	
1- Peso Suelo Húmedo + Recipiente	128.96	145.12	95.31	
2- Peso Suelo Seco + Recipiente	113.23	127.12	84.69	
3- Peso del Agua	15.73	18.00	10.62	
4- Peso Recipiente	21.56	21.81	22.34	
5- Peso Suelo Seco	91.67	105.31	62.35	
6- Porcentaje de Humedad	17.16%	17.09%	17.03%	

HUMEDAD NATURAL				
PROYECTO : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"				
UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE				
FECHA : FEBRERO - 2017				
Muestra N°	C1 - M1	C2 - M1		
KM				
Profundidad (m)	2,55 - 4,25	2,55 - 3,35		
N° Recipiente	5	21		
1- Peso Suelo Húmedo + Recipiente	125.69	145.36		
2- Peso Suelo Seco + Recipiente	116.31	136.52		
3- Peso del Agua	9.38	8.84		
4- Peso Recipiente	22.31	21.64		
5- Peso Suelo Seco	94.00	114.88		
6- Porcentaje de Humedad	9.98%	7.69%		

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

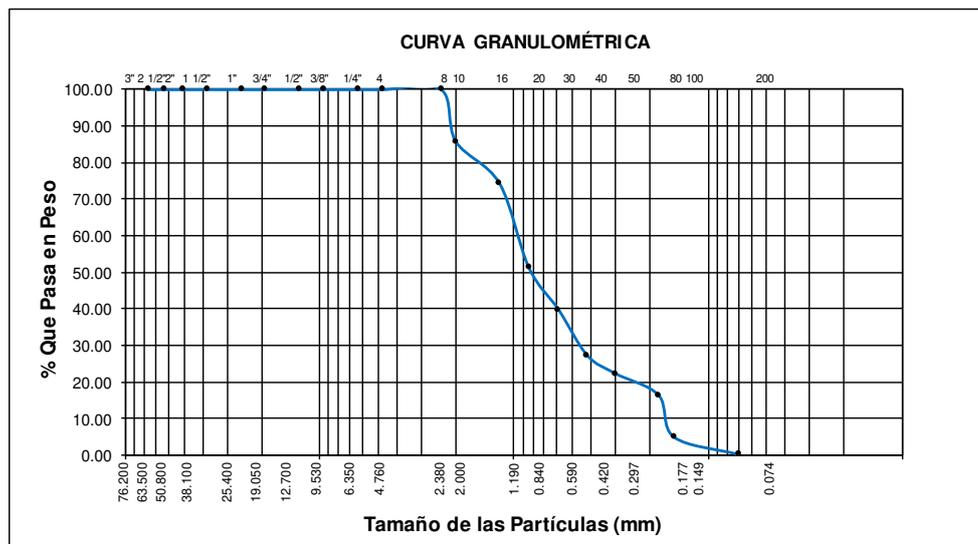
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES
CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN
EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 1 MUESTRA N°: M - 1 PROFUNDIDAD : 1,45 - 2,95

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						L.L. : N°Pº
3/4"	19.05						L.P. : N°Pº
1/2"	12.70						I.P. : N°Pº
3/8"	9.53						CLASIFICACION
1/4"	6.35						AASHTO : ✓
N° 04	4.76						✓
N° 08	2.38	---	---	---	100.00		
N° 10	2.00	15.39	14.19	14.19	85.81		
N° 16	1.19	12.43	11.46	25.64	74.36		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	24.98	23.03	48.67	51.33		
N° 30	0.59	12.47	11.49	60.16	39.84		
N° 40	0.42	13.54	12.48	72.64	27.36		
N° 50	0.30	5.39	4.97	77.61	22.39		
N° 80	0.18	6.41	5.91	83.52	16.48		
N° 100	0.15	12.43	11.46	94.98	5.02		
N° 200	0.07	5.14	4.74	99.71	0.29		
<N° 200		0.31	0.29	100.00	0.00		
Peso Inicial		108.49					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

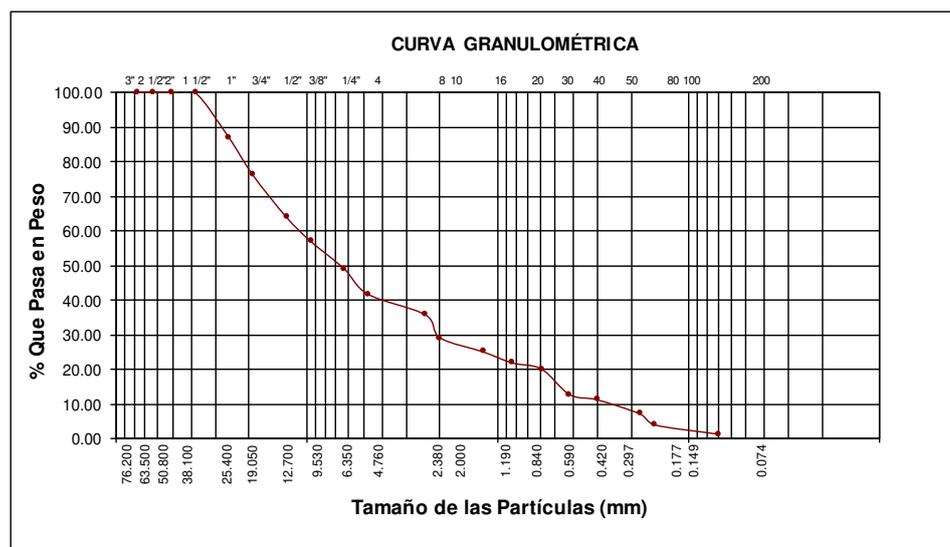
PROYECTO : **ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"**

