

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CENTROS EDUCATIVOS DEL
DISTRITO DE BREÑA Y REFORZAMIENTO DEL C.E. SEÑOR DE
LOS MILAGROS “**

TESIS

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

RAFAEL ALEXANDER PALOMINO NOLASCO

**Lima – Perú
2010**

ÍNDICE

RESUMEN	i
LISTA DE TABLAS	ii
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE SIGLAS Y ABREVIATURAS	vii
INTRODUCCIÓN	xi

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Antecedentes	01
1.2 Objetivos	02
1.3 Alcances	02
1.4 Ubicación Geográfica del distrito	03
1.5 Historia del distrito	03

CAPÍTULO II: CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

2.1 Historia sísmica de Lima	07
2.2 Peligro sísmico de Lima	09
2.2 Zonificación sísmica del Perú	11

CAPÍTULO III: ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICO DEL DISTRITO Y LA CIUDAD DE LIMA

3.1 Geología de Lima y el distrito	13
3.1.1 Geología histórica de Lima	13
3.1.1.1 Rasgos geomorfológicos de Lima	15
3.1.2 Geología del distrito	17
3.2 Geotecnia de Lima y el distrito	17
3.2.1 Generalidades sobre el suelo de Lima	17
3.2.1.1 Características geotécnicas de la ciudad de Lima y Callao	18
3.2.2 Geotecnia del distrito	19
3.2.2.1 Parámetros geotécnicos del distrito	20
3.2.2.2 Perfiles estratigráficos del distrito	20
3.2.2.3 Zonificación geotécnica sísmica del distrito	21

CAPÍTULO IV: VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES

4.1	Introducción	25
4.2	Conceptos Generales	26
4.2.1	Vulnerabilidad	26
4.2.2	Peligro sísmico	26
4.2.3	Riesgo sísmico	26
4.3	Tipos de vulnerabilidad	27
4.3.1	Vulnerabilidad estructural	27
4.3.1.1	Configuración en planta	28
4.3.1.2	Configuración en altura	28
4.3.1.3	Piso suave o débil	29
4.3.1.4	Interacción de la estructura con elementos no estructurales	29
4.3.1.5	Columna corta	30
4.3.1.6	Impacto entre edificios adyacentes	30
4.3.1.7	Torsión	31
4.3.2	Vulnerabilidad no estructural	32
4.3.3	Vulnerabilidad funcional	32
4.4	Métodos de análisis de vulnerabilidad	32
4.4.1	Métodos cualitativos	32
4.4.2	Métodos cuantitativos	33

CAPÍTULO V: METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN APLICADA

5.1	Historia de los centros educativos típicos en el distrito de Breña	34
5.1.1	Colegios del año 1920 al 1950	35
5.1.2	Colegios del año 1950 al 1960	35
5.1.3	Colegios del 1960 al 1989	36
5.1.4	Colegios del año 1990 al 1997	37
5.1.5	Colegios del año 1997 al 2003	38
5.2	Estadística de los Centros educativos	39
5.2.1	Por sistemas estructurados	39
5.2.2	Colegios estatales y particulares	40
5.2.3	Clasificación por número de pisos	40
5.2.4	Clasificación por antigüedad	41
5.3	Metodologías de evaluación para determinar la vulnerabilidad	42
5.3.1	Método ATC-21	43

5.3.2 Desarrollo del método ATC-21	43
5.3.3 Procedimiento de evaluación del método ATC-21	44
5.3.4 Método Indicial Japonés	47
5.4 Procedimiento de trabajo empleado en el estudio	59
5.4.1 Procedimiento de evaluación	59
5.4.2 Información suplementaria en el área de estudio	61
5.4.4 Información contenida en la ficha de evaluación	62
5.5 Tipologías estructurales encontradas en el área de estudio	65
5.5.1 Pórticos de concreto armado (C1)	65
5.5.2 Estructura de concreto armado c/placas	65
5.5.3 Albañilería confinada (RM)	66
5.5.4 Sistema de mampostería de arcilla sin refuerzo	67
5.6 Irregularidades estructurales en Centros educativos	67
5.6.1 Irregularidad en altura	67
5.6.2 Columna corta	67
5.6.3 Irregularidad en planta	68
5.6.4 Separación insuficiente	68
5.7 Resultados de evaluación con la metodología aplicada	69
5.8 Selección de Centro educativo más crítico	73

CAPÍTULO VI: ESTUDIO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

6.1 Descripción del Centro educativo	75
6.2 Parámetros sísmicos de la estructura	76
6.2.1 Zonificación sísmica	76
6.2.2 Categoría de la edificación	76
6.2.3 Tipo de suelo	77
6.2.4 Sistemas estructurales	77
6.2.5 Desplazamientos laterales permitidos por la Norma	77
6.3 Análisis por el método Indicial Japonés (método de Hirosawa)	78
6.4 Análisis estructural de la edificación	79
6.4.1 Cargas consideradas en el centro educativo	79
6.4.2 Combinaciones de cargas	79
6.4.3 Estimación de masas	80
6.4.4 Propiedades de los materiales	80
6.4.5 Análisis dinámico	80

6.4.5.1 Modos de vibración	80
6.4.5.2 Aceleración espectral	81
6.4.6 Análisis estático	82
6.5 Comportamiento dinámico del modelo estructural	84
6.5.1 Desplazamiento de entrepiso	84
6.5.2 Distorsión máxima por piso	85
6.5.3 Periodos de vibración	86
6.5.4 Masas participantes	87
6.5.5 Cortantes de piso del análisis Dinámico	87
6.5.6 Determinación del cortante de diseño	87
6.6 Análisis comparativo de demanda y resistencia sísmica	87
6.7 Determinación de la vulnerabilidad sísmica	94

CAPITULO VII: REFORZAMIENTO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

7.1 Introducción	96
7.2 Bases para el reforzamiento	97
7.3 Reforzamiento propuesto	98
7.3.1 Resultados del análisis dinámico propuesta No1	99
7.3.2 Resultados del análisis dinámico propuesta No2	99
7.4 Resultados del análisis dinámico	100
7.4.1 Resultados del análisis dinámico propuesta No1	100
7.4.2 Resultados del análisis dinámico propuesta No2	103
7.5 Estimación del costo de reforzamiento	105

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

RESUMEN

El presente trabajo contiene conceptos sobre sismicidad y definiciones de las principales metodologías cualitativas y cuantitativas que se utilizan en la evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones tales como la metodología del ATC-21 y el método Indicial Japonés.

Para recopilar información de los centros educativos del distrito de Breña se inspeccionó cada uno de ellos y se utilizó una ficha de evaluación ATC-21. De todos los centros educativos inspeccionados, se eligió el más crítico, se comparó con el método Indicial Japonés en su primer nivel de evaluación, luego se realizó un análisis cuantitativo más detallado. En este análisis cuantitativo se utilizó el programa ETABS, Versión 8.2.7, para el modelamiento matemático de las estructura y se estudió el comportamiento de las estructuras frente al espectro de respuesta de un sismo, que establece la Norma E.030-2003. Con los resultados obtenidos se realizó un análisis Demanda-Resistencia para determinar la Vulnerabilidad Sísmica.

Teniendo como resultado la vulnerabilidad de la edificación, se propusieron propuestas de reforzamiento en la estructura y se realizó un nuevo análisis para la estructura reforzada.

Finalmente se elaboraron presupuestos de reforzamiento, en los cuales se presentan el costo final para las diferentes propuestas de reforzamiento.

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO II: CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

Tabla 2.1	Zonificación Sísmica del Perú	11
-----------	-------------------------------	----

CAPÍTULO V: METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN APLICADA

Tabla 5.1	Sistemas estructurales evaluados en el distrito de Breña	39
Tabla 5.2	Sistemas estructurales evaluados en porcentaje	39
Tabla 5.3	Cuadro de colegios evaluados	40
Tabla 5.4	BSH por nivel de intensidad	45
Tabla 5.5	Valores de coeficiente α_i	50
Tabla 5.6	Valores propuesto por Hirosawa para los parámetros, G_i y R_i	54
Tabla 5.7a	Calculo del factor P_t .	57
Tabla 5.7b	Calculo del factor P_s .	57
Tabla 5.8	Distribución por sistemas estructurales	69
Tabla 5.9	Irregularidades estructurales para un sistema de pórticos con albañilería y placas de concreto armado	69
Tabla 5.10	Irregularidades estructurales para un sistema de albañilería confinada.	70
Tabla 5.11	Irregularidades estructurales para un sistema de albañilería sin refuerzo	70
Tabla 5.12a	Resultados de evaluación con el método ATC-21	72
Tabla 5.12b	Resultados de evaluación con el método ATC-21	73

CAPÍTULO VI: ESTUDIO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

Tabla 6.1	Valores de distorsión máxima	78
Tabla 6.2	Resultados de la evaluación sísmica C.E. Señor de los Milagros mediante el método Indicial Japonés – 1er nivel.	78
Tabla 6.3	Desplazamiento en X e Y	84
Tabla 6.4	Distorsiones máxima X e Y	85
Tabla 6.5	Periodos de la estructuras	86
Tabla 6.6	Factores de masa participante por cada modos.	87
Tabla 6.7	Cortantes de piso del análisis dinámico	87
Tabla 6.8	Fuerza cortante X-X, Y-Y, análisis estático.	87
Tabla 6.9	Comparación de cortantes últimos vs cortante actuante en	

	el muro de albañilería (Muro P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8), 1er piso	90
Tabla 6.10	Comparación de cortantes últimos vs cortante actuante en el muro de albañilería (Muro P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8), 2do piso	90
Tabla 6.11	Comparación de cortantes últimos vs cortante actuante en el muro de albañilería (Muro PP1, PP2, PP3, PP4), 1er piso	90
Tabla 6.12	Comparación de cortantes últimos vs cortante actuante en el muro de albañilería (Muro PP1, PP2, PP3, PP4), 2do piso	90
Tabla 6.13	Demanda vs Resistencia dirección X, Y.	94
Tabla 6.14	Daños por nivel dirección. X-X, modulo 2 niveles	95
Tabla 6.15	Daños por nivel dirección. Y-Y, modulo 2 niveles	95

CAPITULO VII: REFORZAMIENTO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

Tabla 7.1	Periodos modulo 2 niveles – propuesta No1	100
Tabla 7.2	Factores de masa participante por cada modos propuesta No1	100
Tabla 7.3	Desplazamiento en X e Y – propuesta No1	100
Tabla 7.4	Distorsiones máxima X e Y – propuesta No1	101
Tabla 7.5	Análisis por el método Indicial Japonés, 1er nivel de evaluación propuesta No1	102
Tabla 7.6	Periodos modulo 2 niveles – propuesta No2	103
Tabla 7.7	Factores de masa participante por cada modos propuesta No2	103
Tabla 7.8	Desplazamiento en X e Y – propuesta No2	104
Tabla 7.9	Distorsiones máxima X e Y – propuesta No2	104
Tabla 7.10	Análisis por el método Indicial Japonés, 1er nivel de evaluación propuesta No2	105
Tabla 7.11	Costo de reforzamiento para las diferentes propuesta	105

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

Figura 1.1	Ubicación del Distrito de Breña	6
------------	---------------------------------	---

CAPÍTULO II: CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

Figura 2.1	Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas	9
Figura 2.2	Placa de Nazca y La Sudamericana	11
Figura 2.3	Zona Sísmica en el Perú	12

CAPÍTULO III: ASPECTOS GEÓLOGICOS Y GEOTÉCNICO DEL DISTRITO Y LA CIUDAD DE LIMA

Figura 3.1	Ubicación de los perfiles en el distrito de Breña (CISMID, 2003)	22
Figura 3.2	Mapa Geotécnico De Lima	23
Figura 3.3	Mapa Geológico de Lima	24

CAPÍTULO IV: VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES

Figura 4.1	Diferentes irregularidades en planta	28
Figura 4.2	Irregularidad en altura	29
Figura 4.3	Niveles inferiores débiles	29
Figura 4.4	Problema de columna corta	30
Figura 4.5	Problema de torsión	31
Figura 4.6	Torsión por muros excéntricos	31

CAPÍTULO V: METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN APLICADA

Figura 5.1	Colegio La Salle, distrito de Breña	35
Figura 5.2	Colegio Mariano Melgar, distrito de Breña	36
Figura 5.3	Colegio Diez de Octubre, distrito de Breña	37
Figura 5.4	Colegio Micaela Bastidas, distrito de Breña	38
Figura 5.5	Colegio Señor de los Milagros, distrito de Breña	38
Figura 5.6	Numero de módulos por sistema estructural	39
Figura 5.7	Sistema estructurales evaluados en porcentaje	40
Figura 5.8	Estadística de los colegios evaluados	40
Figura 5.9	Número total de módulos evaluados por pisos	41

Figura 5.10	Porcentajes de módulos evaluados por pisos	41
Figura 5.11	Numero de módulos por antigüedad según la Norma de Diseño Sismorresistente	41
Figura 5.12	Numero de módulos por antigüedad (décadas)	42
Figura 5.13	Ficha del ATC-21	46
Figura 5.14	Relación de entrantes en una edificación	54
Figura 5.15	Lado mayor para las plantas, L, T, U.	55
Figura 5.16	Contracción de la planta	55
Figura 5.17	Diagrama de flujo para una evaluación.	61
Figura 5.18	Posición del edificio e identificación	63
Figura 5.19	CE. Micaela Bastidas secundaria, con tipología conformada con pórticos con muros portantes.	65
Figura 5.20	CE. Mariano Melgar, con tipología conformada con estructuras de concreto armado con placas.	65
Figura 5.21	CEIP. Niño Jesús, con tipología conformada por albañilería confinada	66
Figura 5.22	CE. Yolanda Prieto, con tipología conformada por albañilería confinada con diafragma flexible.	66
Figura 5.23	CE. Sagrada Familia de Breña, con tipología conformada por albañilería sin refuerzo.	67
Figura 5.24	Irregularidad en altura	67
Figura 5.25	Irregularidad en columna corta	68
Figura 5.26	Irregularidad en planta	68
Figura 5.27a	Separación insuficiente C.E. Micaela Bastidas.	69
Figura 5.27b	Separación insuficiente.	69
Figura 5.28	Factores modificadores vs numero de módulos en el área de Estudio	70
Figura 5.29	Factores modificadores vs numero de módulos para albañilería confinada.	70
Figura 5.30	Factores modificadores vs numero de módulos para albañilería sin refuerzo.	71
Figura 5.31	Ficha de evaluación, con el método ATC-21 del C.E. Señor de los Milagros	74

CAPÍTULO VI: ESTUDIO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

Figura 6.1	Modulo Señor de los Milagros-Antiguo 1968 2 aulas / 2 Pisos	76
Figura 6.2	Espectro de Respuesta X-X	81
Figura 6.3	Espectro de Respuesta Y-Y	82
Figura 6.4	Grafico de los Desplazamientos en X, Y vs. Numero de Pisos Sismo Dirección x-x	84
Figura 6.5	Grafico de los Desplazamientos en X, Y vs. Numero de Pisos Sismo Dirección y-y	85
Figura 6.6	Curva de distorsión de entrepiso.	86
Figura 6.7	Comparación de cortante actuante en sismo severo vs. cortante resistente en el muro P1. Dir x.	91
Figura 6.8	Comparación de cortante actuante en sismo severo vs. cortante resistente en el muro P3. Dir x.	91
Figura 6.9	Comparación de cortante actuante en sismo severo vs. cortante resistente en el muro PP1. Dir. y-y	92
Figura 6.10	Comparación de demanda y resistencia Dirección x-x	93
Figura 6.11	Comparación de demanda y resistencia Dirección y-y	94

CAPITULO VII: REFORZAMIENTO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

Figura 7.1	Curva de distorsión de entrepiso, propuesta No1	102
Figura 7.2	Curva de distorsión de entrepiso, propuesta No2	104

LISTA DE SIGLAS Y ABREVIATURAS

a_i :	Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación que alcanzan los elementos que controlan el comportamiento sísmico.
ATC:	Applied Technology Council
BSH:	Puntuación estructural básica inicial
C:	Factor de amplificación dinámica.
C1:	Pórticos de C°A°
C2:	Edificios con placas de C°A°
C3/S5:	Pórticos de C°A° ó Acero con albañilería de relleno en los vanos
C_m :	índice de resistencia proporcionada por los muros de mampostería no reforzada ó parcialmente confinada.
C_c :	Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto.
CERESIS:	Centro Regional de Sismología para América del Sur
CH:	Arcilla de alta plasticidad
C_i :	Índice de resistencia.
CISMID:	Centro Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres
CL:	Arcilla de mediana plasticidad
C_{ma} :	índice de resistencia proporcionada por los muros de mampostería confinada.
C_{mar} :	índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de mampostería
C°A°:	Concreto Armado
C_{sc} :	índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado.
C_w :	Índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado.
D:	Probabilidad de daño
D:	Carga permanente
E_o :	Índice sísmico básico de comportamiento estructural
E_a :	Modulo elasticidad albañilería
E_c :	Modulo elasticidad del concreto

Eo:	Valor básico del comportamiento de la estructura, relacionado con el nivel de evaluación.
F:	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales.
f_b :	Resistencia de la unidad de albañilería
f_m :	Resistencia del bloque de albañilería
f_c :	Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto.
F_d :	Esfuerzo de compresión causado por cargas muertas en kg/cm ²
f_y :	Resistencia del acero
g:	Aceleración de la gravedad (m/sec ²).
G:	Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.
Ga:	Modulo de corte de albañilería
GP:	Grava mal gradada
H:	Altura del piso
i:	nivel que se evalúa
INGEMMET:	Instituto Geofísico de Minería y Metalúrgica
I_s :	Índice de la resistencia prevista para el edificio
I_{so} :	Índice de la resistencia demandada
L:	Longitud del muro
Log:	Logaritmo
LV:	Carga viva
M:	Edificación de Madera
Me	Momento obtenido del análisis para sismo moderado.
MF:	Factores modificadores
ML:	Arcilla limosa
n_p :	número de pisos del edificio.
OINFES:	Organismo de Infraestructura Educativa y Salud
P:	peso total de la estructura.
PC1:	Sistema estructural encajonado con elementos prefabricados
PC2:	Pórticos de C ^o A ^o con gran altura
Pg:	Carga gravitacional de servicio.
Qmui:	Capacidad de corte por flexión
Qsui:	Capacidad de corte por cortantes.
R:	Factor de reducción.
R_{ci} :	Resistencia al corte de cada columna

RM:	Albañilería reforzada (confinada)
S:	Carga sísmica
S:	Factor de suelo
S:	Puntuación estructural final
S1:	Pórticos de acero resistentes a momento
S1:	Tipo de suelo S1
S2:	Pórticos de acero arriostrado con diagonales
S3:	Perfiles livianos de acero
S4:	Pórticos de acero con placas de C°A°
S _a :	Aceleración espectral.
S _D :	Índice de configuración estructural
SISRA:	Sismicidad de la Región Andina
SM:	Arena limosa
T:	Índice de deterioro de la edificación
t:	Espesor efectivo del muro en (cm.)
TM:	Tamaño medio
T _p :	Periodo del suelo
U:	Factor de importancia del edificio por su uso.
U:	Factor de uso.
UGEL:	Unidad de Gestión Estatal
URM:	Albañilería sin reforzar (no confinada)
V:	Fuerza cortante en la base.
V' _m :	Resistencia característica a corte de la albañilería.
V _{act} :	Cortante actuante.
V _e :	Fuerza cortante obtenido del análisis para sismo moderado.
V _u :	Cortante ultimo.
W _j :	Peso del piso "j"
Z:	Factor de zona
ΣA_{c1} :	Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación entre altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.
ΣA_{c2} :	Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación (h/D) es igual o mayor que 6.
ΣA_{mi} :	Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de

	refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (H/L) del muro mayor que 2.
ΣA_{m2} :	Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y con cuantía de refuerzo horizontal mínima.
ΣA_{m3} :	Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en uno de sus extremos, una esbeltez del muro menor o igual a 2 y una cuantía de armadura mínima.
ΣA_{m4} :	Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2.
ΣA_{ma} :	Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección determinada.
ΣA_{mar} :	Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.
ΣA_{sc} :	Suma del área de las columnas cortas de concreto armado en el piso de evaluación.
α :	Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez.
τ_0 :	Esfuerzo básico al corte de la albañilería
σ_0 :	Esfuerzo normal debido al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

INTRODUCCIÓN

Lima la capital del Perú, se encuentra ubicada en la zona de mayor actividad sísmica, Breña es uno de los distritos más antiguos de Lima, y cuenta con centros educativos de distinta tipología y época de construcción, por lo cual nace la necesidad de evaluar estas edificaciones esenciales para determinar el grado de vulnerabilidad ante un evento sísmico determinado.

En el presente trabajo se aplicó la metodología de evaluación rápida del Applied Technology Council (ATC-21), evaluándose los centros educativos del distrito de Breña, para determinar el grado de vulnerabilidad de los centros educativos del distrito.

En base a los resultados de la evaluación, se eligió la edificación más crítica, para finalmente plantear propuestas de reforzamiento.

En este estudio se han desarrollado los siguientes capítulos:

En el Capítulo 1 se resumen los antecedentes, el objetivo, los alcances, la historia del distrito y la ubicación geográfica del distrito.

En el Capítulo 2 se presenta la historia sísmica de Lima. También se muestran las características de la actividad sísmica del Perú, el peligro sísmico y la zonificación sísmica del País de acuerdo a la normatividad vigente.

En el Capítulo 3 se presentan los aspectos geológicos y geotécnicos de Lima y del distrito, así como también la historia geológica de Lima y las características geotécnicas de Lima.

En el Capítulo 4 se presenta una introducción a la vulnerabilidad sísmica en edificaciones, así como también a conceptos de vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico. Se resumen los tipos de vulnerabilidad existentes, así como los métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica, como son los métodos cualitativos y cuantitativos.

En el Capítulo 5 se presenta la historia de los colegios típicos en el distrito, como también, la información estadística de los centros educativos evaluados; se resumen las metodologías para determinar la vulnerabilidad sísmica, la secuencia de la metodología empleada en el área de estudio, los resultados de la evaluación con la metodología (ATC-21) y la selección del centro educativo más crítico.

En el Capítulo 6 se describe la edificación más crítica, se presentan las condiciones sísmicas, el análisis con el método indicial Japonés de primer nivel para la edificación más crítica, se presentan los resultados del análisis dinámico modal espectral, los desplazamientos, distorsiones y sus gráficos respectivos, los cortantes de piso del análisis dinámico y estático, el análisis comparativo de demanda y resistencia sísmica, así como la determinación de la vulnerabilidad sísmica.

En el Capítulo 7 se proponen los tipos de reforzamiento, se determinan los resultados del comportamiento dinámico de la estructura reforzada y se estiman los costos de reforzamiento.

Finalmente se presentan las Conclusiones y Recomendaciones de este estudio.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

El Perú es un país ubicado dentro de una zona sísmicamente activa, donde las estructuras deben construirse siguiendo criterios de diseño sismorresistente aceptando que durante su vida útil la estructura experimentará al menos un movimiento sísmico o un terremoto de gran intensidad.

Debido a que la capital del Perú se encuentra en una zona altamente sísmica y a la variabilidad de los suelos y las estructuras en Lima Metropolitana, es muy importante la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, empleando metodologías apropiadas para este fin. Por lo general estas metodologías han sido propuestas y aplicadas inicialmente en otros países.

Los centros educativos albergan durante la época escolar a gran cantidad de niños y adolescentes que allí se encuentra para formar su futuro, por lo que son de vital importancia para los países en vía de desarrollo como nuestro

país. Por esta razón es necesario desarrollar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica para este tipo de edificaciones en particular los del distrito de Breña, empleando diversas metodologías.