UBICACIÓN : **DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE**

FECHA : **FEBRERO - 2017**

SONDEO S - 1 MUESTRA N°: M - 2 PROFUNDIDAD : 2,95 - 5,00

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						GP, gravas mal graduadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10				100.00		
1"	25.40	102.00	12.96	12.96	87.04		L.L. : N° P²
3/4"	19.05	85.00	10.80	23.76	76.24		L.P. : N° P²
1/2"	12.70	96.00	12.20	35.96	64.04		I.P. : N° P²
3/8"	9.53	54.00	6.86	42.82	57.18		CLASIFICACION
1/4"	6.35	63.00	8.01	50.83	49.17		AASHTO: A - 1 - a (0)
N° 04	4.76	58.00	7.37	58.20	41.80		
N° 08	2.38	47.00	5.97	64.17	35.83		
N° 10	2.00	52.00	6.61	70.78	29.22		
N° 16	1.19	32.00	4.07	74.84	25.16		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	25.00	3.18	78.02	21.98		
N° 30	0.59	14.00	1.78	79.80	20.20		
N° 40	0.42	58.00	7.37	87.17	12.83		
N° 50	0.30	12.00	1.52	88.69	11.31		
N° 80	0.18	32.00	4.07	92.76	7.24		
N° 100	0.15	25.00	3.18	95.93	4.07		
N° 200	0.07	21.00	2.67	98.60	1.40		
<N° 200		11.00	1.40	100.00	0.00		
Peso Inicial		787.00					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

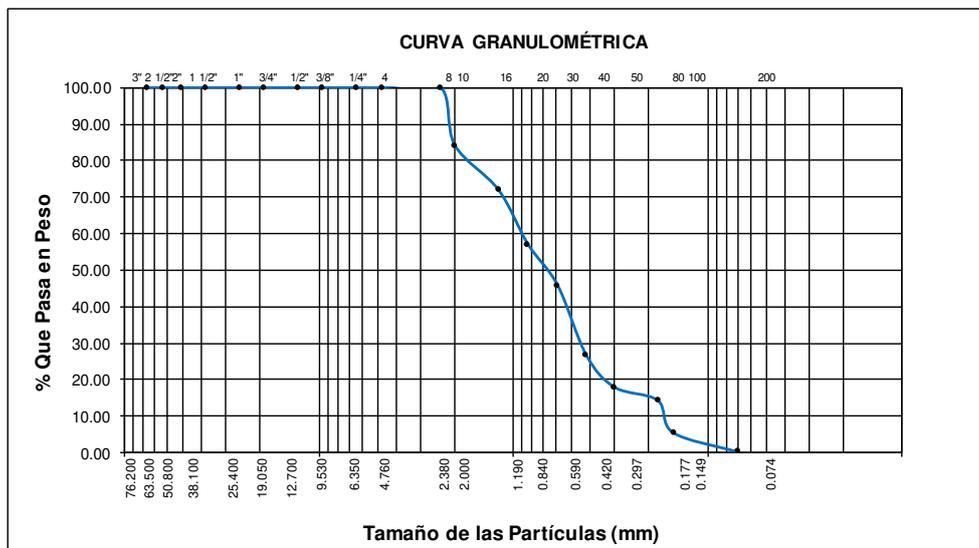
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES
CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN
EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 2 MUESTRA N°: M - 1 PROFUNDIDAD : 2,50 - 3,50

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						L.L. : N°Pº
3/4"	19.05						L.P. : N°Pº
1/2"	12.70						I.P. : N°Pº
3/8"	9.53						CLASIFICACION
1/4"	6.35						AASHTO :
Nº 04	4.76						
Nº 08	2.38	---	---	---	100.00		
Nº 10	2.00	18.69	15.90	15.90	84.10		
Nº 16	1.19	14.37	12.22	28.12	71.88		OBSERVACIONES:
Nº 20	0.84	17.43	14.83	42.95	57.05		
Nº 30	0.59	13.25	11.27	54.22	45.78		
Nº 40	0.42	22.47	19.11	73.33	26.67		
Nº 50	0.30	10.32	8.78	82.11	17.89		
Nº 80	0.18	4.21	3.58	85.69	14.31		
Nº 100	0.15	10.37	8.82	94.51	5.49		
Nº 200	0.07	6.19	5.27	99.78	0.22		
<Nº 200		0.26	0.22	100.00	0.00		
Peso Inicial		117.56					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

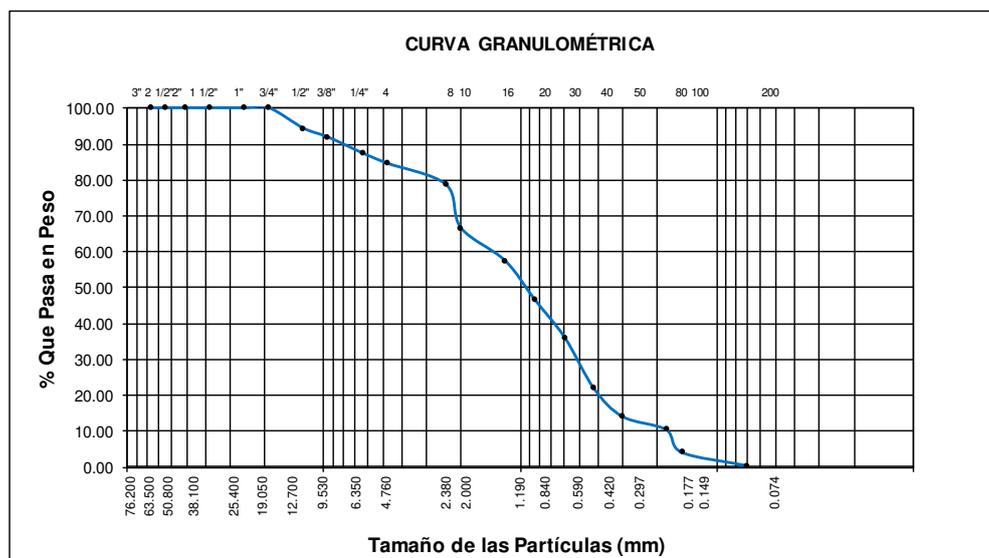
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 2 MUESTRA N°: M - 2 PROFUNDIDAD : 3,50 - 3,95

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						LL. : N°P ²
3/4"	19.05	---	---	---	100.00		L.P. : N°P ²
1/2"	12.70	8.23	5.69	5.69	94.31		I.P. : N°P ²
3/8"	9.53	3.57	2.47	8.16	91.84		CLASIFICACION
1/4"	6.35	6.41	4.43	12.59	87.41		AASHTO : <input checked="" type="checkbox"/>
N° 04	4.76	4.12	2.85	15.44	84.56		
N° 08	2.38	8.63	5.97	21.40	78.60		
N° 10	2.00	17.42	12.04	33.44	66.56		
N° 16	1.19	13.24	9.15	42.59	57.41		OBSERVACIONES: CON PRESENCIA DE GRAVA DE 1/2"
N° 20	0.84	15.69	10.85	53.44	46.56		
N° 30	0.59	15.34	10.60	64.04	35.96		
N° 40	0.42	20.41	14.11	78.15	21.85		
N° 50	0.30	11.39	7.87	86.02	13.98		
N° 80	0.18	5.26	3.64	89.66	10.34		
N° 100	0.15	9.15	6.32	95.98	4.02		
N° 200	0.07	5.34	3.69	99.68	0.32		
<N° 200		0.47	0.32	100.00	0.00		
Peso Inicial		144.67					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

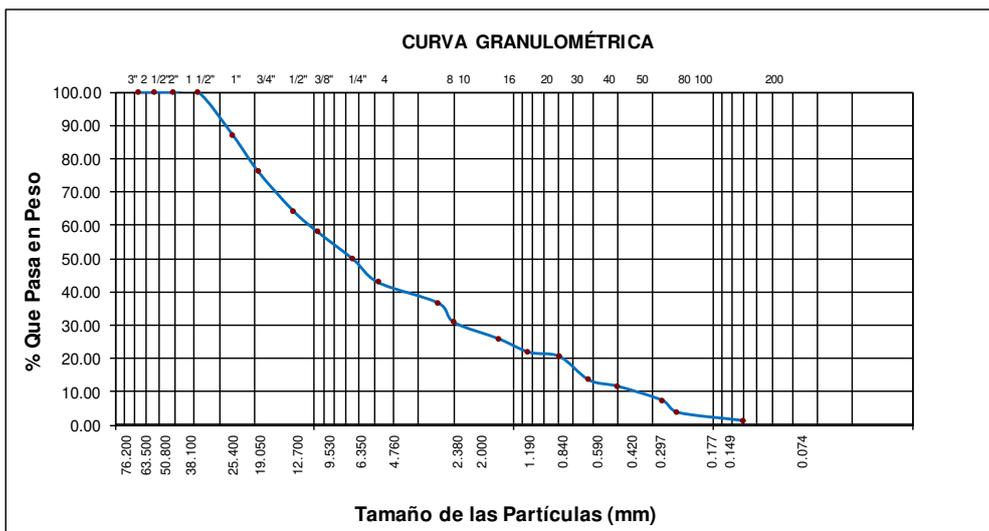
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 2 MUESTRA N°: M - 3 PROFUNDIDAD : 3.95 - 5.00

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						GP, mezcla de grava-arena, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10				100.00		
1"	25.40	105.00	13.19	13.19	86.81		L.L. : N° P ²
3/4"	19.05	85.60	10.75	23.94	76.06		L.P. : N° P ²
1/2"	12.70	94.36	11.85	35.79	64.21		I.P. : N° P ²
3/8"	9.53	51.31	6.44	42.23	57.77		CLASIFICACION
1/4"	6.35	65.03	8.17	50.40	49.60		AASHTO : ()
N° 04	4.76	55.00	6.91	57.31	42.69		
N° 08	2.38	49.31	6.19	63.50	36.50		
N° 10	2.00	45.63	5.73	69.23	30.77		
N° 16	1.19	39.61	4.97	74.21	25.80		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	32.13	4.04	78.24	21.76		
N° 30	0.59	10.27	1.29	79.53	20.47		
N° 40	0.42	56.34	7.08	86.61	13.39		
N° 50	0.30	15.23	1.91	88.52	11.48		
N° 80	0.18	33.61	4.22	92.74	7.26		
N° 100	0.15	28.96	3.64	96.38	3.62		
N° 200	0.07	19.64	2.47	98.84	1.16		
<N° 200		9.21	1.16	100.00	0.00		
Peso Inicial		796.24					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

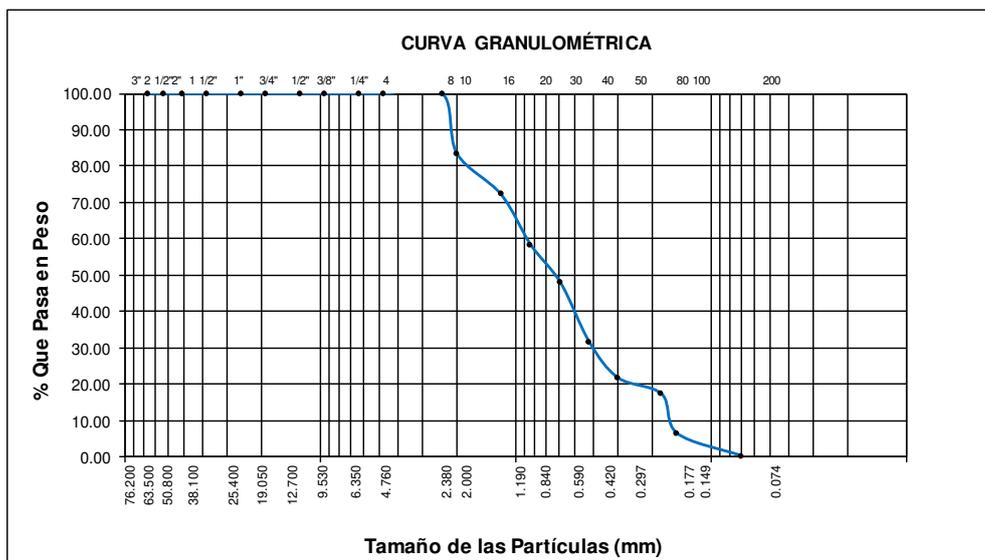
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 3 MUESTRA N°: M - 1 PROFUNDIDAD : 1,20 - 3,00

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						LL : NPP ²
3/4"	19.05						L.P. : NPP ²
1/2"	12.70						I.P. : NPP ²
3/8"	9.53						CLASIFICACION AASHTO : <input checked="" type="checkbox"/>
1/4"	6.35						
N° 04	4.76						
N° 08	2.38	---	---	---	100.00		
N° 10	2.00	19.52	16.54	16.54	83.46		
N° 16	1.19	13.28	11.25	27.79	72.21		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	16.34	13.84	41.64	58.36		
N° 30	0.59	12.45	10.54	52.18	47.82		
N° 40	0.42	19.36	16.40	68.58	31.42		
N° 50	0.30	11.45	9.70	78.28	21.72		
N° 80	0.18	5.23	4.43	82.72	17.28		
N° 100	0.15	12.78	10.83	93.54	6.46		
N° 200	0.07	7.34	6.22	99.76	0.24		
<N° 200		0.28	0.24	100.00	0.00		
Peso Inicial		118.03					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