1.2 OBJETIVOS:

- a) Presentar el estado actual de los centros educativos del distrito de Breña.
- b) Conocer las características estructurales de los centros educativos en el distrito de Breña.
- c) Aplicar una metodología de evaluación rápida para poder determinar la vulnerabilidad sísmica.
- d) Estimar la vulnerabilidad sísmica de los centros educativos del distrito aplicando la metodología propuesta, método ATC-21.
- e) Aplicar el método Indicial Japonés al modulo más crítico.
- f) Desarrollar el análisis cuantitativo del centro educativo más crítico, determinando las distorsiones, los desplazamientos, periodo de vibración de la estructura por modos y los cortantes de piso y compararlo con el cortante de piso del análisis estático y verificar si cumple como lo indica la Norma E-030-2003, verificar que si los cortantes últimos en los muros de albañilería cumplen con la Norma E.070.
- g) Realizar propuestas de reforzamiento para el centro educativo más crítico así como estimar el costo del reforzamiento.

1.3 ALCANCES DEL ESTUDIO

- a) Estadística de 38 centros educativos del distrito de Breña.
- b) Clasificación de los sistemas estructurales presentes en el distrito, identificando en cada uno de ellos los elementos que los hacen vulnerables.
- c) Fichas de evaluación por el método ATC - 21 para cada edificación realizada en el distrito de Breña.
- d) Estimación de la vulnerabilidad sísmica de los centros educativos en el distrito de Breña
- e) Propuestas de reforzamiento para edificaciones de centro educativo mas crítica.
- f) Costos de reforzamiento para cada propuesta.

1.4 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL DISTRITO

Breña se encuentra localizada en el centro del casco urbano de Lima Metropolitana y por lo tanto muy próxima al centro histórico de Lima. Los límites del distrito son:

Al Este: A partir del Puente del Ejercito y el eje de las avenida Bolognesi y Alfonso Ugarte hasta la plaza Bolognesi, midiendo 2400m y siguiendo por la avenida Brasil a terminar con el encuentro del Jirón Mayor Pedro Ruiz, midiendo 1440m.

Al Sur: Con el distrito de Pueblo Libre a partir de la Avenida Brasil y siguiendo el Jirón Mayor Pedro Ruiz y encontrar la prolongación de la avenida 28 de julio hasta encontrar la otra prolongación en una extensión de 3,334m.

Al Oeste: Con el distrito de San Miguel, a partir de la prolongación de la avenida 28 de julio hasta la avenida Mariscal Oscar R. Benavides y Unidad vecinal N-3 ,midiendo 2200m y siguiendo al norte hasta el eje del río Rimac en una extensión de 1680m y colindando con la provincia constitucional del Callao.

Al Norte: Por el eje del río Rimac hasta encontrar la mitad del Puente del Ejercito midiendo 4488m, punto de partida de la presente demarcación.

1.5 HISTORIA DEL DISTRITO

Desde 1618 había sido requerimiento de la población de Lima la construcción de una muralla para defender a la ciudad de las posibles incursiones de piratas o ataques por parte de los indios. Más de medio siglo después fue el presbítero flamenco, natural de Malinas, Jean Raymond Coninck, cosmógrafo mayor del reino, quien hizo el proyecto. Llegado al Perú en 1655, había sido discípulo de los científicos jesuitas Gregorio de San Vicente y Andrés Jacquet y tenía conocimientos arquitectónicos únicos para su época.

El virrey Melchor de Navarra y Rocaful, Duque de la Palata, se empeñó en la construcción. Los trabajos empezaron en 1685 y en 1687 se inauguró la obra. De algo más de 5 metros de ancho y 4.5 de altura, se extendía aproximadamente en 11,700 metros. Contaba con 34 bastiones defensivos y 5 accesos a la ciudad. Hacia el oeste estaban la Portada de Monserrate, la Portada real del Callao, la Puerta de San Jacinto, la Portada de Juan Simón o Camacho, y la de Matamandinga o Guadalupe.

Traspasadas estas portadas hacia el oeste, entre la de Monserrate y la del Callao, en la margen izquierda del río Rímac estaban las tierras llamadas del Conde de la Vega del Ren y más al oeste las del Conde de la Torre Velarde; al oeste de las portada del Callao, Juan Simón y Guadalupe, estaban las tierras de sembrío llamada Chacra Colorada, siguiendo la Acequia de La Legua. Hacia el sur estaba la hacienda del capitán don Joaquín Manuel de Azcona y Buega, conde de San Carlos, con una casa hacienda de esmerados murales y juegos de agua (actual Centro Loyola).

En la época Republicana, Lima fue una ciudad amurallada hasta 1862. Es el 2 de diciembre de 1869 cuando el presidente José Balta firma el decreto por el que se establece la demolición de las murallas, para dar paso al crecimiento urbano. En 1878, el viajero Edmundo Cotteau hace referencia a que las murallas habían sido demolidas para dar paso a nuevas calles. Según el plano de P. V. Jouanny, grabado por F. Dafour en París (1880), la ciudad de Lima terminaba por el oeste en la avenida Circunvalación (Alfonso Ugarte), trazada sobre el espacio que habían ocupado las murallas del oeste.

En el plano de Lima elaborado por el ingeniero de Estado Santiago M. Basurco, doctor en ciencias, fechado en 1904, hacia el oeste de la avenida Alfonso Ugarte se ubica el lugar llamado Chacra Colorada. Siguiendo hacia el sur la misma avenida y bordeando la avenida Piérola (Brasil), se halla la hacienda de Breña (de donde viene el nombre del distrito); más al sur la hacienda de los Desamparados y al oeste la hacienda de Azcona.

En el plano topográfico de Lima, Callao y sus alrededores (1907), aparecen los lugares denominados Breña, Chacra Colorada, Ascona (sic) y Ríos. El río (acequia) Magdalena o Maranga cruza de norte a sur, dividiendo Azcona y Chacra Colorada, por lo que sería luego la calle Aguarico, para seguir por Napo y desembocar en la avenida del Río, lo que determinó el trazado de las urbanizaciones y calles. Esto se ve claro en el plano de Ricardo Tizón i Bueno, ingeniero civil y agrimensor (1908).

De ese mismo año es el plano de las Empresas Eléctricas Asociadas, el primero que muestra toda la superficie de Lima, Callao, balnearios y fundos intermedios. Entre estos, aparecen Breña, Chacra Colorada, Azcona, Chacra Ríos y Desamparados. Para esta época ya se había construido edificaciones sobre el lado oeste de la Av. Circunvalación, y en la zona más próxima a la ciudad de la Avenida del Progreso (Venezuela). En el plano panorámico de Lima en homenaje al primer centenario de la batalla de Ayacucho (1924), la Leyenda oculta el levantamiento solar por solar en el espacio entre la carretera al Callao (Colonial, hoy Benavides) y la avenida Breña (Arica).

Breña nace bajo el influjo de las primeras y mayores expansiones de la gran Lima de mitad del siglo XX, el 15 de julio de 1949 por decreto ley suscrito por el presidente de la junta Militar del gobierno Manuel Odría Amoretti. Su nombre se debe al fundo Breña que Posteriormente trajo a vecinos notables que se asentaron en "Chacra Colorada" de la familia Arestegui y Azcona de Don Joaquín Cobos, todos ellos poderosos terratenientes en el país.

Luego de esa etapa se empiezan a asentar las primeras familias que dan gran empuje a la Urbe. Así en 1948, Don Juan Bautista Camacho Cambe preside una junta de vecinos notables pro-distrito organismo que presento al gobierno de entonces un memorial con cerca de 5 mil firmas de vecinos.

El distrito de Breña, una década después sufrió un recorte de territorio en casi 50% para crear lo que hoy se conoce como parte del cercado de Lima. Esto ocasiono una reducción sustancial de sus rentas municipales.

Actualmente quedan pertenecientes al distrito las urbanizaciones de Breña, Chacra Colorada, Garden City y Azcona, actualmente el área del distrito es de 3.20 Km², con una población total de 94,808 y una densidad de 29,443.5 habitantes/Km².

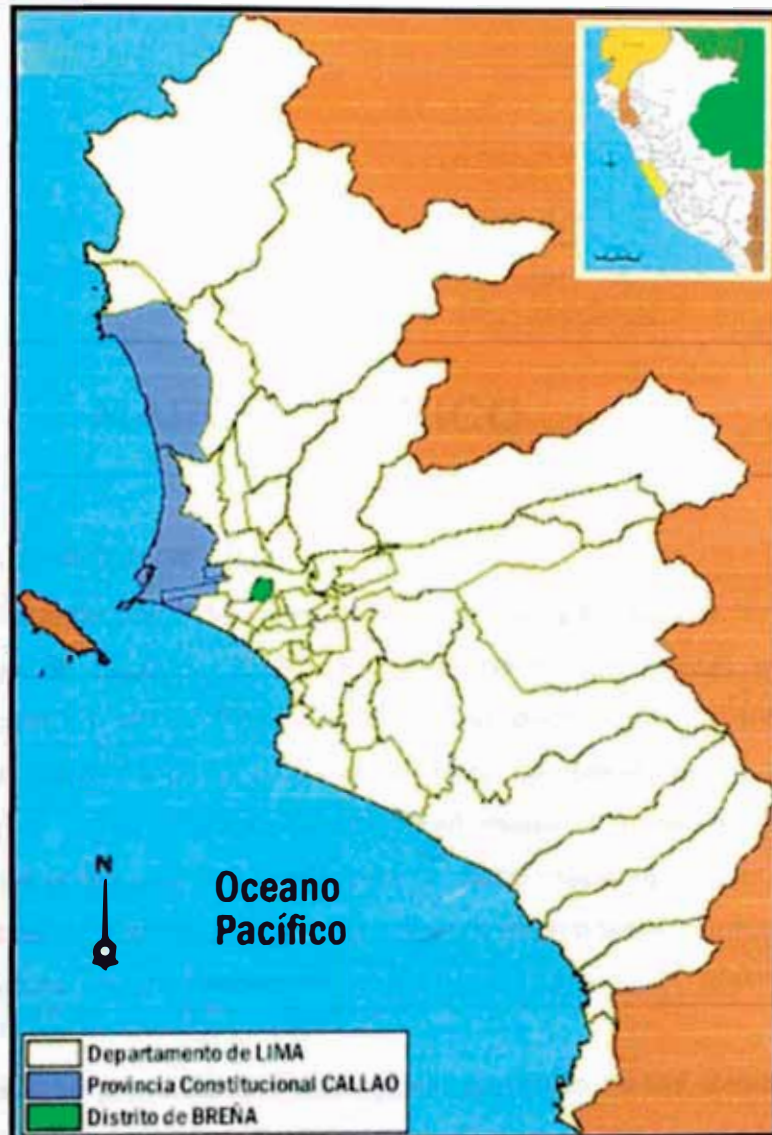


Figura 1.1 - Ubicación del distrito de Breña

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 HISTORIA SÍSMICA DE LIMA

La fuente básica de datos de intensidades sísmica de los sismos históricos es el trabajo de Silgado (1978), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un mapa de distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú fue presentado por Alva (1984), (Figura 2.1); Ilustrándose en aquel mapa la parte de aquella relevante área en estudio. La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

A continuación se presenta una descripción resumida de los sismos que han ocurrido en el área de influencia de la ciudad de Lima. esta basado fundamentalmente en el trabajo de Silgado (1943-1992) y en el Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina), patrocinado por el Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS). Del análisis de la información existente se deduce que para el área de influencia existe

poca información histórica. Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX solo se reportan los sismos sentidos en las principales ciudades existentes; indicando que dicha actividad sísmica no es totalmente representativa, Ya que pueden haber ocurrido sismos importantes en regiones remotas, que no fueron reportados.

Los sismos mas importantes que afectaron la región y cuya historia se conoce son: el sismo de 9 de Julio de 1586 con intensidades de IX MM en Lima y Callao; el sismo del 13 de Noviembre de 1655 con intensidades de IX MM en El Callao y VIII MM en Lima; el sismo del 20 de Octubre de 1687, con intensidades de VIII-IX MM en Lima y XI MM en Cañete; el sismo del 28 de Octubre de 1746, con intensidades de X MM en Huaura, IX-X MM en Lima, Barranca y Pativilca y VIII MM en Cañete y la Cordillera Negra; el sismo del 30 de Marzo de 1828 con intensidad VIII MM en Lima ; el sismo del 4 de Marzo de 1904 con intensidad de VII-VIII MM en Lima; el sismo del 24 de Mayo de 1940, con intensidades del VIII MM en Lima, percibido desde Guayaquil (III MM) hasta Arica (III MM); el sismo del 17 de Octubre de 1966, con intensidades de VIII MM en Huacho, Huaura y Chancay VII MM en Lima; y el sismo del 3 de Octubre de 1974 con intensidades de VIII MM en Lima y VII MM en Cañete.

De los sismos ocurridos en el área de Lima , se cuenta con mapa de isosistas de los siguientes sismos: 9 de Julio de 1586, 20 de Octubre de 1687, 6 de Enero de 1725, 28 de Octubre de 1746, 24 de Mayo de 1940, 17 de Octubre de 1966, 3 de Octubre de 1974 y 18 de Abril de 1993. Las mayores intensidades sísmicas en el área de Lima han sido producidas por los sismos de 1586 y 1746.

Se concluye que de acuerdo a la historia sísmica (400 años), han ocurrido sismos de intensidades tan altas como IX-X en la escala Mercalli Modificada

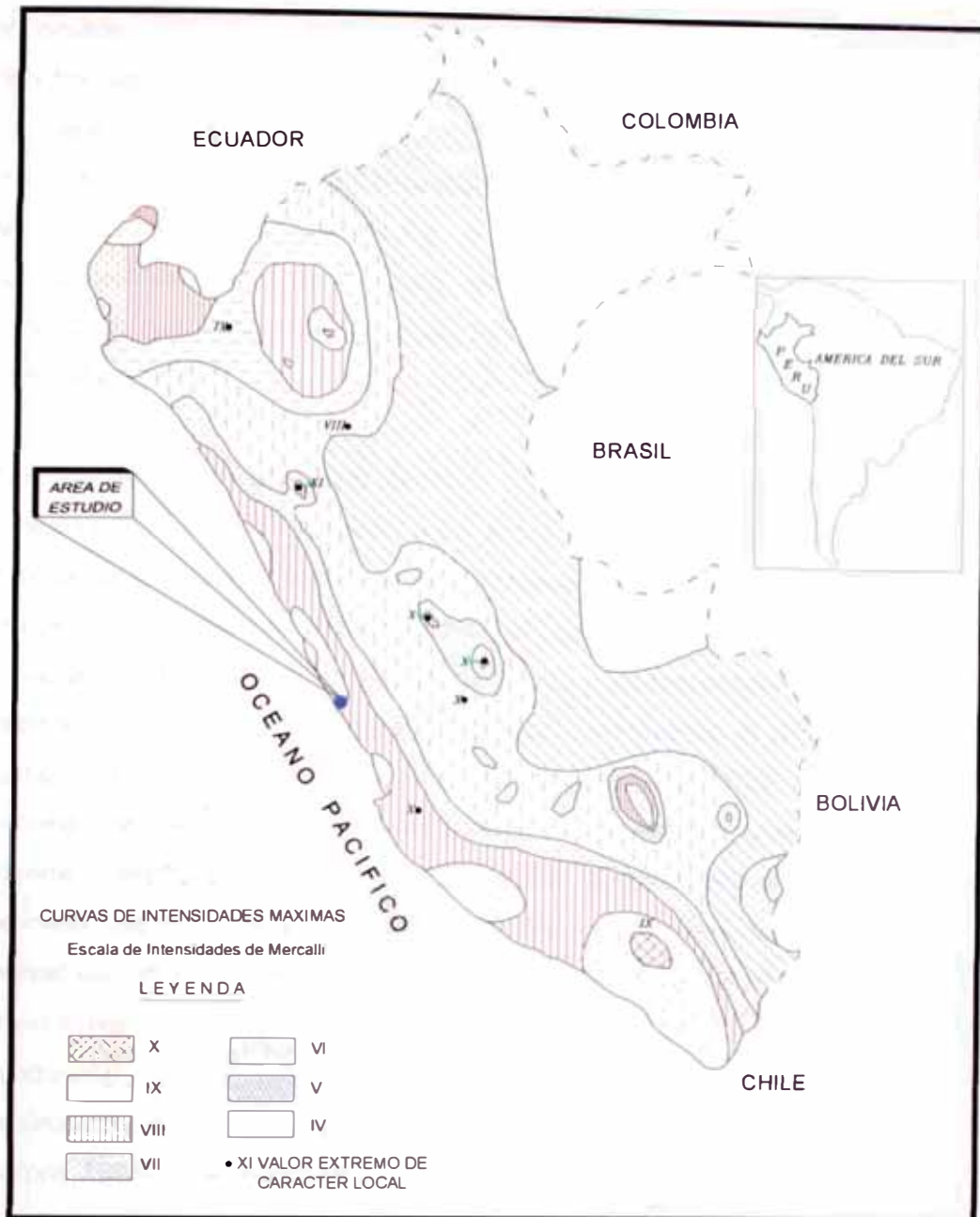


Figura 2.1 Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas (Alva, 1984)

2.2 PELIGRO SÍSMICO EN LIMA

El término peligro está relacionado con los terremotos y alude directamente a los sismólogos; mientras que la vulnerabilidad debe ser evaluada por el ingeniero a quién le interesa el efecto combinado de la ocurrencia de diferentes sismos y de las diversas respuestas de una estructura en particular. El peligro sísmico de un emplazamiento, área o región es definido como la probabilidad de que el parámetro que mide el movimiento del suelo, debido a

la ocurrencia de un sismo, sobrepase un nivel umbral dado para un determinado periodo de tiempo.

Es decir se busca conocer algún valor que represente la intensidad del movimiento del suelo en distintos lugares de una región, de forma que sea útil en la planificación urbanística y en el diseño antisísmico de las construcciones. Por lo tanto evaluar el peligro sísmico de una región requiere conocer la sísmicidad de la misma; indicando bien los peligros a la que está expuesta.

América del Sur y por ende el Perú, es parte de la región conocida como Cinturón de Fuego del Pacífico y en donde la tierra libera más del 85 % del total de su energía en forma de terremotos y erupciones volcánicas. Este alto índice de sísmicidad se debe a que en el borde Oeste de América del Sur se produce la colisión entre las Placas de Nazca y Sudamericana, la primera más débil se introduce por debajo de la segunda originando el proceso conocido como subducción, el mismo que se constituye en la principal fuente generadora de terremotos en el Perú. Los terremotos que han producido muerte y destrucción en cualquier ciudad de la costa deben su origen a este proceso (ejemplo: terremotos de 1940, 1966, 1960, 1974 que afectaron a la ciudad de Lima). Así mismo, como consecuencia de la colisión de placas en el interior del país, se han formado diversos tipos de fallas geológicas que produjeron grandes terremotos, los que también causaron muerte y destrucción en las ciudades y localidades aledañas a las fallas (Tavera y Buforn 1998). Son conocidos los terremotos producidos por las fallas de la Cordillera Blanca en Ancash (1947), Huaytapallana en Huancayo (1969), Tambomachay en Cusco (1986), Moyabamba en San Martín (1990 y 1991) y Ayacucho (1981 y 1999).

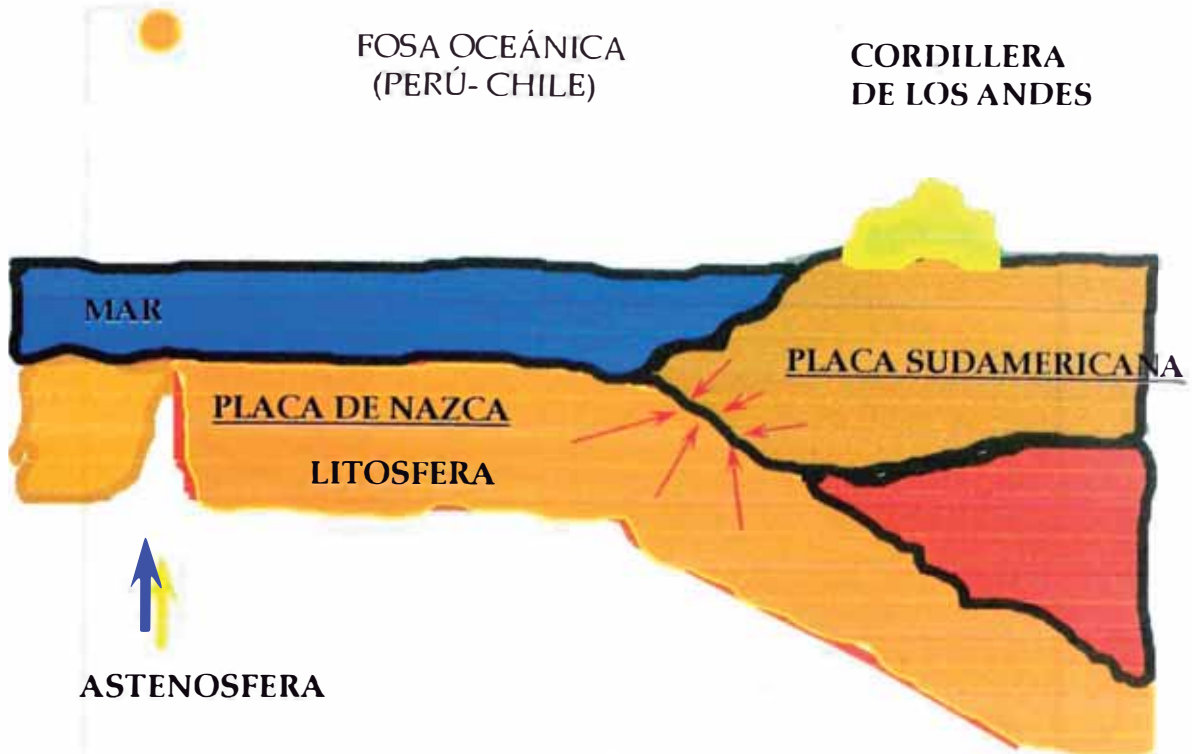


Figura 2.2 Placa de Nazca y Placa Sudamericana

2.3 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ

Según la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030-2003, el territorio nacional se considera dividido en tres zonas, según muestra la Figura 2.3. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como información geotécnica.

A cada zona se le asigna un factor "Z" según indica la tabla 2.1 este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, el valor "Z" esta expresado en gals (g).

Tabla 2.1- Zonificación Sísmica del Perú
Fuente: Norma Sismorresistente E-030-2003

Zona	Factor de Zona (Z)
3	0.40
2	0.30
1	0.15



Figura 2.3 – Zona Sísmica en el Perú
Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E-030-2003

CAPÍTULO 3

ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS DEL DISTRITO Y LA CIUDAD DE LIMA

3.1 GEOLOGÍA DE LIMA Y DEL DISTRITO

3.1.1 Geología Histórica de Lima

La historia geológica de las áreas que comprende la ciudad de Lima, están vinculadas al geosinclinal andino. Dentro de este geosinclinal, la cuenca de Lima se ubica en la margen occidental con características de eugeosinclinal pasando hacia el este a miogeosinclinal.

Sin embargo es evidente que el mar mesozoico a lo ancho de la Cuenca Andina se extendía hasta las inmediaciones de la cordillera Oriental. Las rocas mas antiguas de las que hay testigos a través de sus afloramientos corresponden en el noreste del área, a sedimentos clásticos y calcáreos concomitantes con una actividad volcánica que deviene del jurasico medio a superior, mientras que hacia el oeste y norte de Lima (por Puente Piedra-Ancon), el vulcanismo era intenso con un foco que emitía materiales como lavas, brechas y cenizas que se van adelgazando hacia

el sur y hacia el este. Otro foco volcánico se ubicaría al sur del río Chillón entre los cerros Milla y Mulleria de donde los derrames y piroclásticos que se asentaban en un medio marino se adelgazan lateralmente para interdigitarse con los sedimentos arcillosos reconocidos en las formaciones Puente Inga y La Pampilla. Hacia el sur de Lima, la secuencia volcánico-sedimentaria es evidenciada en Lurin (Lomas del Manzano). Estos cambios de facies que se dan durante la sedimentación y vulcanismo jurasico han sido cubiertos en el área de Lima por una sedimentación clástica por rocas del grupo Morro Solar

Mientras al noroeste los focos volcánicos continuaban su eyección intermitente dando lugar a una unidad cronológicamente equivalente al grupo Morro Solar (formación Yangas).

Al Sur, las formaciones clásticas y arcillo-calcáreas (Morro Solar-Pamplona), muestran cambios de facies longitudinales, lo que estaría evidenciando la presencia de paleo-relieves positivos, dividiendo una subcuenca al Norte desde Ancon hasta Lurin.

La formación Pamplona típicamente presenta facies arcillo-calcáreas (lutitas, margas, calizas) que se mantienen hasta Lurin. Durante el aptiano-albiano la trasgresión marina fue general a nivel del país dando lugar a la deposición de calizas (formación Atocongo).

Al retirarse los mares se produce la primera fase de compresión que levanta y pliega la columna sedimentaria de Lima incluyendo a los volcánicos del Grupo Casma. coetaneamente a esta primera fase tectonica o ligeramente posterior se emplazan los cuerpos mas básicos del batolito. El batolito costanero continuó su emplazamiento a manera de pulsaciones, conformando un complejo de plutones individuales como las superunidades Santa Rosa y Tiabaya.

Durante el terciario y comienzo del Cuaternario se inicia otro proceso erosivo intenso el mismo que se prolonga hasta la actualidad, profundizando valles, denudando y acarreando materiales hacia las llanuras costeras formando abanicos aluviales que se extienden entre

Chancay, Lima y Lurin, estos forman una potente secuencia de arena, cascajo y material conglomeradito que forma el soporte de la ciudad de Lima. Durante el cuaternario antiguo parece ser que hubo lluvias muy intensas, lo que ocasiono un acarreo fuerte con el consiguiente relleno de los conos aluviales en las quebradas laterales.

Las terrazas fluviales y marinas no estarían señalando que por lo menos en el pleistoceno debieron ocurrir levantamientos concomitantes con la epirogenesis andina y aunque esto no esta completamente aclarado, las observaciones hechas en el cuaternario en la costa central del país, se señala movimientos verticales que afectaron a los depósitos aluviales y marinos antiguos.

3.1.1 Rasgos Geomorfológicos de Lima

El área donde se ubica la metrópoli de Lima, comprende también los asentamientos humanos periféricos, los mismos que se han expandido en los últimos años tanto al norte, centro y sur. La ciudad de Lima actualmente se extiende desde Ancon hasta Lurin y desde el océano Pacifico hasta Chosica; en ella se encuentran los siguientes rasgos geomorfológicos:

Islas

Comprende las islas de San Lorenzo y El frontón frente al Callao. Se trata de una porción de territorio separado del continente y que representa una topografía de cerros agudos bordeados de playas angostas, puntas y acantilados. La línea de cumbres en la isla San Lorenzo presenta una inclinación al sur siendo el punto mas elevado el cerro la Mina con 396msnm.

Borde Litoral

Comprende el área de tierra firme adyacente a la línea litoral expuesto a las olas marinas. Esta configurando por bahías, ensenadas, puntas. Por socavamiento y erosión, se han formado acantilados en su mayoría sub-verticales cuyo retroceso se debe a la acción demoledora de las olas. En algunos casos presenta cavemas por abrasión marina como las observadas en el área de la Herradura y la Chira.

Entre la Punta y el Morro Solar en Chorrillos la terraza aluvial va tomando altura de norte a sur, adquiriendo entre La Punta y el Morro Solar en Chorrillos la terraza aluvial va tomando altura de Norte a Sur, adquiriendo un mayor desarrollo en Miraflores donde esta situada la parte central del cono defectivo del río Rimac.

Planicie Costanera Y Cono Deyectivo.-

Es la zona comprendida entre el borde litoral y las estribaciones de la cordillera Occidental, esta constituida por una faja angosta de territorio paralela a la línea de costa adquiriendo mayor amplitud en los valles Chillón Rimac (especialmente) y Lurin.

Construyen amplias superficies cubiertas por gravas y arenas provenientes del transporte y sedimentación de los río Rimac y Lurin y por arenas provenientes del acarreo eolico desde las playas, por vientos que corren con direcciones SO a EN.

El cono aluvial del río Rimac constituye una planicie donde se asienta la ciudad de Lima, lo que fue una depresión ahora rellenada por cantos rodados, gravas, arenas y arcillas formando un potente apilamiento cuyo grosor completo se desconoce.

Lomas y Cerros Testigos.-

Dentro de esta unidad geomorfológica se consideran a las colinas que quedan como cerros testigos, encontrándose en medio del cono aluvial de Lima.

Las lomas y cerros presentan una topografía subordinada a la litología de las unidades geológicas y a la cobertura eolica que las cubren. Los cerros del Morro Solar, El Agustino, San Luis, San Cosme, los cerros de Villa, todos ellos aparecen como cerros testigos dentro de la llanura aluvial y a manera de remanentes de la labor erosiva del río Rimac.

Las rocas que constituyen las lomas y los cerros testigos, si están formadas por calizas, cuarcitas y rocas intrusitas, son de relieve abrupto y

cuando se trata de lutitas y limonitas son de forma redondeadas con pendientes suaves.

Valles y Quebradas.-

Comprende a los valles del Rimac, Chillón y Lurin con sus quebradas afluentes, estas ultimas permanecen secas la mayor parte del año, discurriendo agua solo en épocas de fuerte precipitaciones en el sector andino; debido a ellos están quebradas presentan un clima seco, con un piso cubierto por depósitos coluviales y materiales de poco transporte, provenientes de las estribaciones de la cordillera Occidental, siendo a su vez estos cubiertos por arena eolica.

3.1.2 Geología del Distrito.-

La unidad morfológica sobre la que se asienta el área del distrito de Breña corresponde al cono deyectivo del Río Rímac, conformado por depósitos aluviales pleistocénicos.

La litología de estos depósitos aluviales pleistocénicos, vistos a través de terrazas, cortes y perforaciones, comprende conglomerados conteniendo cantos de diferentes tipos y rocas especialmente intrusivas y volcánicas, gravas subangulosas cuando se trata de depósitos de conos aluviales desérticos debido al poco transporte, arenas con diferentes granulometrías y en menor proporción limos y arcillas.

Todos estos materiales se encuentran intercalados formando paquetes de grosores considerables como se puede apreciar en los acantilados de la costa.

El área del distrito de Breña no presenta riesgo geológico potencial. Según el mapa de geodinámica externa del Perú (INGEMMET, 1991), en el área del distrito de Breña no se han producido fenómenos geológicos que pongan en peligro la seguridad de obras civiles.

3.2 GEOTECNIA DE LIMA Y DEL DISTRITO DE BREÑA

3.2.1 Generalidades sobre el Suelo de Lima.-

El conglomerado de Lima está conformado por materiales granulares gruesos y finos. En él se entremezclan íntimamente, cantos rodados, gravas, arenas y limos. La piedra, de contornos redondeados y diámetros variables hasta 30cm. ó poco más como en contados casos, es de procedencia ígnea. La densificación que muestran los materiales en los niveles más bajos ha resultado de la presión de posteriores deyecciones aluviales.

El suelo fluvial de Lima presenta una capa superficial limo- arcillosa, que no es uniforme en espesor. Tales son el caso de los distritos de Lima, Cercado, La Victoria, Pueblo Libre y además de la zona central urbana, donde el espesor varía entre 0.30m. Y 1.50m, tendiéndose a incrementar hacia los distritos que se aproximan al mar, como son: El Callao, Bellavista, La Perla, Maranga, etc. donde oscila entre 1.5 y 15m.

El suelo del área de Lima Metropolitana en su zona central esta formado por conglomerado a base de bolones, cantos rodados y gravas cohesionadas por una matriz limo-arenosa y con una napa freática muy profunda. El suelo de esta zona se caracteriza por ser muy adecuada sísmicamente, por su compacidad y resistencia.

Es muy importante para hacer un estudio de vulnerabilidad conocer los tipos de suelo por eso creemos conveniente mostrar en las siguientes paginas los diferentes perfiles estratigráficos encontrados en Lima y alrededores. Aclaro que muchos de ellos provienen de estudios específicos para grupos de edificaciones independientes.

3.2.1.1- Características Geotécnicas de las Ciudades de Lima y Callao

En general, el suelo predominante en al ciudad de Lima es el conglomerado en estados de compacidad que van desde sueltos a compactos, intercalado con capas de arenas medias a finas, limos y arcillas de buena calidad para las cimentaciones.

Una síntesis de las características del conglomerado de Lima en principio considera lo siguiente (Martínez, 1979):

- El suelo de lima pertenece al cono de deyección de los ríos Rímac y Chillón.
- Su origen fluvio-aluvial este ligado a la historia de los ríos Rímac y Chillón.
- Su característica es ser heterogéneo, errático y discontinuo, formando lentes, con capas de arena medias a finas, limos y arcillas.
- En sus zonas marginales y de contacto al Norte, Este y Sur se encuentra mezclado con depósitos coluviales, aluvionales, eólicos, etc.
- Es permeable y de alta resistencia en el centro y regular a mala en el Callao y algunos otros distritos.
- Las potencias o espesores promedio de los depósitos fluvio-aluviales es de 400m en el Chillón y 200m en el Rímac, llegando hasta 600m al Sur del Callao.
- Su límite inferior es el basamento rocoso de origen cretáceo.
- El conglomerado en la zona central del cono deyección es de buena calidad para las cimentaciones, sin embargo existen zonas críticas como todos los acantilados desde la Perla a Chorrillos, La Punta, La Perla, Barranco, Chorrillos y en todas las transiciones con los cerros de sus alrededores como Canto Grande, La Molina, La Campiña, y la gran totalidad de los asentamientos humanos.

3.2.2 Geotécnia del Distrito

El distrito de Breña se encuentra asentado en el cono de deyección del Río Rímac, estando el terreno conformado predominantemente por un estrato Potente de grava fluvio- aluvial, conocida como conglomerado.

Este material esta cubierto superficialmente por un relleno conformado por desmonte, y en algunos casos por un estrato de material fino conformado por arcilla limosa y limo arcilloso cuyo espesor varía entre 1.50m y 3.00m como máximo.

Las características geotécnicas de este distrito han sido determinadas en base a los estudios realizados recientemente (CISMID, 2003), que

presentaron unos perfiles de suelos para la zona, cuyas localizaciones se indican en la figura 3.1 y en el Anexo B se presentan los perfiles indicados.

3.2.2.1 Parámetros Geotécnicos.

El terreno superficial del Distrito de Breña, de acuerdo a lo encontrado en los sondajes está conformado por relleno poco contaminado y un suelo fino constituido por arcillas y/o limos. Por debajo de este estrato encontramos una grava subredondeada que va de medianamente densa a densa con bolonería y boleos. Este material se encuentra a profundidades que van desde 1.50 a 3.00m y tienen una gran potencia, que se estima llega hasta los 400m. Las propiedades que caracterizan de dicho material son bastante competentes, y favorables para la cimentación de estructuras. Generalmente se le asigna un valor de capacidad de carga admisible mínimo de 3.00kg/cm²; por lo tanto, es conveniente que las edificaciones se cimienten sobre este suelo granular competente, el cual, en este distrito se encuentra en promedio a 1.50m de profundidad.

3.2.2.2 Perfiles Estratigráficos

Dentro del área del distrito de Breña, de la información sacada del proyecto APESEG, se trazaron 3 ejes a través de los sondajes representativos, con la finalidad de presentar los perfiles estratigráficos que cubran toda el área. La ubicación de estos perfiles, cuya descripción se presenta a continuación, se muestran en la figura 3.1 y los perfiles estratigráficos se muestran en los planos 01 al 03. (Ver Anexo B).

Perfil Estratigráfico A-A

(ver Anexo B); Presenta un estrato superficial conformado por relleno limpio, cuyo espesor varía de 0.50 a 1.00m. por debajo de este material se encuentra el terreno natural, constituido por un suelo fino o material de cultivo. Este estrato está conformado por suelos arcillosos de mediana a alta plasticidad (CL y CH), así como por limos (ML) y arenas limosas (SM) aisladamente. Subyaciendo a este estrato se encuentra la grava mal

gradada (GP), no plástica, de compacidad media, TM 15", este material se encuentra hasta una profundidad investigada de (3.30m).

Perfil Estratigráfico B-B

(ver Anexo B); Presenta un estrato superficial de suelos finos compuestos por limos de baja a nula plasticidad, de compacidad media a compacta, cuyo espesor varía desde 0.60 hasta 3.00m. Por debajo de este estrato se encuentra la grava del cono aluvial del Río Rimac, la cual, según la conformación de su matriz, varía desde una grava bien graduada hasta una grava limosa. Estas gravas presentan bolonería y boleos de TM 11".

Perfil Estratigráfico C-C

(ver Anexo B); Presenta superficialmente un estrato de relleno que alcanza una profundidad máxima de 0.80m. Por debajo de este estrato se encuentra una arcilla de baja plasticidad, de consistencia media. Subyace a este material el conglomerado de Lima consistente en una grava arenosa mal gradada cuya compacidad va de media a densa.

3.2.2.3 Zonificación Geotécnica Sísmica

Según las características geológico geotécnicas del subsuelo de Breña, conformado predominantemente por potentes estratos de suelos gravosos los mismos que según los perfiles recopilados aparecen a partir de 1.50m en promedio, se concluye que el comportamiento mecánico del terreno va a estar gobernado por los parámetros de resistencia de dichos materiales, cuya capacidad portante varía está por encima de los 3.0Kg/cm², dependiendo de la compacidad de los mismos.

De acuerdo a las características geotécnicas y dinámicas obtenidas de dicha información se concluye que el terreno tiene características adecuadas, en el cual no se espera que ocurra una amplificación sísmica importante durante un evento sísmico severo.

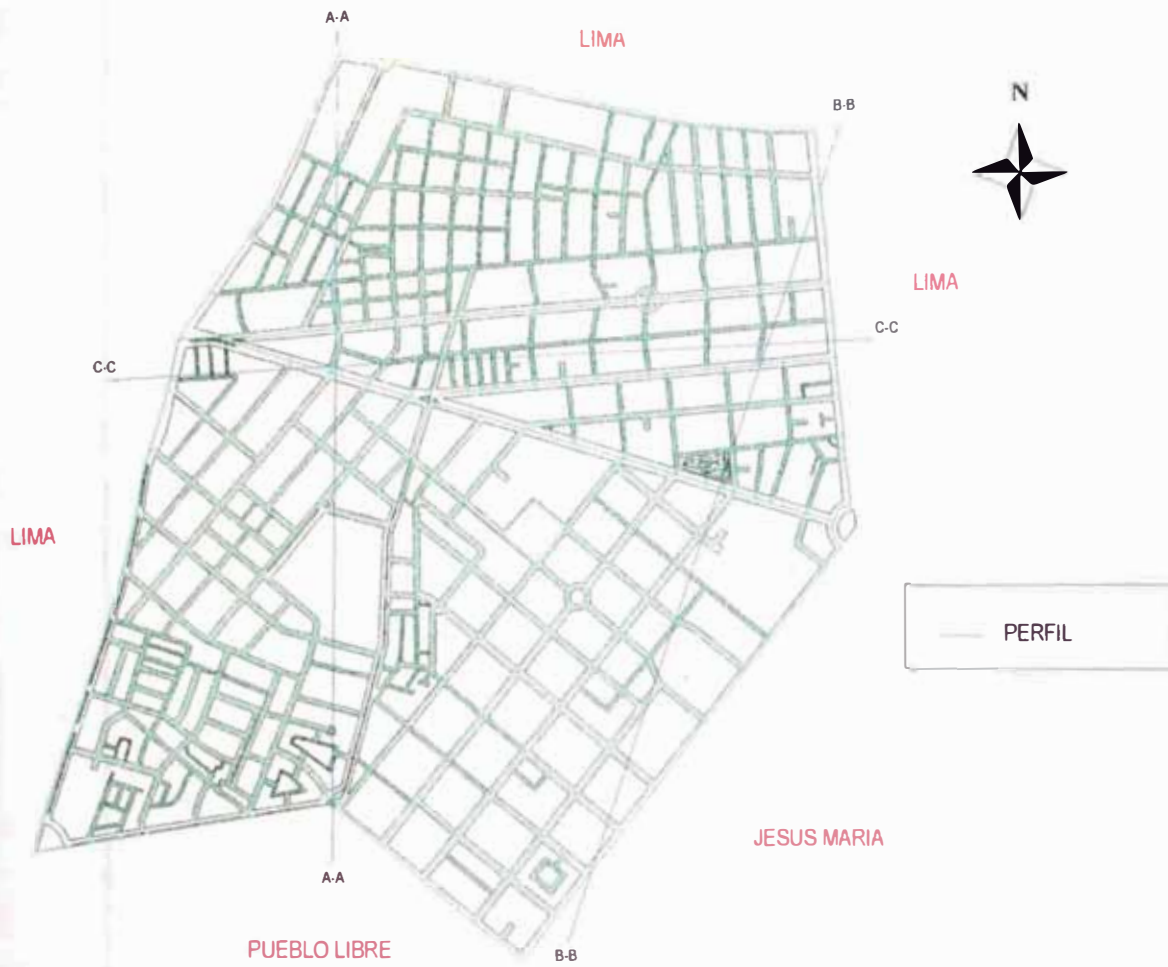


Figura 3.1 Ubicación de los perfiles en el Distrito de Breña
Fuente: Proyecto CISMID – 2003

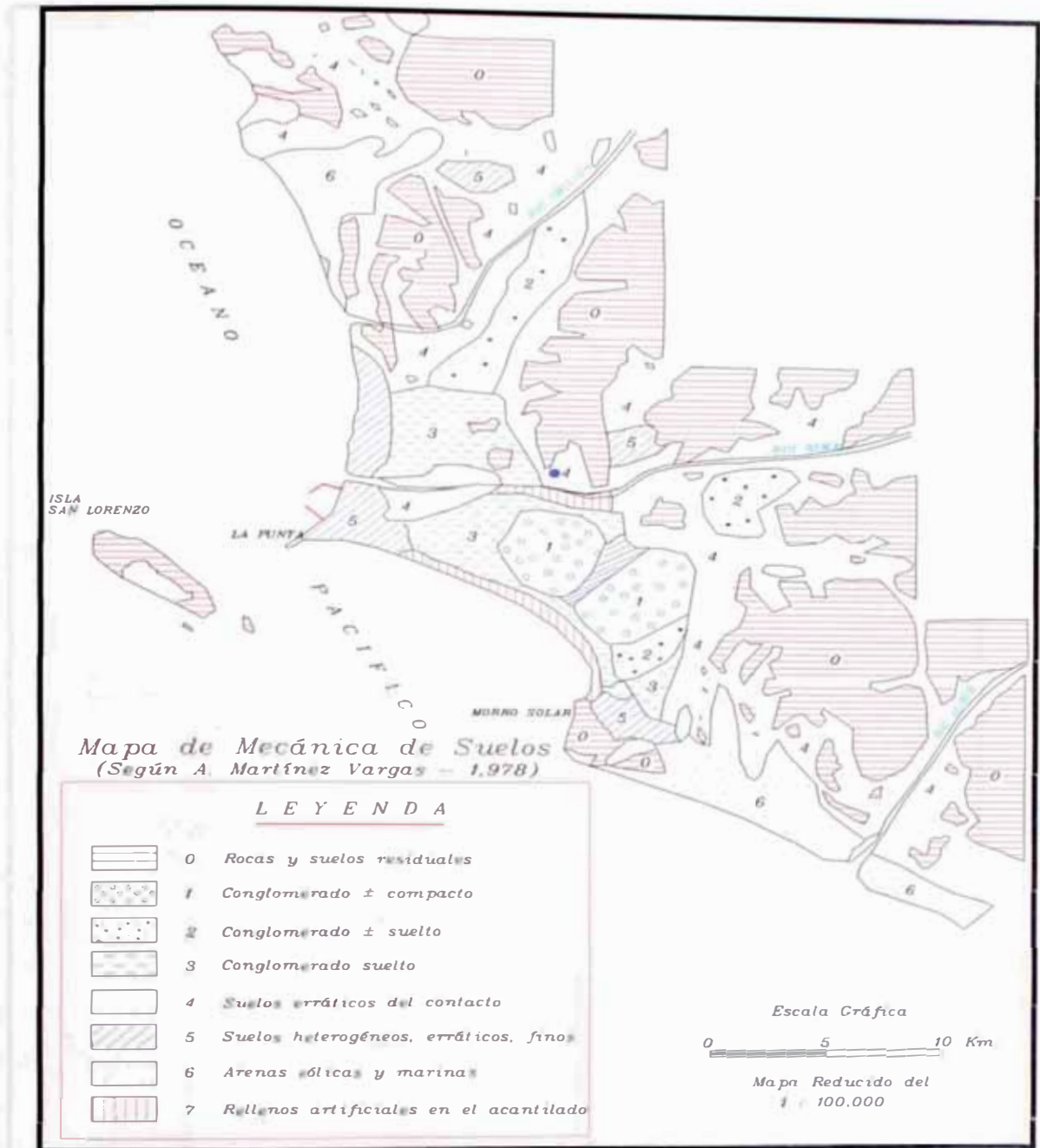


Figura 3.2 Mapa Geotécnico de Lima
Fuente: Martínez Vargas 1979

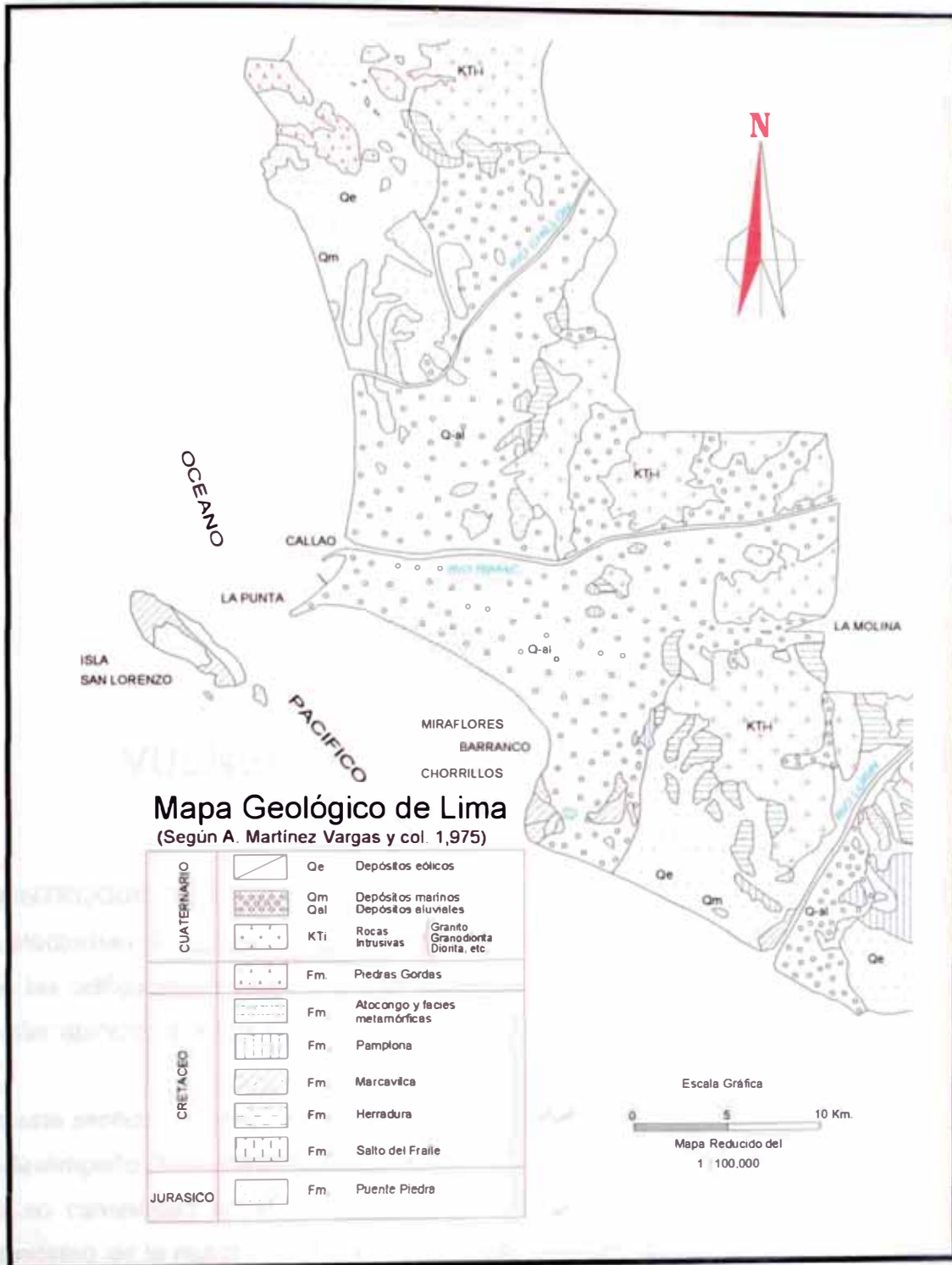


Figura 3.3 Mapa Geológico de Lima
Fuente: Martínez Vargas 1979

CAPÍTULO 4

VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

La efectividad de un plan de emergencia o respuesta sísmica parte del supuesto que las edificaciones esenciales mantienen en todo momento su capacidad de prestar atención a la crisis sísmica.