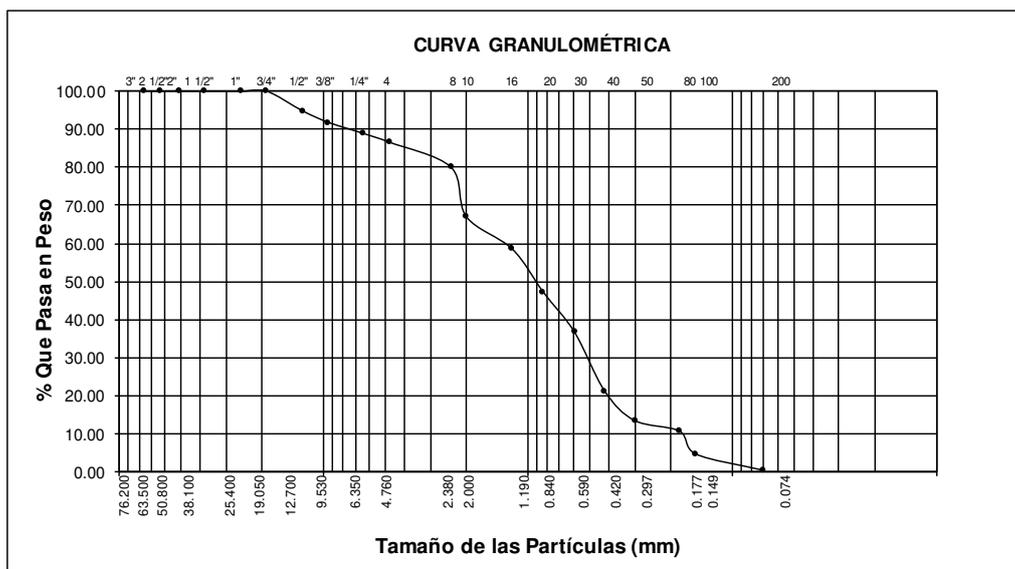
PROYECTO : 'ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES,
CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN
EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 3 MUESTRA N°: M - 2 PROFUNDIDAD : 3,00 - 4,00

Abertura Malla	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.					
3"	76.20					
2 1/2"	63.50					SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80					
1 1/2"	38.10					
1"	25.40					
3/4"	19.05	---	---	100.00		L.L. : N°PP ²
1/2"	12.70	7.52	5.18	94.82		L.P. : N°PP ²
						I.P. : N°PP ²
3/8"	9.53	4.31	2.97	91.86		CLASIFICACION
1/4"	6.35	4.37	3.01	88.85		AASHTO :
N° 04	4.76	3.28	2.26	86.59		
N° 08	2.38	9.52	6.55	80.04		
N° 10	2.00	18.94	13.04	67.01		
N° 16	1.19	12.36	8.51	58.50		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	16.42	11.30	47.20		
N° 30	0.59	15.31	10.54	36.66		CON PRESENCIA DE
N° 40	0.42	22.47	15.46	21.20		GRAVA DE 1/2"
N° 50	0.30	11.23	7.73	13.47		
N° 80	0.18	4.12	2.84	10.63		
N° 100	0.15	8.71	5.99	4.64		
N° 200	0.07	6.22	4.28	0.36		
<N° 200		0.52	0.36	0.00		
Peso Inicial		145.30				



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

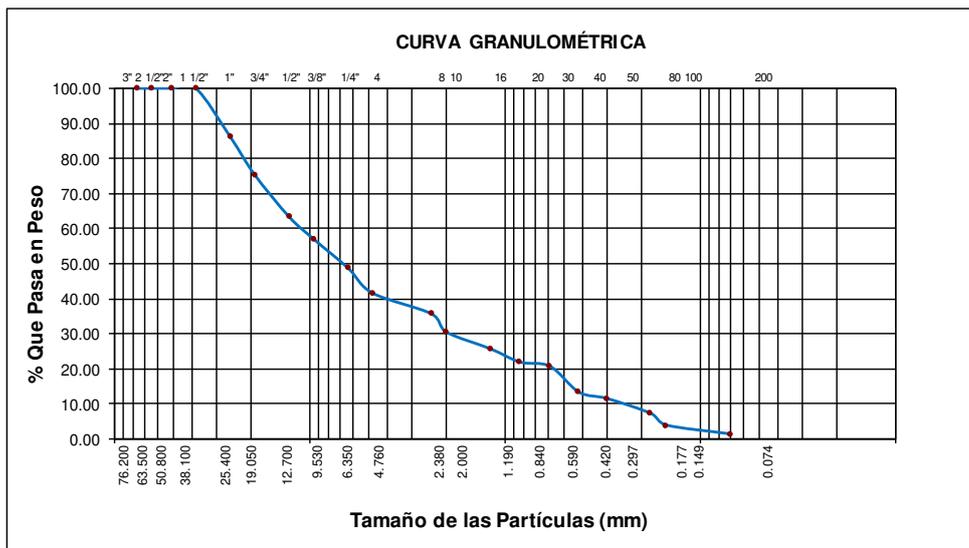
PROYECTO : 'ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL'

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

SONDEO S - 3 MUESTRA N°: M - 3 PROFUNDIDAD : 4.00 - 5,00

Abertura Malla	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.					
3"	76.20					
2 1/2"	63.50					GP, gravas mal graduadas, con pocos finos.
2"	50.80					
1 1/2"	38.10			100.00		
1"	25.40	110.23	13.85	13.85	86.15	L.L. : N° P ²
3/4"	19.05	86.34	10.85	24.70	75.30	L.P. : N° P ²
1/2"	12.70	95.64	12.02	36.71	63.29	I.P. : N° P ²
3/8"	9.53	50.34	6.33	43.04	56.96	CLASIFICACION
1/4"	6.35	66.12	8.31	51.35	48.65	AASHTO : ()
N° 04	4.76	56.74	7.13	58.48	41.52	
N° 08	2.38	47.24	5.94	64.41	35.59	
N° 10	2.00	41.23	5.18	69.59	30.41	
N° 16	1.19	38.12	4.79	74.38	25.62	OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	30.16	3.79	78.17	21.83	
N° 30	0.59	9.64	1.21	79.38	20.62	
N° 40	0.42	58.69	7.37	86.76	13.24	
N° 50	0.30	14.71	1.85	88.61	11.39	
N° 80	0.18	33.79	4.25	92.85	7.15	
N° 100	0.15	26.42	3.32	96.17	3.83	
N° 200	0.07	20.31	2.55	98.72	1.28	
<N° 200		10.17	1.28	100.00	0.00	
Peso Inicial		795.89				