En este sentido, el riesgo sísmico de una comunidad está estrechamente ligado al desempeño de sus edificaciones esenciales. El riesgo sísmico se caracteriza por su variabilidad en el tiempo y en el espacio, al depender no sólo de la sísmicidad de la región sino también de la densidad de la población, el nivel de desarrollo económico y el grado de preparación para hacer frente a una crisis sísmica.

Todos los centros urbanos están expuestos a un riesgo sísmico potencial cuyo conocimiento es determinante para definir estrategias de atención adecuadas a la emergencia planteada y en este punto por lo tanto, el conocimiento de la

vulnerabilidad sísmica de las edificaciones esenciales juega un papel preponderante, pues en ella se fundamenta el despliegue de cualquier plan de emergencia y atención a la crisis sísmica.

Es por tanto necesario que un estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios que albergan instalaciones esenciales esté dirigido no sólo a la evaluación de la vulnerabilidad intrínseca de la edificación que la contiene sino que necesariamente debe ir más allá, para permitir estimar en qué medida impacta a una comunidad la degradación de la capacidad de prestar sus servicios o funciones.

4.2 CONCEPTOS GENERALES

4.2.1 Vulnerabilidad

La vulnerabilidad se puede definir como la medida de la susceptibilidad o predisposición intrínseca de las estructuras, los elementos arquitectónicos expuestos a una amenaza a sufrir daño o una pérdida.

La vulnerabilidad de una estructura ante la presencia de una amenaza natural depende del tipo de construcción, sistema estructural y se expresa en términos de daños o pérdidas potenciales esperadas según la magnitud del evento al que se expone.

También se puede decir que frente a un sismo, en una determinada zona, dos edificaciones de la misma tipología pueden tener uno más riesgo que el otro. Dependiendo de los niveles de amenaza en la zona. Se debe recalcar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. (Kuroiwa, 2002)

4.2.2 Peligro Sísmico

El peligro es la probabilidad de que se produzca en un periodo determinado y en una zona dada, un fenómeno natural extremo potencialmente dañino que induce movimientos de la tierra, el agua o el aire, los cuales afectan a una zona determinada.

Peligro sísmico de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona (Udías y Mézcua 1997).

Estos efectos pueden ser representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno o también utilizando la intensidad macrosísmica de la zona.

4.2.3 Riesgo Sísmico-

Existen diferentes tipos de riesgos, principalmente el riesgo sísmico, que se refiere el riesgo en un evento sísmico el cual se puede definir como la probabilidad que una infraestructura pueda sufrir daños físicos debido a los diferentes movimientos que presenta el suelo en un periodo de tiempo dado durante la ocurrencia de un sismo.

Pero debemos tener claro que el riesgo de una amenaza dependerá de la naturaleza y ubicación del lugar.

$$\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad} \times \text{Costo} \dots \dots \dots (4.2.3)$$

En el riesgo influyen el peligro potencial sísmico, los posibles efectos locales de amplificación, la vulnerabilidad de las construcciones y las pérdidas posibles (en vidas y bienes).

El riesgo se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido.

Debido a que predecir un sismo es muy difícil, se puede establecer la ocurrencia de un evento sísmico en un periodo de años, pero no se puede en una fecha determinada. (Oviedo, 1999).

4.3 TIPOS DE VULNERABILIDAD

Existen 3 tipos de vulnerabilidad:

- A)- Vulnerabilidad Estructural
- B)- Vulnerabilidad no Estructural
- C)- Vulnerabilidad Funcional

4.3.1 Vulnerabilidad Estructural-

La Vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes. O sea los elementos estructurales resistentes (vigas, columnas, losas, muros

estructurales y fundaciones) que lo mantiene en pie ante un sismo intenso.

4.3.1.1 Configuración en Planta

La configuración de la estructura en planta influye de manera importante en el comportamiento sísmico de un edificio. Se recomienda utilizar estructuras con configuraciones simples y simétricas evitando utilizar edificios en forma de U, Y, L, H y T ya que la unión entre los diferentes cuerpos (aristas), en el caso que existiere, se ve sujeta a una concentración de esfuerzos, que pueden causar daños de consideración.

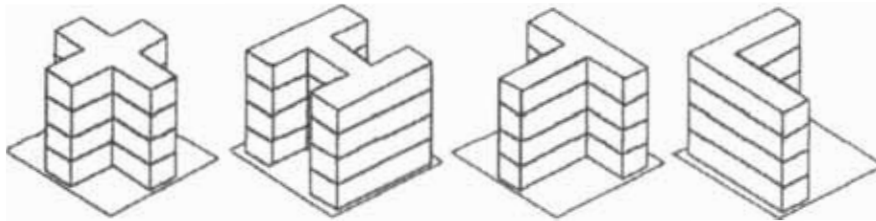


Figura 4.1 - Diferentes irregularidades en planta

Sin embargo, se pueden diseñar plantas estructurales complejas si se separan adecuadamente los diferentes cuerpos mediante juntas de construcción con una holgura suficiente que permita evitar el choque entre los diferentes cuerpos o edificios.

Las características de irregularidad en planta generan una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de los diferentes elementos resistentes. Algunas veces, edificaciones que parecen simétricas no lo son debido a la disposición de los elementos resistentes que crean una falsa simetría (asimetría). Esta distribución asimétrica de la rigidez genera una distribución no uniforme de los esfuerzos sobre los diferentes elementos, donde los más afectados son los que se ubican más lejos del centro de rigidez.

4.3.1.2 Configuración en Altura

Un aspecto del diseño arquitectónico que puede afectar al comportamiento de un edificio es la existencia de irregularidad en altura, que se produce por alguno de los siguientes factores:

1. Cuando un piso presenta una altura entre pisos mayor a los de los pisos adyacentes.
2. Cuando hay cambio repentino en la configuración en planta de la edificación.
3. Cuando se presenta una discontinuidad en los elementos verticales.
4. Cuando hay concentraciones de masas en algún piso.

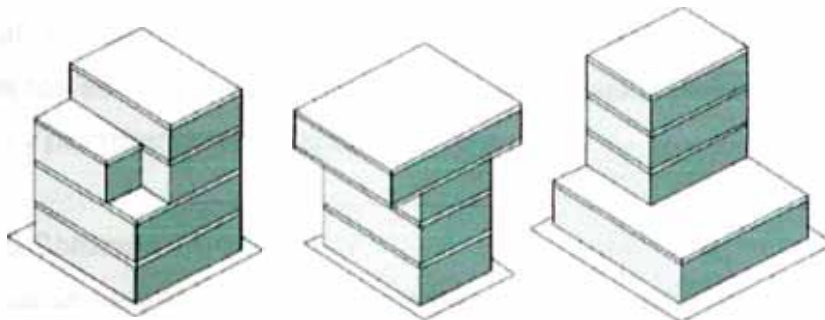


Figura 4.2 Irregularidad en altura

4.3.1.3 Piso Suave o Débil

Una estructura presenta la característica de piso suave cuando la rigidez en los pisos superiores es mayor que la rigidez del piso en consideración. Este se produce usualmente en el primer piso ya que es ahí donde se busca un mayor espacio y visibilidad, lo que impide que se utilicen elementos como muros de corte que posiblemente se utilizan en los pisos adyacentes. Los pisos suaves acumulan grandes deformaciones lo cual puede llegar a producir un colapso abrupto.

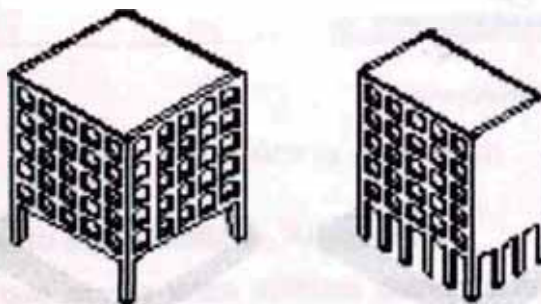


Figura 4.3 Niveles inferiores débiles

4.3.1.4 Interacción de la Estructura con Elementos no Estructurales

Otra causa de daños como en los hospitales se produce cuando se presentan elementos no estructurales tales como paredes o divisiones en

mampostería, cielos rígidos o fachadas que interactúan con la estructura, lo cual sucede en la mayoría de las veces, debido a que no fueron consideradas en el diseño original de ingeniería. Un caso muy frecuente se da cuando las paredes divisorias no estructurales se construyen de tal forma que quedan firmemente sujetas a los elementos estructurales, y trabajan como parte del sistema resistente.

Como son elementos que no fueron diseñados para esa función, lo normal es que fallen. Una forma de evitar esta Interacción entre elementos estructurales y no estructurales es desacoplando la pared del marco y permitiendo el movimiento libre de este.

4.3.1.5 Columna Corta

Otra causa de daño y colapso de edificios relacionados a lo mencionado anteriormente es el problema de columna corta. Ocurre cuando hay columnas que han sido acortadas de una altura inicial (altura de entre pisos), a una altura más corta debido a la inclusión de muros de relleno. Este tipo de columna presenta primero falla frágil por cortante antes que falla dúctil por flexo compresión.

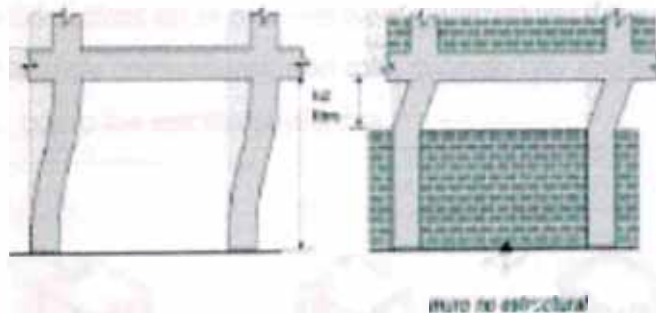


Figura 4.4 Problema de columna corta

4.3.1.6 Impacto entre Edificios Adyacentes

El impacto que ocurre entre edificios debido a la proximidad existente entre ellos es otra causa de daño e inclusive de colapso. El choque resulta más dañino cuando la altura de los entre pisos no coincide en ambas estructuras. Para evitar este fenómeno se busca respetar una distancia prudencial que se obtiene con el desplazamiento máximo de ambos edificios.

4.3.1.7 Torsión

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez.

En algunos casos se pueden dar por:

1. Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
2. Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.

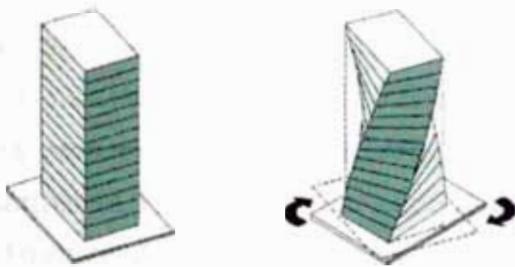


Figura 4.5 Problema de torsión

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de la masa y de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

La torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos.

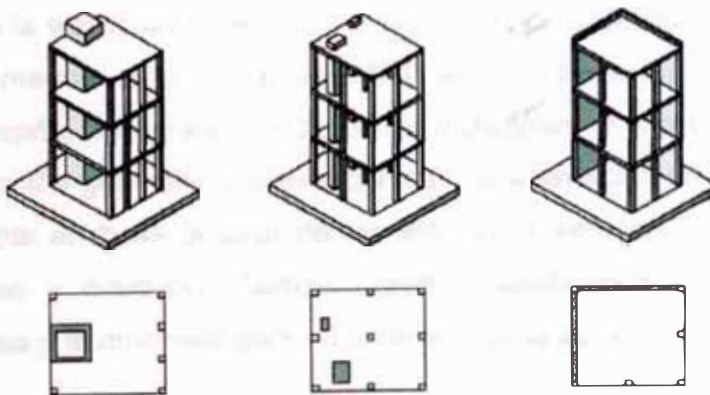


Figura 4.6 Torsión por muros excéntricos

4.3.2 Vulnerabilidad no Estructural-

Esto se refiere a los sistemas arquitectónicos de la edificación que sufra daños no estructurales severos puede ser tan peligroso como otro que sufra daños estructurales.

La falla en elementos no estructurales de una edificación puede causar la inhabilitación de la edificación o para su ocupación temporal, o puede llegar a causar gran cantidad de pérdidas humanas, además de materiales.

4.3.3 Vulnerabilidad Funcional-

La vulnerabilidad funcional se da en términos de los efectos del sismo, en el buen funcionamiento de una edificación para el fin que tiene propuesto. Como en el caso de las escuelas que su función primordial es la de centro de enseñanza pero en caso de desastres puede servir como fines de ayuda de emergencia. Por esto es muy importante que deba ser incluida la vulnerabilidad funcional en una evaluación.

4 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

Los procedimientos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica se clasifican en dos métodos:

- A)- Métodos cualitativos
- B)- Métodos cuantitativos

4.4.1 Métodos Cualitativos

Los métodos cualitativos tienen como objetivo evaluar de forma rápida y sencilla las condiciones de seguridad estructural de la obra. Con estos métodos la estructura recibe una clasificación de acuerdo a la evaluación de parámetros tales como la edad de la edificación, el estado de conservación, las características de los materiales, el número de pisos, la configuración geométrica arquitectónica y la estimación de la resistencia al cortante en base al área de los elementos verticales resistentes en cada piso y dirección. También reciben clasificación las condiciones geológicas y la amenaza sísmica en el sitio de la obra.

La calificación de los métodos cualitativos sirve para realizar un tamizado y reafirmar la seguridad de la estructura. Si con este diagnóstico alguna

edificación resulta insegura, se requerirá de análisis cuantitativo más detallado para conocer su vulnerabilidad sísmica.

4.4.2 Métodos Cuantitativos

Los métodos cuantitativos deben determinar la resistencia de la estructura principal. Así mismo, los métodos cuantitativos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura

Para realizar un análisis de vulnerabilidad, utilizando métodos cuantitativos es necesario contar con cierta información básica como: características de los materiales utilizados en la edificación, caracterización del suelo donde se encuentra emplazada la estructura y planos estructurales entre otra información.

Generalmente los análisis cuantitativos son realizados mediante modelaciones matemáticas de la estructura, en las cuales se deben considerar aspectos tales como:

1. Interacción de la estructura con los elementos no estructurales.
2. Cargas reales a las que está sometida la estructura.
3. Análisis para los diferentes sismos que se pueden presentar.

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN APLICADA

En este capítulo se muestra la información estadística de los centros educativos evaluados en el distrito de Breña, con la indicación del número de edificaciones evaluadas por sistema estructural, número de edificaciones evaluadas por piso, número de edificaciones por antigüedad, etc.

Se desarrolla el procedimiento aplicado en el estudio, en el cual se describe los pasos para hacer la evaluación rápida, se presentan los sistemas estructurales encontradas en el área de estudio, también se muestran otras metodologías de evaluación como el método indicial Japonés, se muestra los resultados de la evaluación con la metodología aplicada, así como la selección de la edificación más crítica.

5.1 HISTORIA DE LOS CENTROS EDUCATIVOS TÍPICOS EN EL DISTRITO DE BREÑA

5.1.1 Colegios del año 1920 – 1950:

Los primeros centros educativos de concreto armado, se estructuraban básicamente con pórticos de concreto en una dirección, muros de albañilería y losas de concreto aligeradas o macizas.

Si bien esta estructura hacía que no se tuvieran ventanas largas y grandes, por el cual usaban muros de ladrillos de espesor de 25cm. Dispuesto en las fachadas y entre aulas. Como los conocimientos sísmicos eran muy limitados no se diseñaba los muros de albañilería para efectos de fuerzas horizontales y se consideraba un porcentaje de la carga de cada columna, como fuerza horizontal para sismo. Pensando que solamente los pórticos de concreto serían los encargados de recibir y soportar las cargas de gravedad y que además tomarían los esfuerzos debidos a los sismos.

Hoy se reconoce que muchos de estos colegios antiguos, han soportado bien los efectos de los sismos gracias al aporte de los muros de ladrillo, que le daban rigidez lateral a los edificios (Blanco, 2005) [7]. Se muestra en la Figura 5.1, colegio La Salle.



Figura 5.1 Colegio La Salle

5.1.2 Colegios después del año 1950 al 1960:

En los años 50 se inicia en el Perú un programa importante de las construcciones de grandes colegios del estado, denominados “Grandes unidades escolares”. Estos pabellones contaban con dos y tres pisos, caracterizado por tener 3 ejes en su dirección longitudinal, ya que la arquitectura consideraba corredores bastante amplios (3.5m.), lo que no

permitía tener el pasaje en voladizo, como se usa actualmente. En la dirección transversal se tenían muros de ladrillo de 25cm. De espesor entre las aulas y una serie de pórticos. En la dirección longitudinal, los dos ejes que formaban las aulas tenían pórticos con algunos paños cerrados con muros, teniéndose un tercer eje longitudinal con columnas y una viga hacia el patio interior.

Si bien en esa época no existía un reglamento de diseño sísmico, las columnas tenían dimensiones holgadas y se contaba con el aporte de los muros ubicados hacia las dos direcciones de la planta estructural.

Estas unidades escolares a pesar de su antigüedad y el hecho de no tener una gran densidad de muros de ladrillos ni placas de concreto armado, han tenido un comportamiento aceptable en la mayoría de los casos en los diversos sismos ocurridos hasta el momento. Ciertamente es que en algunos casos se tiene el efecto de columna corta y en otros casos los muros dispuestos en la dirección longitudinal son escasos, por lo que algunas ubicadas en ciudades donde se ha tenido sismo moderado, han debido ser reforzados (Blanco, 2005) [7]. En la Figura 5.2 se muestra el Colegio Mariano Melgar.



Figura 5.2 Colegio Mariano Melgar

5.1.3 Colegios de los años 1960 al 1989:

Conforme se va generalizando el uso del concreto armado, los estilos arquitectónicos van cambiando, buscando ventanas de mayor longitud y los muros de la dirección longitudinal tienden a desaparecer, introduciendo las ventanas más grandes que llegan a ocupar el espacio total entre columnas.

En la dirección corta se dispone de pórticos principales (que cargan losas aligeradas), con sus columnas peraltadas y teniéndose generalmente en la dirección larga vigas chatas o vigas peraltada de amarre.

Con mayor conocimiento del comportamiento sísmico de las edificaciones, algunos diseñadores comienzan a introducir columnas con peralte importante en la dirección longitudinal de estos pabellones, con el fin de ganar rigidez lateral y por consiguiente minimizar los desplazamientos laterales relativos entre piso y piso y de esta forma disminuir la importancia relativa del aporte de los tabiques o alfeizares de ladrillo.

Otros consideraron que la mejor solución para evitar el efecto de columna corta era separar los tabiques o alfeizares de las columnas, mediante una junta que normalmente se especificaba con una o dos pulgadas de espesor, entendiéndose que de esta manera desaparecía el efecto de columna corta. Como los alfeizares quedaban libres en sus costados, tenían un comportamiento en voladizo, siendo peligroso en el caso de una vibración perpendicular a su plano. Por el cual se inicia el detallado de la tabiquería en los planos de estructuras y se comienza a colocar columnetas y una viga collar superior (solera), con el objeto de tener al tabique o parapeto libre de la estructura principal, pero con arriostre para que pueda trabajar con un voladizo, en su plano perpendicular. En la Figura 5.3, se muestra el pabellón del colegio Diez de Octubre.



Figura 5.3 Colegio Diez de Octubre

5.1.4 Colegios del año 1990 al 1997:

Muchos de los colegios construidos en la costa del Perú entre los años 1993 y 1996 no tuvieron una construcción de calidad ni una adecuada supervisión. Las experiencias obtenidas en los sismos de Nazca de 1996

y de Arequipa, Moquegua y Tacna 2001, nos enseñaron que las juntas de separación entre columnas y alfeizares de ventanas no funcionaron por dos razones: que el desplazamiento lateral durante el sismo fue mayor al espesor de la junta y por consiguiente se produjo la interacción tabique columna. La junta que casi siempre se llenaba con poliestireno expandido (tecnopor) y que generalmente se especificaba con espesor de una o dos pulgadas, fue revestida con mortero dejándose hacia el exterior solamente una bruña superficial, por lo cual no llegó a trabajar como una junta libre (Blanco, 2005) [7]. En la Figura 5.4 se muestra el pabellón del colegio Micaela Bastidas.



Figura 5.4 Colegio Micaela Bastidas

5.1.5 Colegios del año 1997- 2003

Se mejora la norma Sismorresistente y con el conocimiento de los sismos de Nazca y Arequipa, se le da mas rigidez longitudinal a los pórticos y se separa la tabiquería de la placa, evitándose Así la formación de columnas cortas y mejorando el desempeño de los módulos OINFES. En la Figura 5.5, se muestra el pabellón del colegio Señor de los milagros.



Figura 5.5 Colegio Señor de los Milagros

5.2 ESTADÍSTICA DE LOS CENTROS EDUCATIVOS EVALUADOS DEL DISTRITO DE BREÑA

5.2.1 Por sistemas estructurales

De los sistemas estructurales encontrados, en los 38 centros educativos evaluados (80 módulos), 53 tienen solo pórticos de concreto armado con muros portante, 11 sólo tienen estructuras de concreto armado con placas, 10 sólo tienen albañilería confinada con diafragma rígido, 5 sólo tienen albañilería confinada con diafragma flexible, 3 sólo tienen albañilería no reforzada, ver Tabla 5.1, 5.2 y Figura 5.6 y 5.7.

Tabla 5.1 Sistemas estructurales evaluados en el distrito

Sistemas estructurales	Nº Módulos
Pórticos de concreto armado con muros portantes	53
Pórticos de concreto armado con Placas	11
Albañilería Confinada con diafragma Rígido	10
Albañilería confinada con diafragma Flexible	4
Albañilería no reforzada	2
Total	80

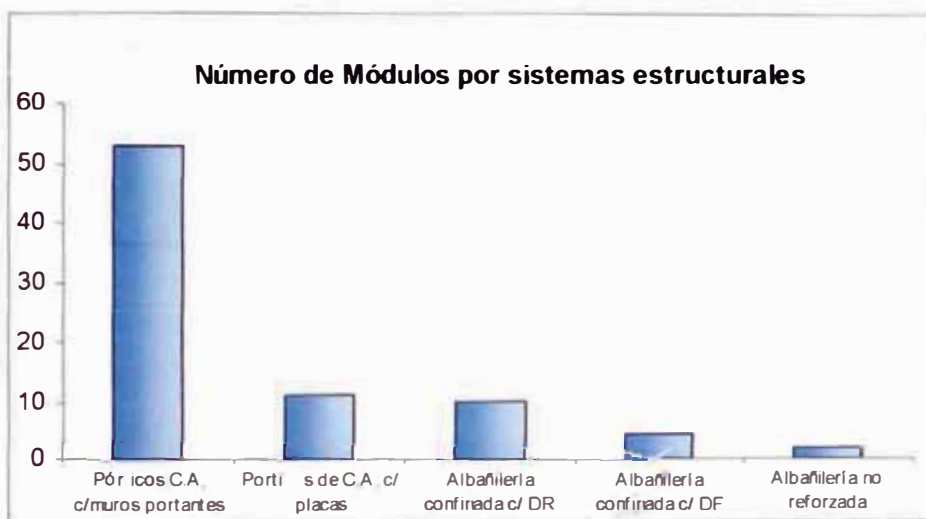


Figura 5.6 Número de módulos por sistemas estructurales

Tabla 5.2 Sistemas estructurales Evaluadas en %

Sistemas estructurales	%Porcentaje
Pórticos de concreto armado con muros portantes	66.25%
Pórticos de concreto armado con Placas	13.75%
Albañilería Confinada con diafragma Rígido	12.5%
Albañilería confinada con diafragma Flexible	5.0%
Albañilería no reforzada	2.5%

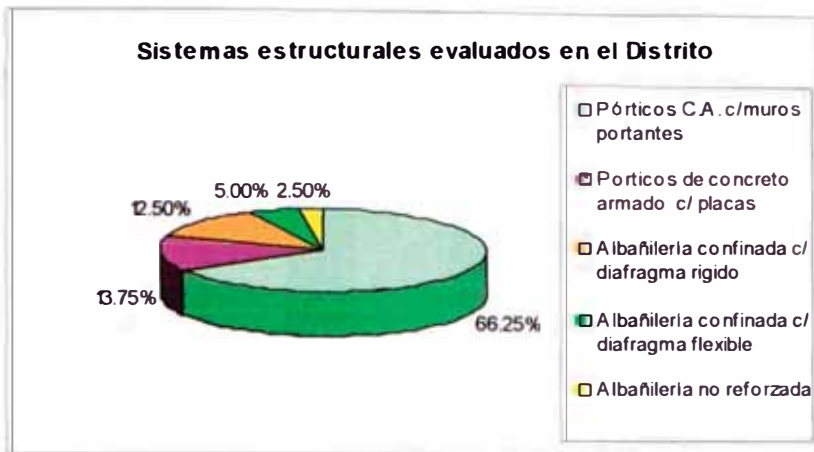


Figura 5.7 Sistemas estructurales evaluados en porcentaje

5.2.2 Colegios estatales y particulares

De los 38 centros educativos evaluados 17 colegios corresponde al sector nacional y 21 al sector particular, ver Tabla 5.3 y Figura 5.8.

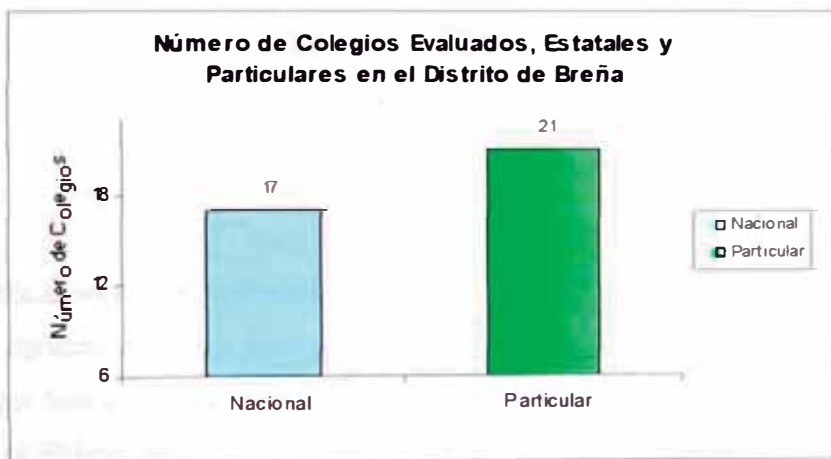


Figura 5.8 Estadística de los colegios evaluados

Tabla 5.3 Cuadro de colegios evaluados

Colegio	Número
Colegios Estatales	17
Colegios Particulares	21

Clasificación por Número de Pisos

De los 80 módulos evaluados en el área de estudio, 10 (12.5%) tienen piso, 36 (45.0%) tienen solo 2 pisos, 26 (32.5%) tienen 3 pisos,) tienen 4 pisos, ver Figura 5.9 y 5.10.



Figura 5.9 Número total de módulos evaluados por piso

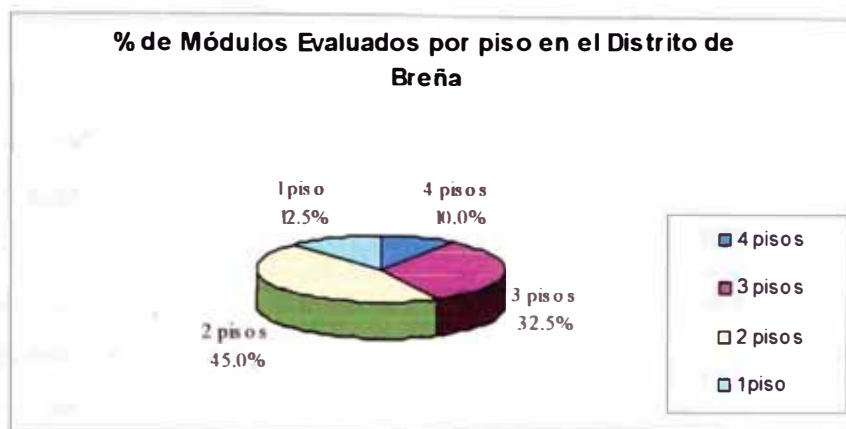


Figura 5.10 (%) porcentaje de módulos evaluados por piso

5.2.4 Clasificación por Antigüedad

Para caracterizar este parámetro se establecieron 3 intervalos, de acuerdo con las fechas de la primera, segunda y tercera norma sismorresistente. Para optimizar esta clasificación se determinaron 4 intervalos por décadas desde 1950 a 1998, ver Figura 5.11 y 5.12.

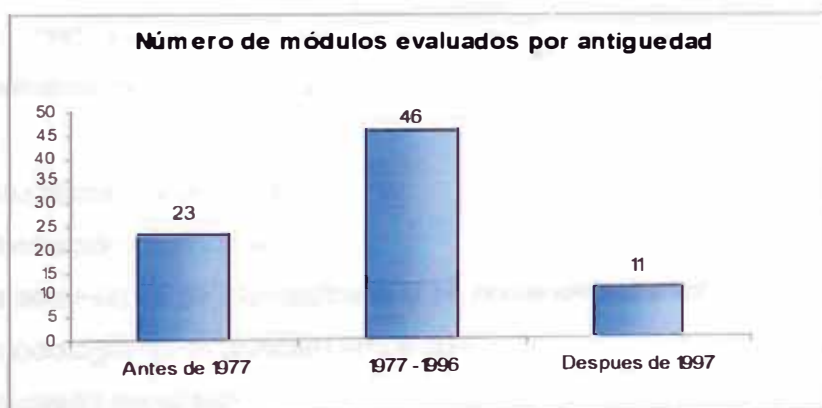


Figura 5.11 - Número de módulos por antigüedad según la Norma de Diseño Sismorresistente

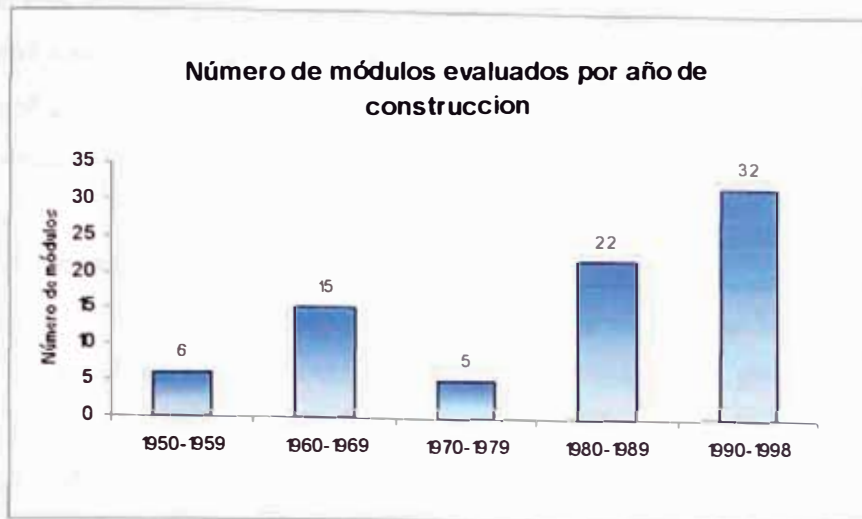


Figura 5.12 - Número de módulos por Antigüedad (décadas).

5.3 METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD

Existen diferentes metodologías de evaluación cualitativa propuestos por diferentes autores para la evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones existentes, las cuales no cuentan con una información detallada de su diseño estructural lo que impide hacer un análisis mediante los sofisticados métodos modernos que actualmente se utiliza para la evaluación del comportamiento estructural.

Si se tiene en cuenta que en ocasiones es necesario evaluar edificaciones antiguas, de las cuales no se conserva memoria de su diseño, y que en otras ocasiones es necesario evaluar en forma ágil un amplio número de edificaciones, estas técnicas son realmente útiles, dado que no es posible en la práctica de llevar a cabo este tipo de evaluaciones de otra forma.

Existen metodologías y técnicas de evaluación que depende principalmente de los siguientes factores:

- Naturaleza y objetivo del estudio.
- Información disponible.
- Características de elementos que se pretende estudiar.
- Metodología de evaluación empleada.
- Resultado esperado.
- Destinatario de esta información.

5.3.1- Método ATC-21

(Rapid visual screening of Buildings for Potential Seismic Hazards)

(Investigación visual rápida de los edificios para los peligros sísmicos potenciales)

5.3.1.1 Desarrollo del método ATC-21

El ATC-21 es un método, para identificar rápidamente los edificios o colegios que podrían plantear un riesgo de pérdida lesión ampliamente generalizada o reducción severa de servicios comunitario en el caso de sismos severos, este método es rápido y relativamente barato a fin de que un distrito pueda revelar una lista de colegios potencialmente arriesgados sin el alto precio de un análisis detallado de cada edificio.

Idealmente si una estructura recibe una puntuación baja quiere decir que la estructura es potencialmente arriesgado, por lo cual se hará una evaluación mas detallada con un ingeniero estructural y una revisión de los planos estructurales, haciendo una inspección más detallada en campo y realizando el análisis sísmico.

Este método consta de inspeccionar un edificio para rápidamente determinar si el modulo debe ser adecuada para una acción sísmica, el resultado del procedimiento rápido visual definirá si un modulo debería ser o no investigado mas detalladamente en lo que se refiere a su resistencia sísmica.

Debería ser obvio que ningún procedimiento rápido visual puede proveer estimaciones apropiadas de desempeño sísmico, y el método ATC-21 es simplemente pretendido para identificar esos módulos donde las dudas razonables pueden existir.

El ATC – 21, considera los siguientes tipos de edificación:

- **M.-** Edificación de Madera
- **S1.-** Pórticos de acero resistentes a momento

- **S2.-** Pórticos de acero arriostrado con diagonales
- **S3.-** Perfiles livianos de acero
- **S4.-** Pórticos de acero con placas de C°A°
- **C1.-** Pórticos de C°A°
- **C2.-** Edificios con placas de C°A°
- **C3/S5.-** Pórticos de C°A° ó Acero con albañilería de relleno en los vanos
- **PC1.-** Sistema estructural encajonado con elementos prefabricados
- **PC2.-** Pórticos de C°A° con gran altura
- **RM.-** Albañilería reforzada (confinada)
- **URM.-** Albañilería sin reforzar (no confinada)

5.3.1.2 Procedimiento de evaluación del método ATC-21

El procedimiento rápido visual (RSP) consta de una inspección visual del modulo, esta inspección es documentada por gráficos y fotos. El procedimiento es el siguiente:

1. Identificar la tipología estructural más apropiada para el modulo, y la puntuación estructural básica correspondiente.
2. Identifique en base a la inspección visual esos factores modificadores significantes que modificarían el desempeño sísmico del modulo.
3. Sustraiga los valores de los factores modificadores (MF) de la puntuación estructural básica inicial (BSH), para llegar a una puntuación estructural final (S).
4. En el caso que se tenga que evaluar una edificación donde se encuentre dos tipologías, se clasificará la edificación con la tipología menos resistente, esto se hace porque de antemano ya se conoce el tipo que fallará. Por ejemplo los sistemas estructurales que presentan los centros educativos son de pórticos de C°A° en la dirección larga y muros de albañilería confinada en la dirección corta, para este caso entre los tipos antes mencionados de acuerdo a la clasificación del ATC-21 esta edificación sería del tipo C1.

El puntaje Estructural Básico (BSH, Basic Score Hazard, ecuación 5.1) es definido, según el tipo de edificación; como el negativo del logaritmo (base 10) de la probabilidad de daño (D) que exceda el 60% del valor de la edificación.

$$\text{BSH} = -\text{Log} [\text{Pr}(D \geq 60\%)]$$

...Ecuación 5.1

El BSH es el puntaje inicial para un tipo de edificación [3], éste puede variar dependiendo de la zona sísmica (nivel de sismo), es decir donde se espera mayor aceleración durante un movimiento sísmico se obtendrá un BSH menor y donde se espera una aceleración menor se obtendrá un BSH mayor (ver Tabla N° 5.4).

Tabla N° 5.4: BSH por nivel de Intensidad, Fuente (ATC-21)

INTENSIDAD DE SISMO	TIPOLOGIA ESTRUCTURAL											
	W	S1	S2	S3	S4	C1	C2	C3/S5	PC1	PC2	RM	URM
ALTA	4.50	4.50	3.00	5.50	3.50	2.00	3.00	1.50	2.00	1.50	3.00	1.00
MODERADA	6.00	4.00	3.00	6.00	4.00	3.00	3.50	2.00	3.50	2.00	3.50	2.00
BAJA	8.50	3.50	2.50	6.50	4.50	4.00	4.00	3.00	3.50	2.50	4.00	2.50

Para el estudio se empleo la ficha de evaluación para una intensidad de sismo severo (alta), que emplea el método ATC-21, a continuación se muestra en la figura 5.13.

Figura 5.13. Ficha de evaluación. ATC-21

ATC-21 Zonificación según Norma	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-right: 5px;">Zona 3 (Intensidad alta)</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-right: 5px;">Zona 2 (Intensidad media)</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-right: 5px;">Zona 1 (Intensidad baja)</div> </div>	Ficha N° _____ Fecha. _____ Inspector _____										
RECONOCIMIENTO VISUAL RAPIDO DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES												
Croquis		FOTOGRAFIA										
		Nombre del Colegio _____										
		Dirección _____										
		Distrito _____ Dpto.-Pal : _____										
		Año Constr _____ Área Total (m2) _____										
		Número de Pisos _____										
TIPO DE COLEGIO	NIVEL EDUCATIVO				TURNO			N° DE PERSONAS	Riesgo de daño		Si	
	INICIAL	PRIMAR	SECUN	C. E. O	DIURN	TARD	NOCH		No estru	No	No	
Estatad Mi de Educ.									CONFIABILIDAD DE LOS DATOS			
Estatad otro sect. (MII)									NC: No confiabl			
Parroquial									E Estimado			
Particular									S:			
Especial									NSC. No se conoce			
PUNTAJE DE LA ESTRUCTURA Y MODIFICADORES												
TIPO DE EDIFICACION	M	S1 (AE)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3/S5 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM	URM
Puntaje Basico	4.5	4.5	3.0	5.5	3.	2.0	3.0	1.5	2.0	1.5	3.0	1.0
Riesgo por Altura	-0.5	-2.0	-1.0	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-0.5
Condición de deterioro	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Irregularidad Vertical	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5	-0.5
Piso Blando	-1.0	-2.5	-2	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0
Torsión en planta	-1.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0	-1.0	-1.0
Irregularid. en Planta	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Separación Insuficiente	N/A	-0.5	-0.	N/A	-0.5	-0.5	N/A	N/A	N/A	-0.5	N/A	N/A
Peligro de Fachada	N/A	-2.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A
Columnas Cortas	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	N/A	N/A
Construcción post norma	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	N/A	2.0	2.0	2.0	N/A
SL2 (2)	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-	-0.3	-0.3	-0.3
SL3 (S3)	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
SL3 & 8 a 20 pisos (S4)	N/A	-0.8	-0.	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.	-0	-0.8	-0.8	-0.8
PUNTAJE FINAL												
COMENTARIOS										Requ Evaluacion Detallada? Si NO		

5.3.2 Método Indicial Japonés (método de Hirosawa)

Este método expedido oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción, para la revisión de edificios de concreto armado, construídas en zonas sísmicas dispone de tres métodos de evaluación que van de lo simple a lo detallado y es en general un método riguroso denominado "Evaluación de la seguridad sísmica de edificios de concreto armado existentes" [18], [19].

En este trabajo la evaluación de la vulnerabilidad estructural utiliza la metodología propuesta por Hirosawa, introduciendo algunas modificaciones para poder aplicarse a las tipologías y materiales existentes en los países latinoamericanos, especialmente en Chile, Perú, México y Ecuador.

En este método, la vulnerabilidad estructural se determina comparando la capacidad resistente, relacionada con la forma, mantenimiento y daños anteriores de la edificación, con el nivel de sollicitación demandado por los sismos que representan el peligro sísmico y las condiciones locales del sitio donde se ubica la edificación. La comparación se realiza utilizando dos índices " I_s " ó índice de la resistencia provista por el edificio e " I_{so} " o índice de resistencia demandada.

Esta evaluación no ofrece un parámetro de comparación para los valores obtenidos, quedando a juicio del ingeniero determinar el grado de vulnerabilidad que tiene la estructura. Sólo haciendo varios análisis de este tipo se podría determinar un rango de valores que permita hacer comparaciones.

El método dispone de tres niveles de evaluación, para el primer nivel de evaluación este método no ofrece un parámetro de comparación para los valores obtenidos de " I_s " quedando a juicio del ingeniero determinar el grado de vulnerabilidad que tiene la estructura. Sólo haciendo varios análisis de este tipo se podría determinar un rango de valores que permita hacer comparaciones. Para la aplicación del segundo es necesario tener conocimiento de las armaduras de los elementos estructurales verticales; y el tercero, la pertinente además a las vigas. La característica más importante de este método es que confiere mayor importancia al análisis de resistencia que al de los esfuerzos internos que eventualmente podría presentar un sismo dado en los elementos de la

estructura. Puede decirse que para la aplicación de este método no es necesario en general realizar un análisis detallado de dichos esfuerzos internos. Además, el método confiere gran importancia al establecimiento de los mecanismos de falla y disipación de energía de los elementos, los cuales resultan clasificados en diversos grupos de acuerdo a su comportamiento y tipo de falla. En el presente estudio se han aplicado el primer y segundo nivel de evaluación.

El método se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta. El método fue propuesto para utilizarlo en edificios de concreto armado de altura media existentes, o dañados, con altura de entre seis y ocho niveles estructurados con muros o pórticos. Los estudios más recientes han incluido modificaciones para poder aplicarlo a edificios mixtos de concreto armado y mampostería.

La vulnerabilidad estructural se establece de la siguiente comparación:

- Si $I_s \geq I_{so}$, comportamiento seguro frente a un evento sísmico
- Si $I_s \leq I_{so}$, comportamiento incierto frente a un evento sísmico y por lo tanto inseguro.

El cálculo del índice I_s depende de tres factores que se evalúan a partir de las características básicas de la estructura, mediante la ecuación siguiente:

$$I_s = E_0 \times S_D \times T$$

...Ecuación 5.2

Donde:

E_0 : Índice sísmico básico de comportamiento estructural

S_D : Índice de configuración estructural

T : Índice de deterioro de la edificación

Cálculo del factor E_0 (Primer nivel de Evaluación)

En el nivel preliminar de la evaluación de la vulnerabilidad estructural propuesta por Hirosawa, el factor E_0 se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso para cada dirección

de la planta, a partir de la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte reduciendo este producto por un factor (a_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sismorresistentes, como por ejemplo columnas cortas o muros de albañilería, reforzadas o no, si se comparan con muros o columnas de concreto armado. El factor E_0 es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del coeficiente de ductilidad (F):

$$E_0 \propto C \times F \quad \dots \text{Ecuación 5.3}$$

Para el cálculo de E_0 se considera todos los elementos o subestructura vertical que forme parte del sistema resistente, clasificándolos en los siguientes 5 grupos:

- i. Columnas cortas de concreto armado
- ii. Columnas de concreto armado
- iii. Muros de concreto armado
- iv. Muros de relleno de albañilería
- v. Muros de albañilería armada o muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de concreto armado.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la cimentación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso como son: parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente. Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos, como por ejemplo las columnas cortas y los muros de mampostería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos. El factor E_0 se calcula con la siguiente ecuación:

$$E_0 = \frac{(N_p + 1)}{(N_p + i)} * \{ \alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F \quad \text{Ecuación 5.4}$$

Donde:

- a_i : es un factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación que alcanzan los elementos que controlan el comportamiento sísmico. Los valores de este factor se pueden obtener de la Tabla N° 5.5.
- n_p : número de pisos del edificio.
- i : nivel que se evalúa
- C_{mar} : índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de mampostería
- C_{sc} : índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado.
- C_a : índice de resistencia proporcionada por los muros de mampostería no reforzada ó parcialmente confinada.
- C_{ma} : índice de resistencia proporcionada por los muros de mampostería confinada.
- C_w : índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado.
- C_c : índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto.
- F : índice de ductilidad asociado a los elementos verticales. $F = 1.0$, si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero; $F=0.8$, si C_{mar} , C_a y C_{sc} son distintas de cero.

El término $(n_p+1)/(n_p+i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso "i", cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio sobre el nivel considerado.

Tabla N° 5.5: valores de los coeficientes a_i

Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo de falla
A	1.0	0.7	0.5	Muros de relleno de mampostería o columnas cortas o muros de mampostería no reforzada y parcialmente confinada o muros de mampostería confinada controlan la falla
B	0.0	1.0	0.7	Muros de concreto armado controlan la falla
C	0.0	0.0	1.0	Columnas de concreto armado controlan la falla

Fuente: evaluación del Riesgo sísmico en zonas urbanas, Barcelona 2002

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de F es igual a 1,0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

Los índices de resistencia (C_i) se han determinado considerando las características de refuerzo de los muros de concreto armado construidos en Chile (cuantía y modalidad de refuerzo), lo que incorpora modificaciones en las expresiones propuestas por Hirosawa e Iglesias [20]. Para los muros de albañilería se usa la resistencia propuesta por Iglesias [20].

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_0 * \Sigma A_{mar}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad \dots \text{Ecuación 5.5}$$

$$C_{sc} = \frac{f'_c * 15 * \Sigma A_{sc}}{200 \sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad \dots \text{Ecuación 5.6}$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * \Sigma A_{ma}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad \dots \text{Ecuación 5.7}$$

$$C_a = C_{ma} \quad \dots \text{Ecuación 5.8}$$

$$C_w = \frac{f'_c * 30 * \Sigma A_{m1} + 20 * \Sigma A_{m2} + 12 * \Sigma A_{m3} + 10 * \Sigma A_{m4}}{200 \sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad \dots \text{Ecuación 5.9}$$

$$C_c = \frac{f'_c * \frac{10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{n_c} W_j}}{200} \quad \dots \text{Ecuación 5.10}$$

Donde:

f'_c = Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto.

$\sum A_{mar}$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.

$\sum A_{sc}$ = Suma del área de las columnas cortas de concreto armado en el piso de evaluación.

$\sum A_{ma}$ = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección determinada.

$\sum A_{m1}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (H/L) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal.

$\sum A_{m2}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y con cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal.

$\sum A_{m3}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en uno de sus extremos, una esbeltez del muro menor o igual a 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte esta definida por la carga de agrietamiento diagonal del concreto debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo.