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

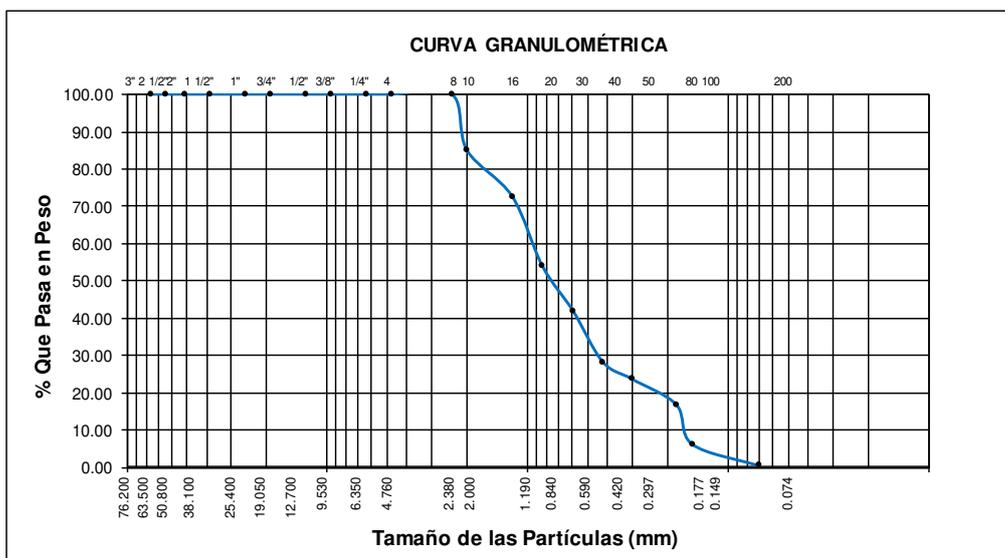
PROYECTO : 'ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL'

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

CALICATA C - 1 MUESTRA N°: M - 1 PROFUNDIDAD : 2,55 - 4,25

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						L.L. : N°P ²
3/4"	19.05						L.P. : N°P ²
1/2"	12.70						I.P. : N°P ²
3/8"	9.53						CLASIFICACION
1/4"	6.35						AASHTO : 
N° 04	4.76						
N° 08	2.38	--	--	--	100.00		
N° 10	2.00	16.23	15.03	15.03	84.97		
N° 16	1.19	13.31	12.32	27.35	72.65		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	20.20	18.70	46.06	53.94		
N° 30	0.59	13.01	12.05	58.10	41.90		
N° 40	0.42	14.70	13.61	71.71	28.29		
N° 50	0.30	5.00	4.63	76.34	23.66		
N° 80	0.18	7.43	6.88	83.22	16.78		
N° 100	0.15	11.46	10.61	93.83	6.17		
N° 200	0.07	6.21	5.75	99.58	0.42		
<N° 200		0.45	0.42	100.00	0.00		
Peso Inicial		108.00					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