$\sum A_{m4}$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus

extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI- 318.

ΣA_{c1} = Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación entre altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

ΣA_{c2} = Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación (h/D) es igual o mayor que 6.

W_j = Peso del piso "j"

τ_0 = Esfuerzo básico al corte de la albañilería

σ_0 = Esfuerzo normal debido al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

L = Longitud del muro

H = Altura del piso si $L \geq 3$, o altura libre del muro si $L < 3$.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm^2 , los esfuerzos en kg-f/cm^2 y los pesos en kg-f . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kg-f/cm^2 .

Cálculo del factor S_D

Este factor cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación. La información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas al sitio. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, relación largo/ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc. Hirosawa, propone calcular S_D , cuando se usa el nivel preliminar de evaluación de vulnerabilidad mediante la ecuación 5.11

$$S_D = \prod_{i=1}^8 q_i$$

...Ecuación 5.11

Donde:

$q_i = \{ 1.0 - (1 - G_i) \cdot R_i \}$ para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 7$ y 8

$q_i = \{ 1.2 - (1 - G_i) \cdot R_i \}$ para $i = 6$

G_i y R_i se obtienen de la Tabla Nº 2.5.

Tabla Nº 5.6: Valores propuestos para los parámetros G_i y R_i

Nº	Conceptos q_i	G_i			R_i
		1	0.9	0.8	
1	Regularidad	Regular (a1)	Regular (a2)	Regular (a3)	1.0
2	Relación largo/ancho	$B < 5$	$5 < B < 8$	$B > 8$	0.5
3	Contracción de planta	$0.8 \leq C$	$0.5 \leq C < 0.8$	$C < 0.5$	0.5
4	Atrio o patio inferior	$R_{ap} = 0.1$	$0.1 \leq R_{ap} \leq 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
5	Excentricidad de atrio o patio inferior	$f_1 = 0.4$ $f_2 = 0.1$	$f_1 \leq 0.4$ $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ $0.3 < f_2$	0.3
6	Subterráneo	$1.0 \leq R_{ar}$	$0.5 \leq R_{ar} < 1.0$	$R_{ar} < 0.5$	1.0
7	Junta de dilatación	$0.01 \leq S$	$0.0005 \leq S < 0.01$	$S < 0.005$	0.5
8	Uniformidad de la altura de piso	$0.8 \leq R_h$	$0.7 \leq R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

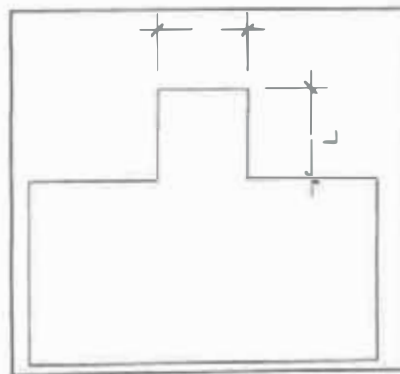
Fuente: evaluación del Riesgo sísmico en zonas urbanas, Barcelona 2002

Desarrollo de los conceptos (q_i)

1. Regularidad (a₁)

a_1 : La planta es simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que $L/B \geq 0.5$

FIG. Nº 5.14 relación de entrantes en una edificación



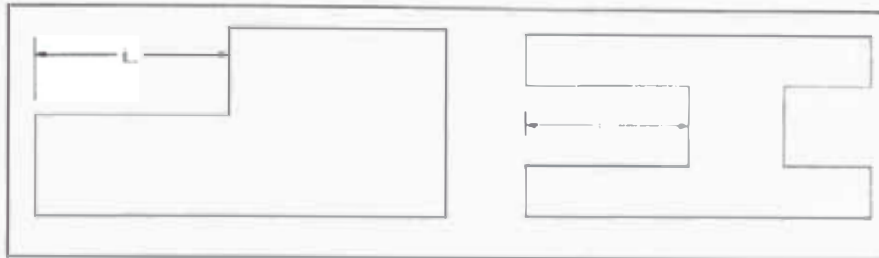
a_2 : La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30 % del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a_3 : La planta es más irregular que el caso a_2 , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

2. Relación largo – ancho, B:

Razón entre el la longitud mayor y la longitud menor de la planta. En las plantas tipo L, T, U, u otras se considera el lado mayor como $2L$, para L indicado en la figura:

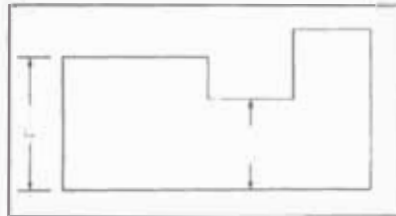
FIG. N° 5.15: lado mayor para las plantas tipo L, T, U



3. Contracción de la planta, c:

$$c = D_1/D_0$$

FIG. N° 5.16: contracción de la planta



4. Atrio o patio interior, R_{ap} :

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de concreto armado no se considera en este análisis.

5. Excentricidad del atrio o patio inferior, f:

f_1 : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud menor de la planta.

f_2 : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

6. Subterráneo, R_{as} :

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

7. Junta de dilatación, s :

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación. Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

8. Uniformidad de altura de piso, R_h :

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

Según Hirosawa, el valor de S_D se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

Cálculo del factor T

El factor T, cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario. El factor T se determina de las Tablas N° 5.7-a y 5.7-b y con la siguiente fórmula:

$$\boxed{T = (1 - P_t) * (1 - P_s)} \dots \text{Ecuación 5.12}$$

Tabla N° 5.7-a: cálculo del factor P_t

CALCULO DE T (DETERIORO Y ATENUACION)

		IDENT	A	B	C		
LOSA	1	0.017	0.005	0.001			
	2	0.006	0.002	0			
	3	0.002	0.001	0			
VIGAS	1	0.05	0.015	0.004			
	2	0.017	0.005	0.001			
	3	0.006	0.002	0			
PLACAS Y COLUMNAS	1	0.15	0.046	0.011			
	2	0.05	0.015	0.004			
	3	0.017	0.005	0.001			

CASOS		DETERIORO	LOSA	VIGA	COLUMNA	PLACA	
A	A1	EXPANSION DE GRIETAS EN EL CONCRETO DEBIDO A ERRUMBE DEL REFUERZO					
	A2	CORROSION EN EL REFUERZO					
	A3	GRIETAS POR FUEGO					
	A4	DETERIORO C/A° POR REACCIONES QUIMICAS U OTROS					
B	B1	DISOLUCION DEL ERRUMBE EN EL REFUERZO DEBIDO A FUGAS DE AGUA					
	B2	DETERIORO DEL C/A° ALREDEDOR DEL REFUERZO					
	B3	SEPARACION REMARCADA EN LOS ACABADOS					
C	C1	MANCHAS NOTORIAS POR AGUA, SUSTANCIAS QUIMICAS U OTROS					
	C2	BREVE SEPARACION DE LOS ACABADOS					Σ TOT (Pt)
		P_t					

Tabla N° 5.7-b: cálculo del factor P_s

CALCULO DE T (GRIETAS Y DEFLEXIONES)

		IDENT	A	B	C		
LOSA	1	0.017	0.005	0.001			
	2	0.006	0.002	0			
	3	0.002	0.001	0			
VIGAS	1	0.05	0.015	0.004			
	2	0.017	0.005	0.001			
	3	0.006	0.002	0			
PLACAS Y COLUMNAS	1	0.15	0.046	0.011			
	2	0.05	0.015	0.004			
	3	0.017	0.005	0.001			

CASOS		GRIETAS Y DEFLEXIONES	LOSA	VIGA	COLUMNA	PLACA	
A	A1	RAJADURAS QUE SIGUEN DIFERENTES DIRECCIONES					
	A2	RAJADURAS DE CORTE O INCLINACIONES EN VIGAS, PLACAS Y COLUMNAS (VISIBLES AL OJO HUMANO)					
B	B1	DEFLECCION EN LOSA Y VIGAS QUE INTERFIEREN CON LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES					
	B2	RAJADURAS DE CORTE O INCLINADAS EN VIGAS, PLACAS Y COLUMNAS (NO VISIBLES AL OJO HUMANO)					
	B3	RAJADURAS DE DEFLECCION O VERTICALES EN VIGAS Y COLUMNAS (CLARAMENTE VISIBLES)					
C	C1	RAJADURAS ESTRUCTURALES PEQUEÑAS (NO ES CASO A, NI B)					
	C2	DEFLECCION EN LOSA Y VIGAS QUE NO CORRESPONDEN NI AL CASO A, NI AL CASO B					Σ TOT (Ps)
		P_s					

Los criterios de clasificación de daños causados por sismos son:

- **No estructural:**
Daños únicamente en elementos no estructurales
- **Estructural ligero:**
Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de concreto armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.

- **Estructural fuerte:**

Grietas de 0,5 a 1 mm de espesor en elementos de concreto armado.

Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.

- **Estructural grave:**

Grietas de más de 1mm de espesor en elementos de concreto

armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del

concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas

y muros de concreto armado. Agrietamiento de capiteles y consolas.

Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1 % de su

altura. Asentamiento de más de 20cm.

Cálculo del índice I_{so}

El índice de resistencia demandada o requerida (I_{so}) se determina a partir de la ecuación 5.13 siguiente:

$$I_{so} = E_o \cdot Z \cdot G \cdot U \quad \dots \text{Ecuación 5.13}$$

Donde:

E_o : Valor básico del comportamiento de la estructura, relacionado con el nivel de evaluación. $E_o = 0.8, 0.6$, para el primer, segundo y tercer nivel de evaluación respectivamente.

Z : Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0.7 < Z < 1.0$).

G : Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas. Se considera igual a 1.0 para condiciones topográficas sin pendiente, e igual a 1.1 para zona de pendiente.

U : Factor de importancia del edificio por su uso. Se toma $U = 1.5$ (caso de edificaciones esenciales).

5.4. PROCEDIMIENTO DE TRABAJO EMPLEADO EN EL ESTUDIO

5.4.1- Procedimiento de evaluación

Para un estudio de vulnerabilidad sísmica a gran escala, se evaluó la mayor cantidad de centros educativos en el área de estudio, se observó que muchas edificaciones presentaban la misma tipología estructural. Se tomó la muestra más representativa de las tipologías estructurales presentes en el área de estudio.

Al iniciar este trabajo no existía recopilación de información sobre los centros educativos. No se ha podido encontrar un registro o una base de datos que contenga el año de construcción de la edificación, la tipología estructural, el número de piso.

Ante la ausencia de este tipo de registro se hizo visitas a los centros educativos del distrito de Breña.

Por razones de desarrollo metodológico (conocimiento de una muestra de centros educativos, sus características constructivas y ubicación, etc.) fue necesario analizar la información de 38 colegios evaluados, empleando la ficha de evaluación ATC-21.

Como primer paso los centros educativos a ser evaluados deberían aprobar formalmente el procedimiento general.

La secuencia general de la metodología es:

- La selección del área a ser estudiada.
- Desarrollo del sistema de mapeo para la zona de estudio.
- Selección de datos suplementarios (CISMID, Municipalidad, OINFES, UGEL) a ser incluido en el diagnóstico y ser usada en la toma de decisiones.
- La selección y revisión de la forma de colección de datos.
- Identificación de la estructura a ser evaluada.
- Esquema del Centro educativo (en planta).
- Fotografía del Módulo del centro educativo para propósitos de la identificación.

- Tomar notas de los datos básicos (el número de pisos, sistema estructural y los materiales, los problemas principales etc.).
- Determinar la puntuación (BSH).
- Determinar la puntuación estructural final S.

Recomendaciones básicas para el trabajo de campo:

- Las inspecciones de campo de un modulo deberían de tomar no más de 15 a 30 minutos aproximadamente.
- Los Directores de los centros educativos deberían ser notificados que se va a realizar la evaluación.
- Trazar un mapa de perfiles estratigráficos, ya que nos indicara las características del tipo de suelo en dicha zona.
- Los mapas son útiles para tener la ubicación de cada centro educativo.
- Es bueno que se tenga conocimientos de las tipologías estructurales para poder asegurar la calidad de los datos y la uniformidad de decisiones.

Otro aspectos importantes en la evaluación rápida, es el proceso de revisar la forma de la colección de datos, determinar si todos los datos requeridos son representativos o realizar modificaciones; Porque pueden haber otros tipos de datos que deberían ser tomados en cuenta, para poder cumplir a cabalidad con la evaluación o también datos que deberían ser excluidos.

Los artículos empleados en la evaluación de los centros educativos en el área de estudio es la siguiente.

- Un tablero.
- Lapicero o lápiz.
- Cámara (digital).
- La hoja donde se describen las tipologías estructurales.
- La ficha técnica.

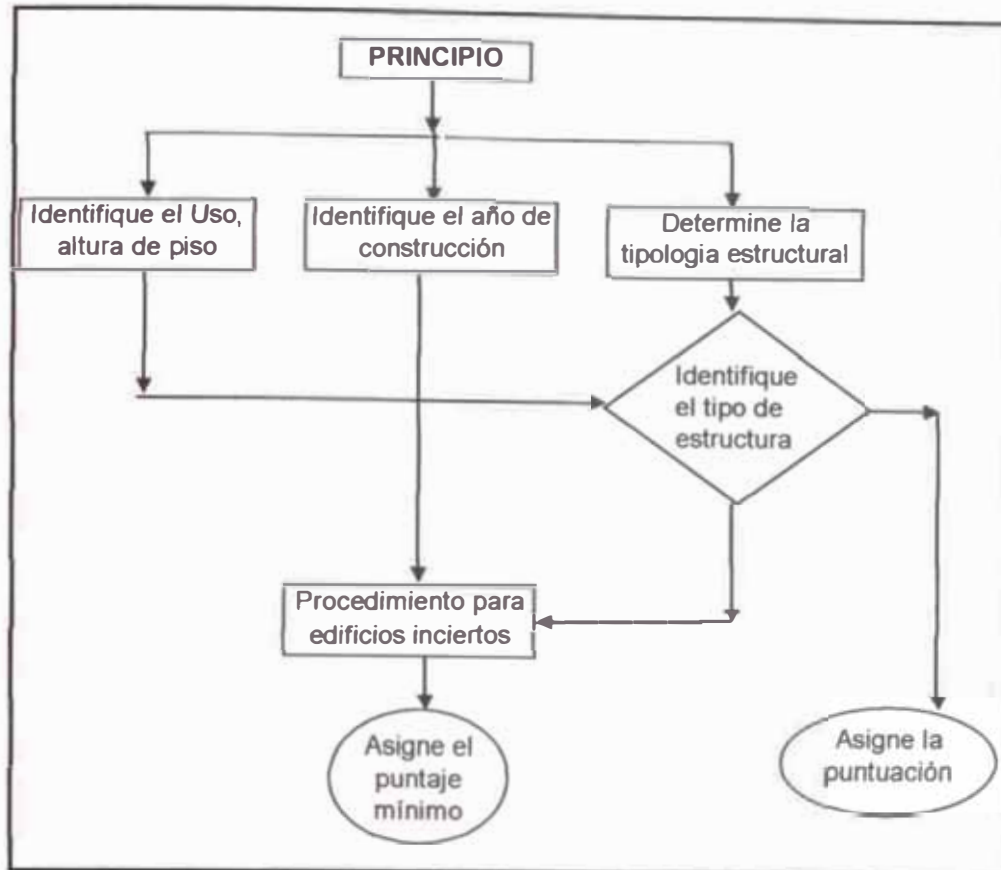


Figura 5.17 Diagrama de flujo para una evaluación
Fuente: ATC-21

5.4.2 Información Suplementaria en el área de estudio

La información sobre el sistema estructural, la edad o la ocupación (el uso), puede estar disponible de fuentes suplementarias, por tal motivo se visitó la Municipalidad de Breña, el Instituto de Infraestructura Educativa y Salud (OINFES), el Centro de Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID) y la UGEL 03.

Esto fue revisado y cotejado para el área en estudio antes de empezar el estudio de procedimiento de evaluación rápida (Trabajo de campo). O sea de lo que dice en las instituciones como la UGEL debe de coincidir con lo que se ve en el campo, por que muchas veces no coincide, por lo tanto estos datos no necesariamente son confiables.

a) Información del Tipo de Suelo,

Las condiciones del suelo son un factor principal en la intensidad de movimiento, en el caso de un sismo. El Método ATC-21 incluye

información de acuerdo al tipo de suelo; las condiciones del tipo de suelo no pueden ser fácilmente identificadas visualmente en campo, por tal motivo, el mapa geológico y geotécnico y otra información deberían ser coleccionados y puestos en un formato de mapa fácilmente utilizable, para el uso durante el estudio de evaluación.

Por el cual para este estudio se solicito información del Centro Peruano Japonés de Mitigación sísmica CISMID, [20].

b) Estudios previos,

Para una evaluación rápida visual puede servir como dato, los estudios previos que han sido realizados en algunos centros educativos o estudios realizados en las municipalidades.

Por ejemplo la información que se encontró para el área de estudio fue:

- i. algunos planos típicos de los módulos (INFES)
- ii. estudio de suelos (Municipalidades, CISMID)
- iii. altura del modulo (centro educativo).
- iv. Número de pisos.
- v. Año construcción.
- vi. El Área de construcción.

Aunque la información de estos reportes puede ser útil, es la responsabilidad del evaluador para verificarlo en el campo.

5.4.3 Información contenida en la Ficha de Evaluación

- a) Cuando se esta haciendo este tipo de estudio es importante la identificación y la ubicación del modulo del centro educativo y estén identificadas mediante la dirección de la calle, la posición del modulo y un código, es útil esto para el posterior cotejo y los análisis. Ver Figura 5.18.



Figura 5.18 Posición del edificio e identificación.

- b) La persona que esta haciendo la evaluación debería ser identificada, por el nombre, o una constancia otorgada por la UGEL que da autorización para evaluar los centros educativos. Por que puede ser de suma importancia conocer quién es la persona que realizara dicha evaluación, esta información no debería ser omitida.
- c) La altura de una estructura está a menudo relacionada a la cantidad de daño que puede sostener. En suelo flexible, un modulo alto experimentará considerablemente duración más fuerte y más larga sacudiendo que un modulo más corto del mismo tipo, el número de pisos es generalmente un buen señalizador de la altura de un modulo.
- d) El año de construcción, esta información es uno de los elementos claves de la evaluación rápida. La edad del modulo del centro educativo, está atado en seguida ala construcción de esa época. Por consiguiente, la edad puede ser un factor en el tipo determinante del modulo y así puede afectar los resultados finales. Esta información puede o no puedo estar disponible. No

puede haber un solo "año construido" ciertas porciones de la estructura, pudieron haber sido diseñadas y construidas antes de otros. Si éste debería ser el caso, entonces se indica en el capítulo del comentario, las fechas de la construcción para cada porción de la estructura.

- e) La ocupación de un módulo se refiere a su uso. La carga de ocupación es el número de personas en el edificio. La ocupación de un modulo es de interés y es determinante para la mitigación. Existen varios tipos de usos en los centros educativos que son fáciles de reconocer, estos están definidas por: auditorios, bibliotecas, salones de clases, oficinas.
- f) Grafico y comentarios, debería haber un grafico del modulo. Sin embargo, varias fotos pueden servir para reemplazar un grafico. En el comentario se debería enfatizar características especiales como los problemas de grietas existentes o de configuración.
- g) Tipología estructural, en este punto, se presenta las tipologías estructurales indicadas en la ficha de evaluación y cómo identificar mejor estos tipos del exterior del modulo.
- Es importante la información referente al tipo de estructura ya que dependiendo de ésta, van a variar las propiedades dinámicas, las características de resistencia, rigidez y capacidad. En la ficha se debe indicar el código de la tipología estructural predominante del modulo, en caso de que existan varias tipologías estructurales, se debe seleccionar el de mayor relevancia y en la sección de comentarios hacer alusión a la combinación de tipologías y al sector o piso donde existe el cambio.

Tipologías encontradas en el área de estudio fueron:

1. Pórticos de Concreto Armado (C1)
2. Pórticos de concreto armado con muros de corte (C2)
3. Muros de mampostería portantes con diafragmas (RM)
4. Muros de mampostería no portantes (URM)

5.5 TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES ENCONTRADAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO

Estas tipologías fueron tomadas como base del formato de evaluación rápida, generado por el ATC-21 para FEMA 154, se ha considerado una variación de acuerdo a la caracterización de las estructuras urbanas en Lima y del interior del país. Así, para el área de estudio 6 tipos de estructuras, que se describen a continuación:

5.5.1 Pórticos de concreto armado (C1)

Esta tipología es común, se encuentra en la mayoría de colegios, generalmente con zapatas aisladas y con columnas y vigas en la dirección longitudinal. Sin embargo existen estructuras donde se tienen muros portantes en la dirección transversal; por presentar una tipología mixta se consideró como C1, al ser la más baja en puntaje inicial.



Figura 5.19. C.E. Secundaria Micaela Bastida con tipología conformado por pórticos con muros portantes.

5.5.2 Estructuras de concreto armado c/ Placas (C2)

En estas estructuras de concreto armado prácticamente la totalidad de la fuerza lateral es resistida por placas de concreto armado de gran rigidez.



Figura 5.20 C.E. Primaria Mariano Melgar con tipología conformado con estructuras de concreto armado con placas.

5.5.3 Albañilería Confinada (RM)

A). Albañilería Confinada con Diafragma Rígido

Muros portantes de mampostería confinada, con unidades sólidas. Unidades de arcilla, concreto o sílico calcáreas. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros. Diafragmas rígidos en pisos, con losas aligeradas o macizas. Cimentación corrida de concreto ciclópeo, excepcionalmente zapatas aisladas.



Figura 5.21 C.E.I.P. Niño de Jesús con tipología conformado por albañilería confinada.

B). Albañilería Confinada con Diafragmas Flexibles

Similar a la albañilería confinada con diafragma rígido, excepto por tener un solo piso y diafragmas de piso o techo flexibles, con viguetas de madera o de acero, incluyendo viguetas reticuladas. No deben incluirse en este grupo las construcciones de dos o más niveles en las que sólo el último nivel tenga un diafragma flexible; éstas fueron clasificadas como RM



Figura 5.22 C.E. Yolanda Prieto con tipología conformado por albañilería confinada con diafragma flexible.

5.5.4 Mampostería de Arcilla Sin Refuerzo (URM)

Muros portantes de mampostería sólida sin refuerzo ni elementos de Confinamiento, típicamente con muros de cabeza o de mayor espesor. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros. Diafragmas rígidos en pisos, con losas aligeradas o macizas. Cimentación corrida de concreto ciclópeo, excepcionalmente zapatas aisladas.



Figura 5.23 C.E.I. Sagrada Familia de Breña, con tipología conformado por albañilería sin refuerzo.

5.6 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN LOS CENTROS EDUCATIVOS DEL DISTRITO

5.6.1 Irregularidades en altura

En altura debe observarse si existe la condición de un piso débil, irregularidad en la distribución de las masas, irregularidad geométrica, desplazamientos dentro del plano de acción y discontinuidad en la resistencia. (Figura 5.24)



Figura 5.24 Irregularidad en altura (C.E. Andrés Avelino Cáceres)

5.6.3 Columna Corta

Uno de los problemas más comunes de configuración estructural es el conocido efecto de columna corta, que se caracteriza porque la columna no está cautiva por los tabiques de relleno en toda su altura, usualmente para permitir una ventana en la parte alta del tabique. Dicha columna tiende a fallar en forma frágil al ser sometida a

esfuerzos cortantes excesivos que se generan por estar impedida su deformación hasta la altura de los tabiques.



Figura 5.25 Irregularidad en columna corta (C.E. Maria la Providencia).

5.6.1 Irregularidades en planta

Con este aspecto se intenta que el ingeniero valore las condiciones de irregularidad en planta de los módulos, las cuales pueden favorecer que la estructura sufra torsiones o generar concentraciones de esfuerzos en la estructura que son en general difíciles de resistir y puede ocasionar daños mayores o incluso el colapso. Dentro de las irregularidades en planta que deben ser observadas se encuentran: irregularidad torsional, discontinuidades en el diafragma, desplazamientos del plano de acción de elementos verticales. En la Figura 5.26, se observa.