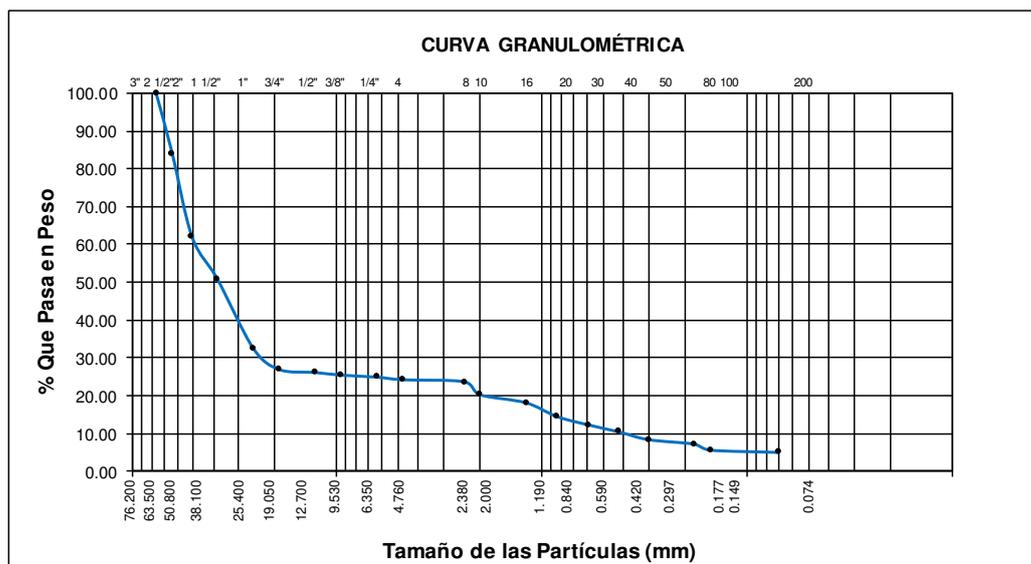
FECHA : FEBRERO - 2017

CALICATA C-01

MUESTRA N°: M - 2

PROFUNDIDAD : 4.25 - 4.55

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20				100.00		
2 1/2"	63.50	741.00	15.95	15.95	84.05		GP, gravas mal gradadas con pocos finos
2"	50.80	1025.00	22.07	38.02	61.98		
1 1/2"	38.10	524.00	11.28	49.30	50.70		
1"	25.40	852.00	18.34	67.64	32.36		L.L. : N°P ²
3/4"	19.05	252.00	5.43	73.07	26.93		L.P. : N°P ²
1/2"	12.70	36.00	0.78	73.84	26.16		L.P. : N°P ²
3/8"	9.53	32.00	0.69	74.53	25.47		CLASIFICACION
1/4"	6.35	25.00	0.54	75.07	24.93		AASHTO : <input checked="" type="checkbox"/>
N° 04	4.76	32.00	0.69	75.76	24.24		
N° 08	2.38	25.00	0.54	76.30	23.70		
N° 10	2.00	158.00	3.40	79.70	20.30		
N° 16	1.19	99.00	2.13	81.83	18.17		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	169.00	3.64	85.47	14.53		
N° 30	0.59	102.00	2.20	87.66	12.34		
N° 40	0.42	85.00	1.83	89.49	10.51		
N° 50	0.30	96.00	2.07	91.56	8.44		
N° 80	0.18	54.00	1.16	92.72	7.28		
N° 100	0.15	74.00	1.59	94.32	5.68		
N° 200	0.07	28.00	0.60	94.92	5.08		
<N° 200		236.00	5.08	100.00	0.00		
Peso Inicial		4645.00					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

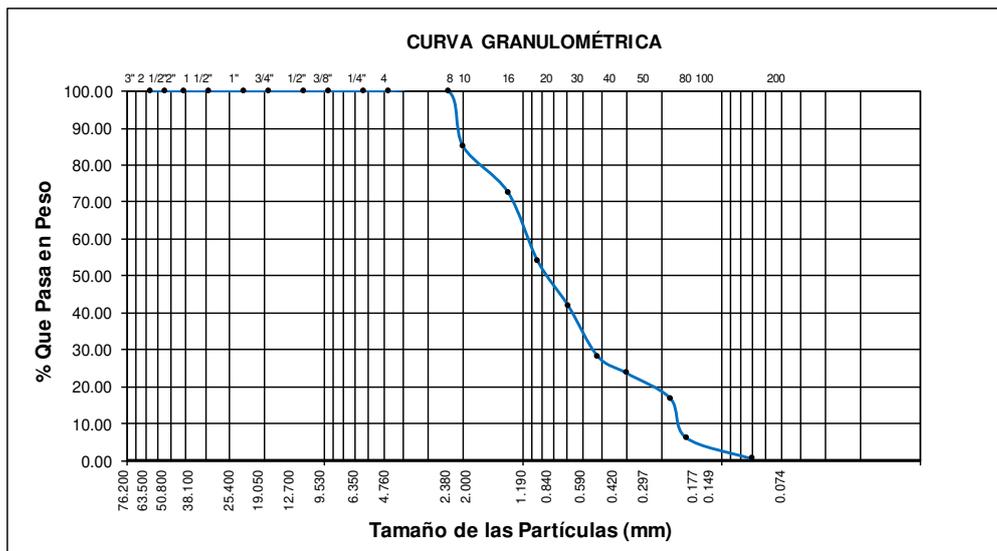
PROYECTO : 'ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL'

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

FECHA : FEBRERO - 2017

CALICATA C - 2 MUESTRA N°: M - 1 PROFUNDIDAD : 2,55 - 3,35

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.80						
1 1/2"	38.10						
1"	25.40						L.L. : N°P ²
3/4"	19.05						L.P. : N°P ²
1/2"	12.70						I.P. : N°P ²
3/8"	9.53						CLASIFICACION
1/4"	6.35						AASHTO :
N° 04	4.76						
N° 08	2.38	---	---	---	100.00		
N° 10	2.00	16.23	15.03	15.03	84.97		
N° 16	1.19	13.31	12.32	27.35	72.65		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	20.20	18.70	46.06	53.94		
N° 30	0.59	13.01	12.05	58.10	41.90		
N° 40	0.42	14.70	13.61	71.71	28.29		
N° 50	0.30	5.00	4.63	76.34	23.66		
N° 80	0.18	7.43	6.88	83.22	16.78		
N° 100	0.15	11.46	10.61	93.83	6.17		
N° 200	0.07	6.21	5.75	99.58	0.42		
<N° 200		0.45	0.42	100.00	0.00		
Peso Inicial		108.00					



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422 - NTP 339.128

PROYECTO : 'ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES, CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL''

UBICACIÓN : DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE

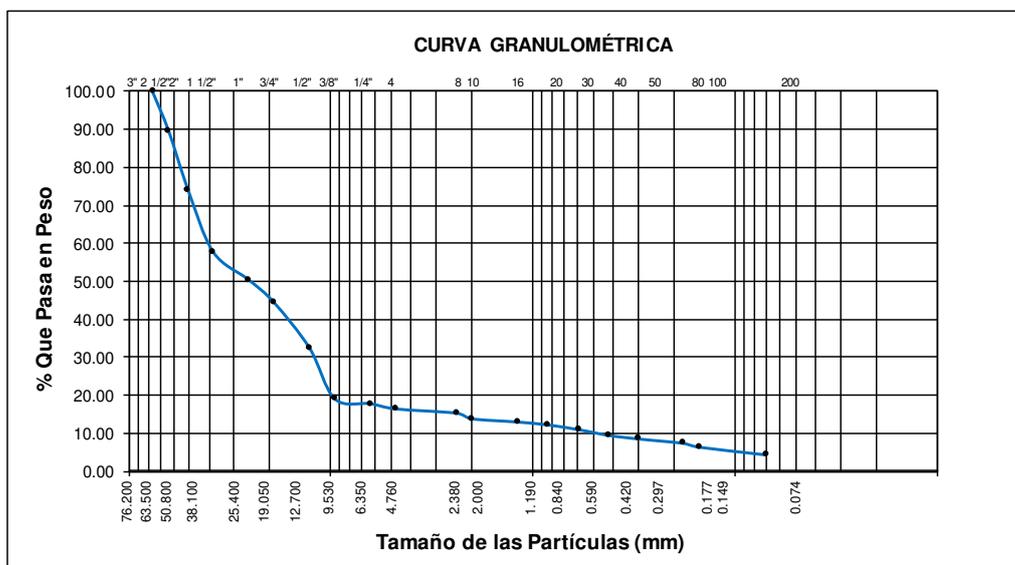
FECHA : FEBRERO - 2017

CALICATA C-02

MUESTRA N°: M - 2

PROFUNDIDAD : 3.35 - 3.85

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	CLASIFICACION SUCS
Pulg.	mm.						
3"	76.20				100.00		
2 1/2"	63.50	632.00	10.23	10.23	89.77		GP, gravas mal gradadas con pocos finos
2"	50.80	963.00	15.58	25.81	74.19		
1 1/2"	38.10	1014.00	16.41	42.22	57.78		
1"	25.40	452.00	7.31	49.53	50.47		L.L. : NPP ²
3/4"	19.05	369.00	5.97	55.50	44.50		L.P. : NPP ²
1/2"	12.70	741.00	11.99	67.49	32.51		I.P. : NPP ²
3/8"	9.53	825.00	13.35	80.84	19.16		CLASIFICACION
1/4"	6.35	78.00	1.26	82.10	17.90		AASHTO : ✓
N° 04	4.76	85.00	1.38	83.48	16.52		
N° 08	2.38	69.00	1.12	84.60	15.40		
N° 10	2.00	92.00	1.49	86.08	13.92		
N° 16	1.19	52.00	0.84	86.93	13.07		OBSERVACIONES:
N° 20	0.84	47.00	0.76	87.69	12.31		
N° 30	0.59	78.00	1.26	88.95	11.05		
N° 40	0.42	92.00	1.49	90.44	9.56		
N° 50	0.30	58.00	0.94	91.38	8.62		
N° 80	0.18	71.00	1.15	92.52	7.48		
N° 100	0.15	63.00	1.02	93.54	6.46		
N° 200	0.07	125.00	2.02	95.57	4.43		
<N° 200		274.00	4.43	100.00	0.00		
Peso Inicial		6180.00					



CAPACIDAD PORTANTE (Qd)	
PROYECTO	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"
UBICACIÓN	DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE
PERFORACION	SPT - 1
FECHA	FEBRERO - 2017

FALLA LOCAL

FORMULA DE TERZAGHI:

A) ZAPATA CORRIDA:

$$q_d = (2/3) c N_c + \gamma Z N_q + 0,5 \gamma B N_y$$

B) ZAPATA CUADRADA:

$$q_d = 0,867 c N_c + \gamma Z N_q + 0,4 \gamma B N_y$$

Donde :

q_d = Capacidad de Carga limite en Tn/m^2

C = Cohesion del suelo en Tn/m^2

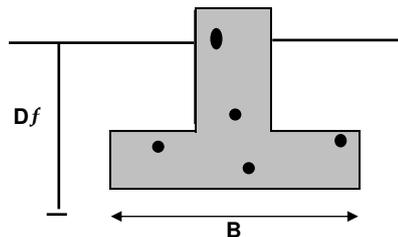
γ = Peso volumetrico del suelo en Tn/m^3

$Z = D_f$ = Profundidad de desplante de la cimentacion en metros

ϕ = Angulo corregido por falla local

B = Ancho de la zapata en metros

FS = Factor de seguridad



Calculo de los Factores de Carga:

$N_c =$	$COT \phi (N_q - 1)$
$N_q =$	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$
$N_y =$	$2 \tan \phi (N_q + 1)$

CAPACIDAD DE CARGA LIMITE

ZAPATA CORRIDA:

$q_d =$	63.6 tn/m^2
$FS =$	3
$q_d =$	2.12 kg/cm^2

N_c, N_q, N_y = Factores de carga

Datos:

$\phi =$	25
$\gamma =$	1.86
$B =$	3
$N_q =$	5.6
$FS =$	3

$C =$	0
$D_f =$	3
$N_c =$	14.8
$N_y =$	2.25

ZAPATA CUADRADA:

$q_d =$	63.0 tn/m^2
$FS =$	3
$q_d =$	2.10 kg/cm^2

CAPACIDAD PORTANTE (Qd)	
PROYECTO	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"
UBICACIÓN	DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE
PERFORACION	SPT - 2
FECHA	FEBRERO - 2017

FALLA LOCAL

FORMULA DE TERZAGHI:

A) ZAPATA CORRIDA:

$$q_d = (2/3) c N_c + \gamma Z N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

B) ZAPATA CUADRADA:

$$q_d = 0,867 c N_c + \gamma Z N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

Donde :

q_d = Capacidad de Carga limite en Tn/m^2

C = Cohesion del suelo en Tn/m^2

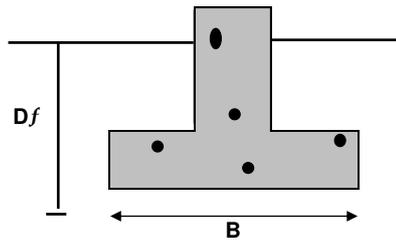
γ = Peso volumetrico del suelo en Tn/m^3

$Z = D_f$ = Profundidad de desplante de la cimentacion en metros

ϕ = Angulo corregido por falla local

B = Ancho de la zapata en metros

FS = Factor de seguridad



Calculo de los Factores de Carga:

$N_c =$	$COT \phi (N_q - 1)$
$N_q =$	$e^{\tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$
$N_\gamma =$	$2 \tan \phi (N_q + 1)$

N_c, N_q, N_γ = Factores de carga

Datos:

$\phi =$	25
$\gamma =$	1.88
$B =$	3
$N_q =$	5.6
$FS =$	3

$C =$	0
$D_f =$	3
$N_c =$	14.8
$N_\gamma =$	2.25

CAPACIDAD DE CARGA LIMITE

ZAPATA CORRIDA:

$q_d =$	64.2 tn/m^2
$FS =$	3
$q_d =$	2.14 kg/cm^2

ZAPATA CUADRADA:

$q_d =$	63.7 tn/m^2
$FS =$	3
$q_d =$	2.12 kg/cm^2

CAPACIDAD PORTANTE (Qd)	
PROYECTO	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE QUINCE NIVELES CON Y SIN AISLADORES SISMICOS ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO, UBICADA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL"
UBICACIÓN	DIST. PIMENTEL - PROV. CHICLAYO - DPT. LAMBAYEQUE
PERFORACION	SPT - 3
FECHA	FEBRERO - 2017

FALLA LOCAL

FORMULA DE TERZAGHI:

A) ZAPATA CORRIDA:

$$q_d = (2/3) c N_c + \gamma Z N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

B) ZAPATA CUADRADA:

$$q_d = 0,867 c N_c + \gamma Z N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