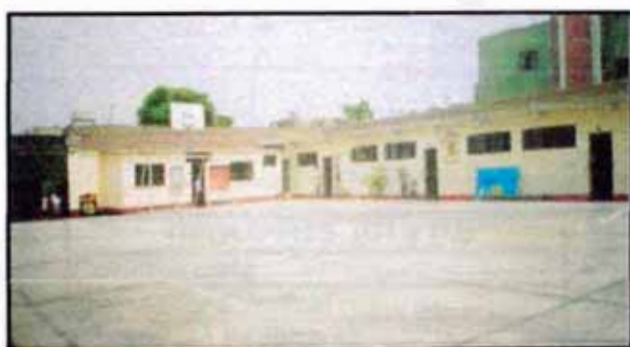


Figura 5.26 Irregularidad en planta (C.E. Yolanda Prieto).

5.6.4 Separación insuficiente

Unos de los problemas más comunes en las edificaciones de albañilería confinada es el problema de separación insuficiente, ya que no se han considerado en las construcciones y para edificaciones de mayor altura puede traer problemas.



Figura 5.27a, irregularidad estructural, separación insuficiente (C. E. Micaela Bastidas)

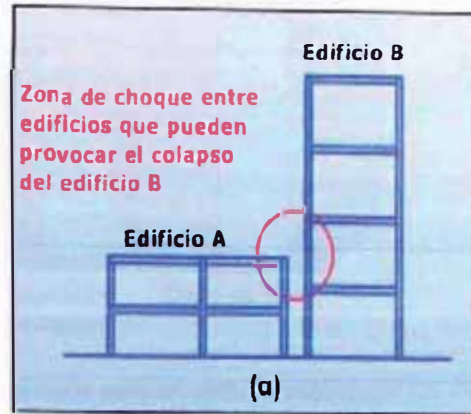


Figura 5.27b, irregularidad estructural, separación insuficiente

5.7 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN CON LA METODOLOGÍA APLICADA.

Tabla 5.8 Distribución por sistemas estructurales

Distribución de Tipologías	Nº
C2	11
C1	53
RM	14
URM	2

Tabla 5.9 Características de Irregularidades

TIPOLOGIAS (C1 y C2)	Nº	N (%)
Columna corta	27	42.19%
irregularidad Vertical	2	3.13%
Separación insuficiente	30	46.88%
Antes del 1997	57	89.06%

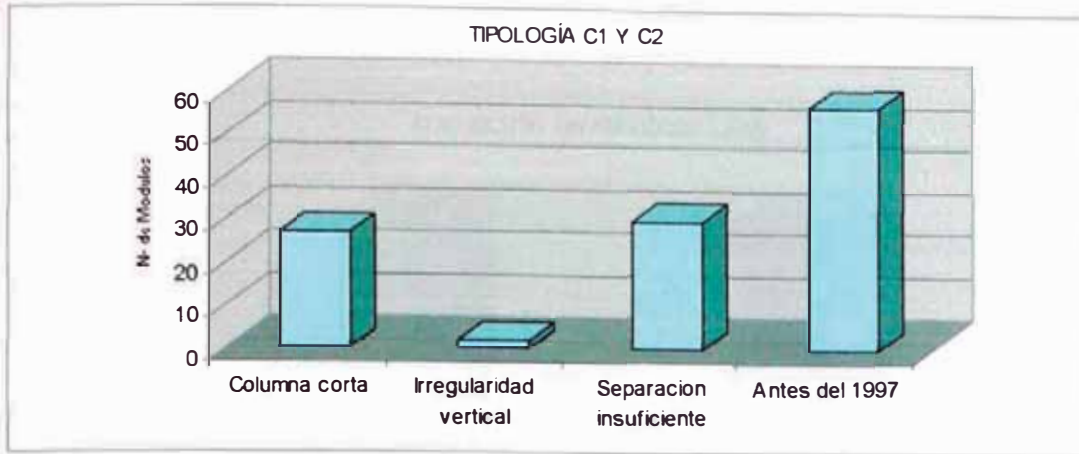


Figura 5.28 Factores modificadores vs. números de módulos para un sistema estructural C1 Y C2, en el área de estudio.

Tabla 5.10 Irregularidades estructurales y otras características de los módulos evaluados para un sistema estructural RM, en el área de estudio.

Albanilería Confinada (RM)	Nº	N (%)
Separación insuficiente	11	78.57%
Irregularidad en Planta	1	7.14%
Irregularidad Vertical	1	7.14%

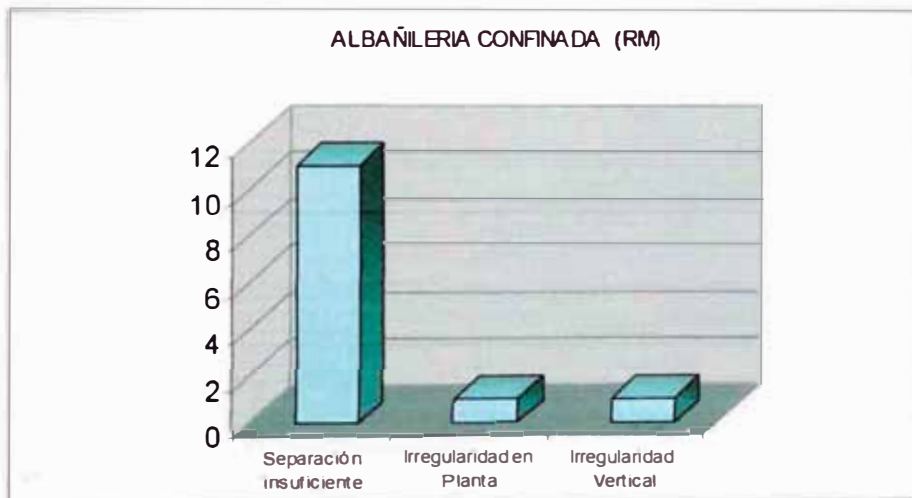


Figura 5.29 Factores modificadores vs. números de módulos para un sistema estructural RM, en el área de estudio.

Tabla 5.11 Irregularidades estructurales y otras características de los módulos evaluados para un sistema estructural URM, en el área de estudio.

Albañilería sin Refuerzo (URM)	Nº	N (%)
Separación Insuficiente	2	100.00%
Estado de conservación Mala	0	0.00%
Estado de conservación Regular	2	100.00%

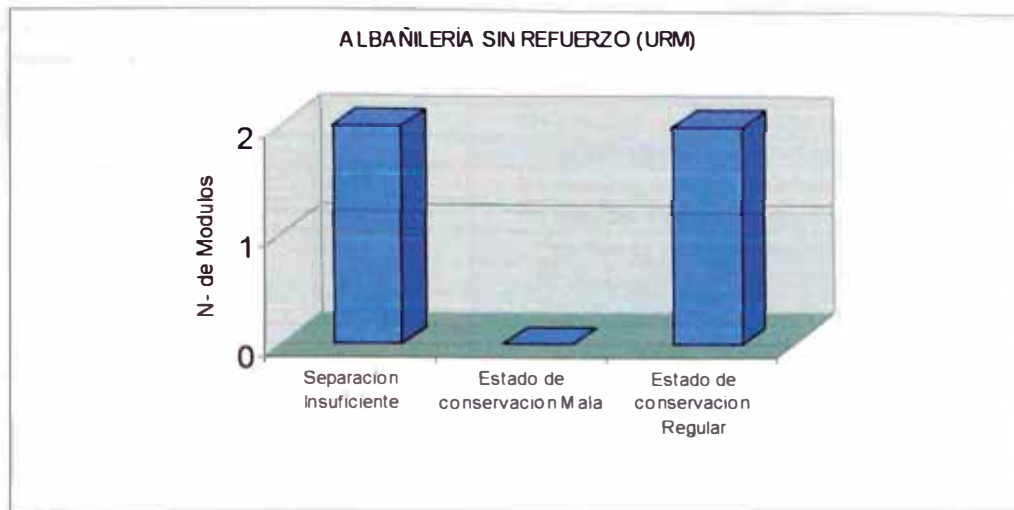


Figura 5.30 Factores modificadores vs. números de módulos para un sistema estructural M1, en el área de estudio.

Tabla 5.12 a. Resultado de evaluación con el método ATC-21, en el área de estudio.

MÉTODO ATC-21		
Nombre del colegio	Módulo	Sismo severo
Anselmo maria	P1	No Necesita evaluacion detallada
Andres Avelino Caceres	P12	No Necesita evaluacion detallada
Adventista España	P40	Necesita evaluacion detallada
Amigo Jesus	RM5	No Necesita evaluacion detallada
Beatriz cisnero	RM11	No Necesita evaluacion detallada
Bertolt brecht	P42	Necesita evaluacion detallada
	P42-A	Necesita evaluacion detallada
	P42-B	Necesita evaluacion detallada
Chavin 1019	P41	Necesita evaluacion detallada
Cristo Rey	RM6	No Necesita evaluacion detallada
Diez de Octubre	P2	Necesita evaluacion detallada
	P2-A	Necesita evaluacion detallada
	P2-B	Necesita evaluacion detallada
	P13	Necesita evaluacion detallada
	P14	Necesita evaluacion detallada
	P15	Necesita evaluacion detallada
	P29	Necesita evaluacion detallada
	P30	Necesita evaluacion detallada
P31	Necesita evaluacion detallada	
Divino Creador	P43	Necesita evaluacion detallada
Divino Niño Jesus	RM7	No Necesita evaluacion detallada
El Principito	URM2	Necesita evaluacion detallada
Hogar del Niño	RM8	No Necesita evaluacion detallada
Inmaculada Concepción	P28	Necesita evaluacion detallada
Jardin de las Sonrisas	RM4	No Necesita evaluacion detallada
Jorge Chavez	P17	Necesita evaluacion detallada
Jesus Buen Pastor	P39	Necesita evaluacion detallada
La Salle	P16	No Necesita evaluacion detallada
Los Santos Apostoles	P44	Necesita evaluacion detallada
	RM9	No Necesita evaluacion detallada
Luz Casanova	P20	Necesita evaluacion detallada
	P32	Necesita evaluacion detallada
	P32-A	Necesita evaluacion detallada
Luz Esperanza	P35	Necesita evaluacion detallada
Patrocino San Jose	P4	Necesita evaluacion detallada
	P5	Necesita evaluacion detallada
Mariano Melgar - Primaria	P8	No Necesita evaluacion detallada
	P37	Necesita evaluacion detallada
	RM1	No Necesita evaluacion detallada
Mariano Melgar - Secundaria	P9	Necesita evaluacion detallada
	P9-A	Necesita evaluacion detallada
	P26	Necesita evaluacion detallada
	P26-A	Necesita evaluacion detallada
	P27	Necesita evaluacion detallada
	P27-A	Necesita evaluacion detallada
	P27-B	Necesita evaluacion detallada
P27-C	Necesita evaluacion detallada	
Maria la Providencia	P23	Necesita evaluacion detallada
	P23-A	Necesita evaluacion detallada
	P24	Necesita evaluacion detallada
	P36	Necesita evaluacion detallada
Micaela Bastida	P18	Necesita evaluacion detallada
	P18-A	Necesita evaluacion detallada
	P18-B	Necesita evaluacion detallada
	P19	Necesita evaluacion detallada

Tabla 5.12 b. Resultado de evaluación con el método ATC-21, en el área de estudio

METODO ATC-21		
Nombre del colegio	Módulo	Sismo severo
Maria la Merced	RM12	No Necesita evaluacion detallada
Mi Primer Camino	RM10	No Necesita evaluacion detallada
Niño de Jesus	RM13	No Necesita evaluacion detallada
Republica de Uruguay	P3	No Necesita evaluacion detallada
Republica de Colombia	P6	No Necesita evaluacion detallada
	P7	Necesita evaluacion detallada
Rosa de Santa Maria	P21	Necesita evaluacion detallada
	P22	Necesita evaluacion detallada
	P33	Necesita evaluacion detallada
	P33-A	Necesita evaluacion detallada
	P33-B	Necesita evaluacion detallada
	P33-C	Necesita evaluacion detallada
	P33-D	Necesita evaluacion detallada
	P34	Necesita evaluacion detallada
	P34-A	Necesita evaluacion detallada
	P34-B	Necesita evaluacion detallada
Rockefeller	RM14	No Necesita evaluacion detallada
Sagrada Familia de Breña	URM1	Necesita evaluacion detallada
Señor de los Milagros	P10	No Necesita evaluacion detallada
	P25	Necesita evaluacion detallada
	P25-A	Necesita evaluacion detallada
	P38	Necesita evaluacion detallada
Virgen Lourdes	P11	No Necesita evaluacion detallada
Yolanda Prieto	RM2	No Necesita evaluacion detallada
	RM3	No Necesita evaluacion detallada

5.8 SELECCIÓN DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

De los resultados presentados en las tablas N° 5.12a y 5.12b se resume lo siguiente: del total de edificaciones de los centros educativos de Breña, el número de edificaciones "no vulnerables" son 22, mientras que 58 edificaciones necesitan un nivel más detallado de evaluación (evaluación cuantitativa).

De todos los centros educativos bajo estudio se escogió uno de entre los más críticos (presenta pabellón que necesita un nivel de evaluación cuantitativa), también que debería tener información complementaria (información técnica) y accesibilidad para desarrollar si fuera el caso, un reforzamiento a través de un estudio cuantitativo.

Por esta razón se ha identificado el centro educativo Señor de los Milagros, ubicado en la Jirón Napo N° 1129 – Breña.

a. Evaluación Sísmica mediante la metodología ATC-21

Dentro del contexto desarrollado en el presente capítulo, los resultados de la aplicación de ésta metodología para el C.E. Señor de los Milagros, se presentan en la Figura 5.31.

Figura 5.31 Ficha de evaluación con el método ATC-21, CE. Señor de los Milagros

FICHA TECNICA ATC-21																
RECONOCIMIENTO VISUAL RAPIDO DE VULNERABILIDAD SISMICA DE CENTROS EDUCATIVOS DEL DISTRITO DE BREÑA																
<p>Modulo 2 Aulas / Pisos</p>				Direccion <u>Jr. Napo 1129</u>		Distrito <u>Breña</u>		Dpto - Pais <u>Lima - Peru</u>		Fecha <u></u>		Ficha N° <u>P25 P25-A</u>				
				Inspector <u>Bach. Rafael A. Palomino Nolasco</u>		Año Constr. <u>1968</u>		Area Total (m2) <u></u>		Numero de Pisos <u>2</u>		Nombre del Colegio <u>SEÑOR DE LOS MILAGROS</u>				
															Riesgo de Daño <input type="checkbox"/>	
															No Estructural	
															CONFIABILIDAD DE LOS DATOS	
TIPO DE COLEGIO		NIVEL EDUCATIVO				TURNO			N° DE ALUMNOS		Riesgo de Daño					
Estatal Min. de Educ. <input checked="" type="checkbox"/> Estatal otro sect. (Mil.) <input type="checkbox"/> Parroquial <input type="checkbox"/> Particular <input type="checkbox"/> Especial <input type="checkbox"/>		INICIAL <input type="checkbox"/> PRIMAR <input checked="" type="checkbox"/> SECUN. <input checked="" type="checkbox"/> C.E.O. <input type="checkbox"/>				MAÑ. <input checked="" type="checkbox"/> TARD. <input type="checkbox"/> NOCH. <input type="checkbox"/>			0-100 <input type="checkbox"/> 100-500 <input type="checkbox"/> 500+ <input type="checkbox"/>		* = Dato no confiable, Estimado o Subjetivo NSC = No se conoce					
PUNTAJE DE LA ESTRUCTURA Y MODIFICADORES																
TIPO DE EDIFICACION	M	S1 (AE)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3/S5 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM	URM				
Puntaje Basico	4.5	4.5	3.0	5.5	3.5	2.0	3.0	1.5	2.0	1.5	3.0	1.0				
Riesgo por Altura	N/A	-2.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-0.5				
Condición de deterioro	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5				
Irregularidad Vertical	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5				
Piso Blando	-1.0	-2.5	-2.0	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0				
Torsión en planta	-1.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0				
Irregularid. en Planta	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0				
Separación Insuficiente	N/A	N/A	-0.5	N/A	-0.5	-0.5	N/A	N/A	N/A	-0.5	N/A	N/A				
Peligro de Fachada	N/A	-2.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A				
Columnas Cortas	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	N/A	N/A				
Construcción post norm.	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0				
SL2 (S2)	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3				
SL3 (S3)	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6				
SL3 & 8 a 20 pisos (S4)	N/A	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8				
PUNTAJE FINAL						0.5										
COMENTARIOS										Requiere Evaluacion Detallada?						
PRESENTA FISURAS EN FORMA DE X EN LAS COLUMNAS DEL 1ER Y 2DO PISO, DEBIDA A QUE PRESENTA PROBLEMA DE COLUMNA CORTA Y SEPARACION INSUFICIENTE										<input checked="" type="radio"/> SI <input type="radio"/> NO						

CAPÍTULO 6

ESTUDIO CUANTITATIVO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

6.1 DESCRIPCIÓN DEL CENTRO EDUCATIVO ELEGIDO

La edificación del centro educativo elegido, esta conformada por pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal (X-X) y por muros portantes de ladrillo en la dirección transversal (Y-Y). Existen tabiques de ladrillo en la dirección X-X. La planta presenta una forma rectangular, como se ve en la Figura N° 6.1

Este módulo fue construido en el año 1968, es de 2 pisos, con área construida por piso de 139.86m², en cada piso tiene 2 aulas de dimensiones de 8.20m de largo por 6.40m de ancho, Se utilizaron columnas rectangulares de 25x25cm, 25x40cm, 30x40cm, la separación de las aulas es de muros de albañilería de 25cm de espesor, el espesor de la losa aligerada se estima que sea de 20cm., en el lado al pasadizo tiene alfeizar de 2.40m de altura y al lado posterior del pasadizo tiene una altura de alfeizar de 1.20m Por el aula pasan vigas de 30cm de ancho por 60cm de peralte de la viga transversal al aula. Las vigas no se prolongan

hasta el pasadizo, el pasadizo es de 2.10m de ancho y tiene columnas de 25cm x 30cm que se prolonga hasta el 2do piso.

El módulo de elasticidad del concreto para este modelo se calculó a base de un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

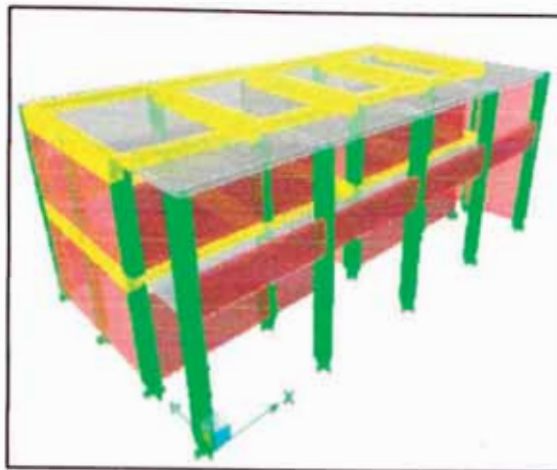


Figura 6.1 Módulo antiguo (1968) de 2 pisos

6.2 PARÁMETROS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS

Según la norma de Diseño Sismorresistente NTE-030-003 del Reglamento Nacional de Construcciones establece los requisitos mínimos para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico.

Las consideraciones sísmicas que se tomaron en cuenta en el modelamiento estructural del módulo de 02 niveles del centro educativo Señor de lo Milagros fue el siguiente:

6.2.1 Zonificación sísmica

En el territorio peruano se ha establecido diversas zonas, dentro del cual el departamento de Lima se encuentra ubicado en la zona Sísmica 3, que corresponde a una sismicidad alta con un factor de zona de $Z = 0.4g$.

6.2.2 Categoría de la edificación

En la norma de Diseño Sismorresistente vigente, cada estructura se clasifica de acuerdo a las categorías indicadas según su nivel de importancia. Debido a que los centros educativos son edificaciones esenciales le corresponde un coeficiente de uso U igual a 1.5.

6.2.3 Tipo de suelo

El Centro Educativo se encuentra ubicado en el distrito de Breña y de acuerdo a la información obtenida de estudio de suelos hecho en dicho distrito corresponde a un suelo tipo S1 con un período predominante de T_p igual a 0.4 y un factor de suelo S igual a 1.0.

6.2.4 Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usa un coeficiente de reducción de la fuerza sísmica.

La estructura que constituye el modulo analizado en el área de estudio, esta conformada, por pórticos de concreto armado en la dirección X por lo que el coeficiente de reducción R_d igual a 8, en la dirección Y hay presencia de muros de albañilería confinada conjuntamente con los pórticos de concreto armado. Por lo tanto se considero un coeficiente de reducción R_d igual a 3, por encontrar que los muros de albañilería resisten el mayor porcentaje de cargas sísmica.

6.2.5 Desplazamiento laterales permitidos por la Norma

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según un análisis Lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R_d no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante. Así se tiene que para estructuras de concreto armado el límite es de 0.007 y en el caso de albañilería el valor es de 0.005.

Asimismo, los valores de distorsión de entrepiso proporcionarán una medida del daño estructural esperado así como el daño en componentes no estructurales. Esto es de suma importancia debido a que se trata de edificaciones esenciales, las cuales deberán operar antes, durante y luego de un evento sísmico.

En la Tabla 6.1 se presentan los valores de distorsión máxima propuestos, los cuales están relacionados con un nivel de daño.

Tabla 6.1 Valores de distorsión máximo (Zavala, 2003)

Comportamiento esperado	Distorsión
(1/1600) Primeras grietas en talones de muro	0.000625
(1/800) Inicio de agrietamiento en diagonal	0.001250
(1/400) Agrietamiento inicial en columnas de confinamiento y apertura de grieta diagonal	0.002500
(1/200) Distorsión máxima en albañilería	0.005000
(1/100) No funcionan adecuadamente puertas, ventanas y ascensores - Daño estructural medio	0.010000

6.3 ANÁLISIS POR EL MÉTODO INDICIAL JAPONÉS

Para llevar a cabo la aplicación de ésta metodología, se evaluó el modulo critico de 2 niveles y así poder hacer una comparación de las metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, lo cual representa uno de los objetivos del presente estudio de Tesis.

Los resultados obtenidos de la aplicación del método Japonés se presentan en la Tabla N° 6.2 para el módulo 2 niveles, respectivamente (Ver más detalles en Anexo F).

Para el módulo 2 niveles, se aplicó el primer nivel de evaluación de éste método, ya que no se existen planos de estructuras de ésta edificación.

Tabla N° 6.2 Resultados de la Evaluación Sísmica del CE Señor de los Milagros mediante el Método Indicial Japonés - 1º Nivel de Evaluación

NIVEL	DIRECCION	SUB-INDICES	INDICE SISMICO $I_s = E_o \cdot S_d \cdot T$	UMBRAL DE COMPARACION $I_o = E_o \cdot Z \cdot G \cdot U = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.5 = 1.2$	ESTADO
NIVEL 1	X - X	$E_o = 0.40$ $G = 1.00$ $S_d = 0.95$ $T = 0.946$	$I_s = 0.36$	$I_o = 1.2$	VULNERABLE
	Y - Y	$E_o = 0.56$ $G = 1.00$ $S_d = 0.95$ $T = 0.945$	$I_s = 0.50$	$I_o = 1.2$	VULNERABLE
NIVEL 2	X - X	$E_o = 0.67$ $G = 1.00$ $S_d = 0.95$ $T = 0.946$	$I_s = 0.60$	$I_o = 1.2$	VULNERABLE
	Y - Y	$E_o = 0.91$ $G = 1.00$ $S_d = 0.95$ $T = 0.945$	$I_s = 0.82$	$I_o = 1.2$	VULNERABLE

6.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

En el análisis dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que considera la contribución de elementos estructurales tales como vigas y columnas en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de la masa en los pisos. Se ha comprobado de diversos estudios que el comportamiento dinámico de las estructuras se ve influenciado por la presencia de tabiquería de albañilería, por lo que es necesario considerar la contribución de estos elementos en la rigidez lateral de las estructuras. (Estudio de evaluación estructural).