Donde :

q_d = Capacidad de Carga limite en Tn/m^2

C = Cohesion del suelo en Tn/m^2

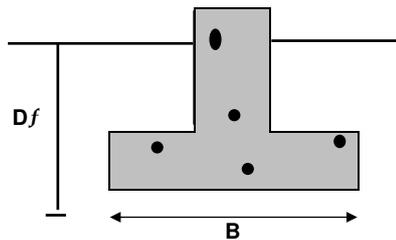
γ = Peso volumetrico del suelo en Tn/m^3

$Z = D_f$ = Profundidad de desplante de la cimentacion en metros

ϕ = Angulo corregido por falla local

B = Ancho de la zapata en metros

FS = Factor de seguridad



Calculo de los Factores de Carga:

$N_c =$	$COT \phi (N_q - 1)$
$N_q =$	$e^{11tg\phi} tg^2(45 + \phi/2)$
$N_\gamma =$	$2tg\phi (N_q + 1)$

CAPACIDAD DE CARGA LIMITE

ZAPATA CORRIDA:

$q_d =$	64.1 tn/m^2
$FS =$	3
$q_d =$	2.14 kg/cm^2

N_c, N_q, N_γ = Factores de carga

Datos:

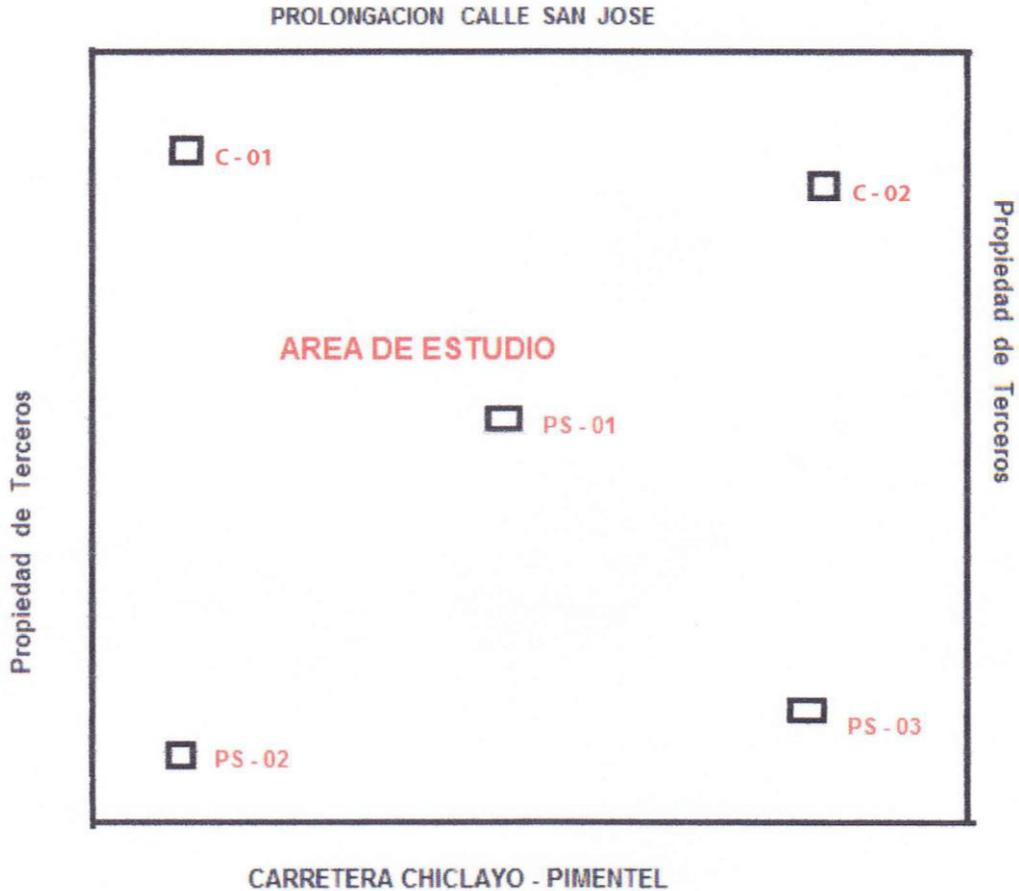
$\phi =$	25
$\gamma =$	1.88
$B =$	3
$N_q =$	5.6
$FS =$	3

$C =$	0
$D_f =$	3
$N_c =$	14.8
$N_\gamma =$	2.25

ZAPATA CUADRADA:

$q_d =$	63.5 tn/m^2
$FS =$	3
$q_d =$	2.12 kg/cm^2

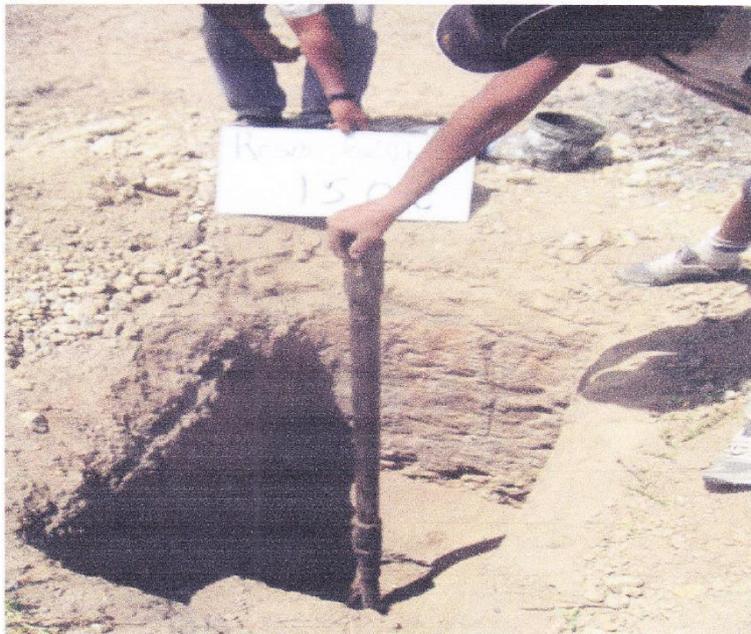
CROQUIS DE UBICACIÓN DE POZOS EXPLORATORIOS



MATERIAL FOTOGRAFICO
DE LA EXPLORACIÓN DE CAMPO







VISTA PANORAMICA DEL AREA EN ESTUDIO