Toda la estructura fue analizada como un pórtico tridimensional, con losas supuestas como infinitamente rígidas frente acciones en su plano. En el análisis tridimensional se ha considerado para cada piso tres grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional. De esta manera, se cumple que en cada dirección las masas efectivas sean por lo menos el 90% de la masa de la estructura

6.4.1 Cargas consideradas en el centro educativo

Las cargas verticales se evaluaron de acuerdo a la norma de cargas NTE E-020, para el caso de Centros Educativos se supuso lo siguiente: Para losas aligeradas en una dirección se supuso un peso propio de 300kg/m^2 . Los pesos de vigas y columnas se estimaron a partir de sus dimensiones reales considerando un peso específico de 2400kg/m^3 . Para la tabiquería se tomó un peso específico de 1800kg/m^3 . Se incluyó peso de acabados de piso y techo, de 100kg/m^2 .

En las aulas se tomaron sobrecargas de 300kg/m^2 . En el pasadizo se tomó sobrecarga de 400kg/m^2 . En la azotea se tomó una sobrecarga de 100kg/m^2 .

6.4.2 Combinaciones de cargas

La verificación de la capacidad de los elementos de concreto armado se basó en un procedimiento de cargas factoradas,

conforme a la Norma Técnica de Edificación E-060 "Concreto Armado" del Reglamento Nacional de Construcciones del Perú.

$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

$$U = 1.25 (D + L) \pm S$$

$$U = 0.9 D \pm S$$

En estas expresiones D denota cargas permanentes, L se refiere a los efectos de carga viva en su ubicación más crítica y S se refiere a los efectos de sismo con el signo que resulta en cada caso más desfavorable.

6.4.3 Estimación de Masas

Las masas se evaluaron según lo especificado en la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y en la norma de Cargas E-020. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo y 50% de la sobrecarga en los pisos intermedios y el 25% de la sobrecarga en el techo.

6.4.4 Propiedades de los materiales

De acuerdo a los planos estructurales se usaron los siguientes valores para el concreto estructural:

Concreto:	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Acero:	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Unidad de Albañilería:	$f'b = 130 \text{ Kg/cm}^2$
Albañilería:	$f'm = 40 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo Elasticidad Albañilería:	$E_a = 500 f'm$
Módulo Elasticidad Concreto	$E_c = 2 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$
Módulo de Corte Albañilería	$G_a = 0.4 E_a$

6.4.5 - Análisis dinámico

6.4.5.1 Modos de vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las

características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.
(Norma E-030).

6.4.5.2 Aceleración espectral

En este caso para cada una de las direcciones analizadas se utilizo un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z U S C}{R} * g \quad \dots \dots \dots (6.1)$$

Dirección x-x

Z: Factor de zona (Lima)	0.40
U: Factor de uso (Centros educativos)	1.50
S: Factor de suelo	1.00
Tp: Periodo fundamental del suelo	0.40
R: Factor de reducción (Pórticos de concreto armado)	8.00
g: Aceleración de la gravedad (m/sec ²)	9.81

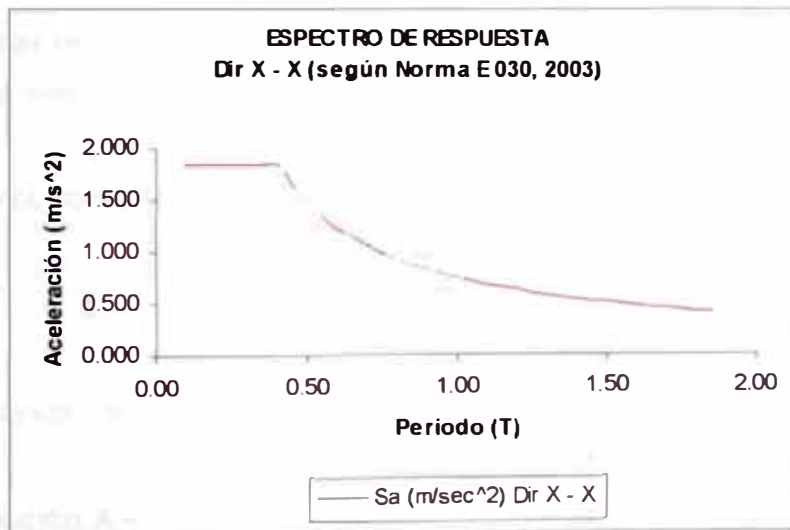


Figura 6.2 Espectro de respuesta X-X

Dirección y-y

Z: Factor de zona (Lima)	0.40
U: Factor de uso (Centros educativos)	1.50
S: Factor de Suelo	1.00
Tp: Periodo fundamental del suelo	0.40

R: Factor de reducción (Albañilería confinada)	3.00
g: Aceleración de la gravedad (m/sec ²)	9.81

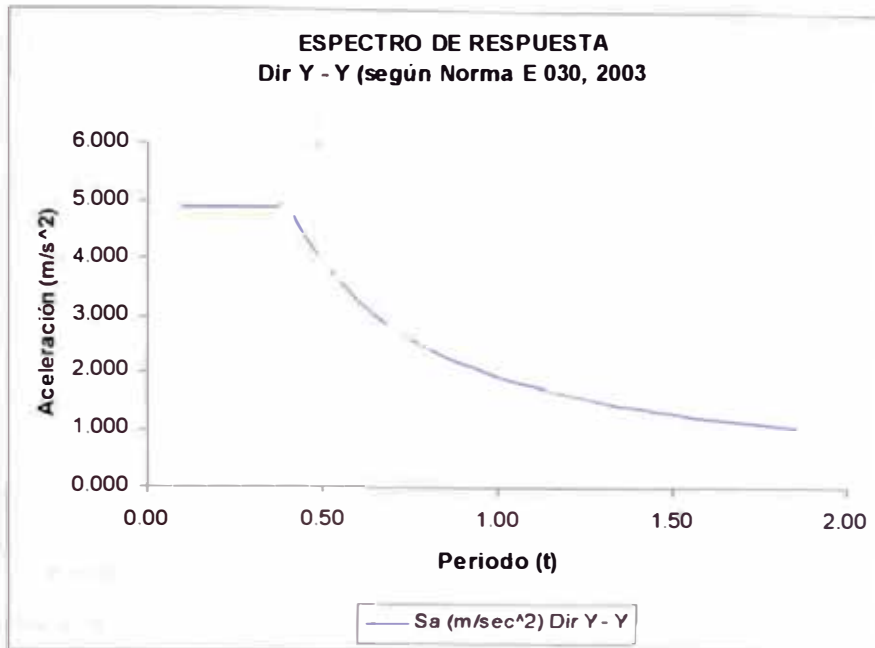


Figura 6.3 Espectro de respuesta Y-Y

6.4.6 Análisis estático

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, tanto en la dirección X (longitudinal) como en la dirección en Y (transversal), se tiene:

Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{Z U S C}{R} * P \dots\dots\dots (6.2)$$

Debiendo considerarse $C/R \geq 0.1$

Dirección X – X

Z: Factor de Zona (Lima)	0.40
U: Factor de Uso (Centros Educativos)	1.50
S: Factor de Suelo	1.00
Tp: Periodo fundamental del Suelo	0.40
Factor de reducción (Pórticos de concreto armado)	8.00
Aceleración de la gravedad (m/sec ²)	9.81

C: Factor de amplificación dinámica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}, C \leq 2.5 \dots\dots\dots (6.3)$$

P: peso total de la estructura

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots\dots\dots (6.4)$$

T = Período fundamental

Donde:

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

Dirección Y – Y

- Z: Factor de zona (Lima). 0.40
- U: Factor de uso (Centros educativos) 1.50
- S: Factor de suelo. 1.00
- Tp: Periodo fundamental del suelo. 0.40
- R: Factor de reducción (Albañilería confinada). 3.00
- g: Aceleración de la gravedad (m/sec²). 9.81
- C: Factor de amplificación dinámica.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}$$

$$C \leq 2.5$$

P: peso total de la estructura

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

Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentales muros de corte.

6.5 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL MODELO ESTRUCTURAL

6.5.1 Desplazamientos en la dirección X-X, Y-Y

La Tabla 6.3 indica los desplazamientos en planta de los diafragmas de cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente, ver Figura 6.4 y 6.5.

Tabla 6.3 Desplazamientos en X e Y

CUADRO DE DESPLAZAMIENTOS (cm)				
PISO	Sismo X - X		Sismo Y - Y	
	DIR X - X	DIR Y - Y	DIR X - X	DIR Y - Y
0	0	0	0	0
1	0.383	0.0077	0.0654	0.168
2	0.728	0.0164	0.10320	0.285

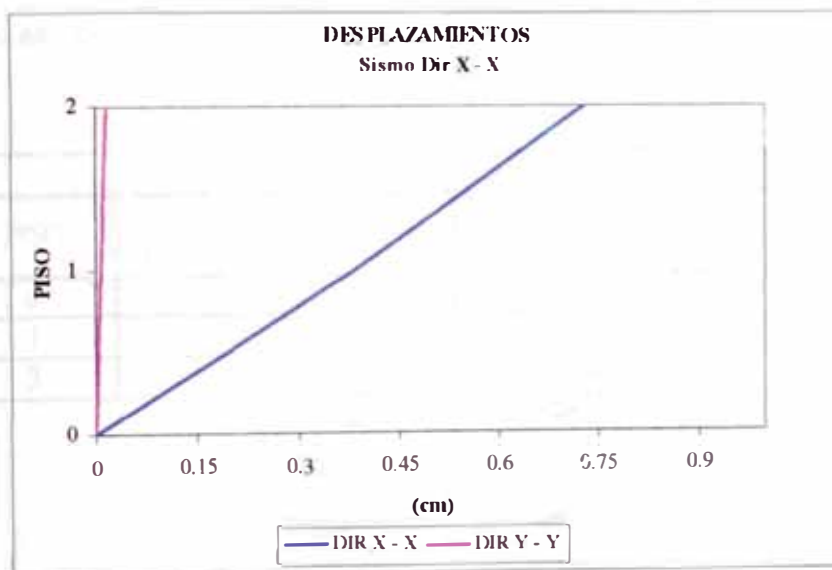


Figura 6.4 Desplazamientos en "X" – "Y" vs N° de pisos sismo dir. X-X

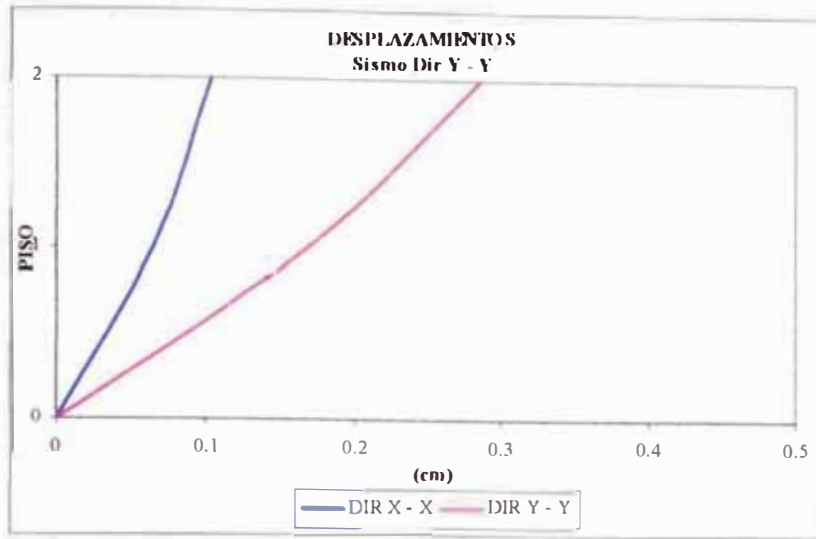


Figura 6.5 Desplazamientos en "X" - "Y" vs N° de pisos sismo dir. Y-Y

6.5.2 Distorsiones máximas por piso

En la Tabla 6.4 y Figura 6.6, se puede apreciar las distorsiones máximas, se puede notar que no pasan el valor de 0.005 y 0.007 en la dirección Y e X respectivamente, que son los valores dados por la Norma Sismorresistente E-030-2003, tanto en albañilería confinada como en pórticos de concreto armado.

Tabla 6.4 Distorsiones Máximas en X e Y

CUADRO DE DISTORSIONES				
PISO	Sismo X - X		Sismo Y - Y	
	DIR X - X	DIR Y - Y	DIR X - X	DIR Y - Y
0	0.000	0.000	0.00	0.000
1	0.0011	0.0000405	0.000534	0.0007
2	0.0013	0.0000585	0.000378	0.0007

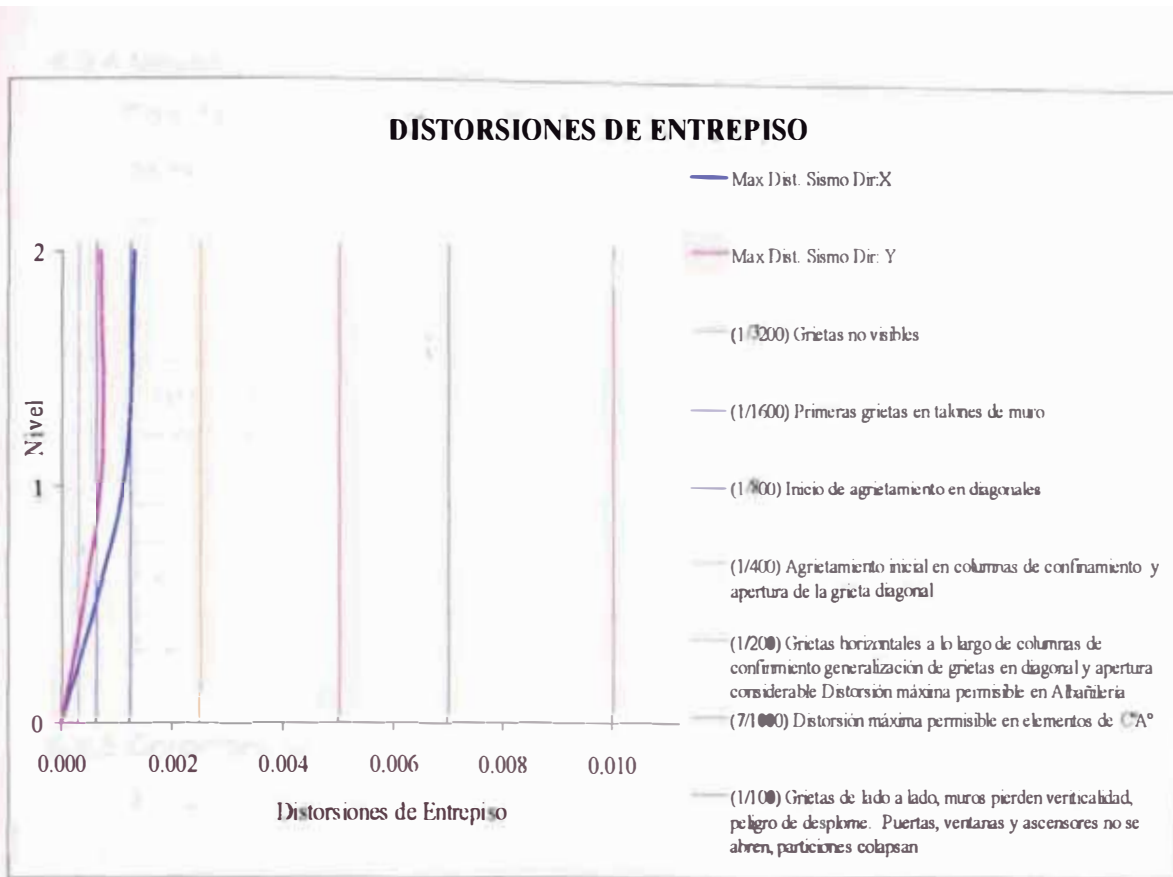


Figura 6.6 Curva de distorsiones de entrepiso, módulo antiguo, Señor de los Milagros

6.5.3 Periodos de vibración

El programa ETABS versión 8.27 determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. En el análisis tridimensional se ha empleado la superposición de los primeros modos de vibración más representativos de la estructura, en la Tabla 6.9 se observa que el periodo predominante para la estructura fue de 0.143 segundos respectivamente y correspondiente a la dirección "X", puede ser que la estructura presenta un periodo bajo ya que las columnas con la tabiquería no están separado o no presenta junta, esto trae como consecuencia que las columnas no trabajan libremente y se presenta el problema de columna corta.

Tabla 6.5 Periodos de la estructura

Modo	Periodo T (seg.)
1	0.143
2	0.097
3	0.081
4	0.061
5	0.035
6	0.031

6.5.4 Masas participantes

Para la estructura de 2 pisos se muestra en la Tabla 6.6, el porcentaje de masa en cada modo en la dirección X y en la dirección Y, así como también el porcentaje de masa acumulativa por modo

Tabla 6.6 Factores de masa participante por cada modo

MODO	Dirección X		Dirección Y	
	% Masa	% Masa Acum.	% Masa	% Masa Acum.
1	89.97	89.97	0.23	0.23
2	0.45	90.41	78.38	78.61
3	0.04	90.45	14.80	93.41
4	9.55	100.00	0.03	93.44
5	0.00	100.00	5.35	98.79
6	0.00	100.00	1.21	100.00

6.5.5 Cortantes de piso del análisis dinámico

En la Tabla 6.7 se muestra los cortantes de piso en la dirección X e Y.

Tabla 6.7 Cortantes de piso del análisis dinámico

NIVEL	SISMO: Dir-X-X (Tn)	SISMO: Dir-Y-Y (Tn)
1	45.60	112.0
2	25.40	59.20

6.5.6 Determinación del cortante de diseño

En la Tabla 6.8 se muestra los cortantes de piso en la dirección X e Y respectivamente.

Tabla 6.8 Fuerza cortante X-X e Y-Y

Nivel	Cortante X (Tn.)	Cortante Y (Tn.)
1er Nivel	47.44	126.51
2do Nivel	28.68	76.50

6.6 ANÁLISIS COMPARATIVO DE DEMANDA Y RESISTENCIA SÍSMICA

Tradicionalmente la Capacidad es sinónimo de Resistencia de la estructura y la Demanda Sísmica es la solicitud a que será expuesta la estructura ante la ocurrencia de un sismo. En el presente estudio el nivel de demanda a la que la estructura estará sometida será de acuerdo a las parámetros que establece la Norma Sismorresistente E.030-2003 (ver punto 4.3).

Para esta demanda se realizaron análisis espectrales utilizando ETABS. En el análisis de la demanda se consideró la influencia de muros no estructurales, el no considerar estos muros es evidente que en el modelo se causaría una subestimación de la capacidad estructural.

Finalmente la Resistencia es comparada con la Respuesta Espectral de la estructura para las condiciones mencionadas.

Para estas edificaciones en el sentido del "eje Y" se tienen muros de albañilería confinada, para estos elementos estructurales de acuerdo a lo que establece la Norma de Albañilería E-070, se calcula el esfuerzo cortante admisible y se compara con el esfuerzo cortante actuante.

a) Resistencia al corte de los muros (V'm)

Resistencia al corte de los muros de albañilería (Vm)

Se calculará en el entrepiso según la siguiente ecuación:

$$V_m^r = 0.5 * v_m^r * \alpha * t * L + 0.23 * P_g \dots \text{Ecuación (6.5)}$$

V'm = resistencia característica a corte de la albañilería (Norma Técnica de Edificación E.070, ver 5.1.8 y 5.1.9).

Pg = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente).

t = espesor efectivo del muro.

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez calculado como se muestra en la ecuación 6.6.

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \dots \text{Ecuación (6.6)}$$

"Ve" es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; "Me" es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico, sismo moderado.

“ V_{e1} ” es la fuerza cortante del muro obtenida del sismo moderado; “ V_{m1} ” es el cortante del agrietamiento diagonal, ambos del primer piso, el factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres, como se muestra en la ecuación 6.7.

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3 \quad \dots\dots \text{Ecuación (6.7)}$$

b) Cortante Ultimo (V_u)

Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso i , se obtendrán amplificando, como se muestra en la ecuación 6.8.

$$V_{ui} = V_{ei} \cdot \frac{V_{m1}}{V_{e1}}, \quad M_{ui} = M_{ei} \cdot \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad \dots\dots \text{Ecuación (6.8)}$$

V_{ui} = Cortante ultimo en el piso i .

M_{ui} = Momento ultimo en el piso i .

c) Cortante actuante (V_e, V_E)

$$\boxed{V_{act} = V} \quad \dots\dots \text{Ecuación (6.9)}$$

Donde:

V_e : Cortante actuante en el muro en (kg.), este valor es determinado con el programa ETABS para sismo moderado.

V_E : Cortante actuante en el muro en (kg.), este valor es determinado con el programa ETABS para sismo severo.

Finalmente, de la comparación se determina:

Si: $V_m > V_{sismo}$ no se produce agrietamiento en el muro.

Si: $V_m < V_{sismo}$ se produce agrietamiento en el muro.

Para el segundo caso, se debe de optar por:

1º) Aumentar el espesor del muro

2º) Hacer algunos muros de Concreto armado (Placas), con el cual se tendría que hacer una nueva distribución de fuerzas

d) Verificación al agrietamiento

Para evitar que los muros se fisuren ante sismos moderados, que son los mas frecuentes (Norma Técnica de Edificación, E-070), se debe cumplir la ecuación 6.10.

$$V_e \leq 0.55.V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible} \quad \text{Ecuación (6.10)}$$

• **Módulo de C.E. Señor de los Milagros – 02 Niveles**

El ETABS analiza los muros de albañilería con una función denominada PIER, ésta se asignan a los muros dentro del proceso de ejecución del mismo. En la Tabla N° 6.9, 6.10, 6.11 y 6.12 se presentan los cortantes últimos resistentes para el módulo, calculado según la ecuación 6.5.

Tabla 6.9: Comparación de Cortantes últimos de diseño vs Cortantes resistente en los muros de albañilería, 1er piso (Muro Central PP1, PP2, PP3, PP4), eje y.

NIVEL 01	Muro	Pg	Ve	Me	L(m)	α	Vm	.55*Vm	Vm1/ve1	Vu	Mu	VE(severo)
	PP1	9049.40	21.28	49.13	6.25	1.00	41.93	23.06	2.00	42.56	98.3	42.56
PP2	14748.50	14.7	32.59	6.25	1.00	43.24	23.78	2.94	43.24	95.9	29.4	
PP3	8494.76	11.33	23.85	6.25	1.00	41.80	22.99	3.00	33.99	71.6	22.67	
PP4	3127.31	4.58	8.68	2.00	1.00	13.47	7.41	2.94	13.47	25.5	9.16	

Tabla 6.10: Comparación de Cortantes últimos de diseño vs Cortantes resistente en los muros de albañilería, 2do piso (Muro Central PP1, PP2, PP3, PP4), eje y.

NIVEL 02	Muro	Pg	Ve	Me	L(m)	α	Vm	.55*Vm	Vm1/ve1	Vu	Mu	VE(severo)
	PP1	1260.19	12.36	21.95	6.25	1.00	40.13	22.07	2.00	24.72	43.90	24.72
PP2	4275.65	8.67	14.29	6.25	1.00	40.83	22.45	2.94	25.50	42.03	17.35	
PP3	1169.74	6.91	11.43	6.25	1.00	40.11	22.06	3.00	20.73	34.29	13.8	
PP4	179.28	2.35	3.52	2.00	1.00	12.79	7.04	2.94	6.91	10.35	4.69	

Tabla 6.11: Comparación de Cortantes últimos de diseño vs Cortantes resistente en los muros de albañilería, 1er piso (Muro lateral P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8), eje x.

NIVEL 01	Muro	Pg	Ve	Me	L(m)	α	Vm	.55*Vm	Vm1/ve1	Vu	Mu	VE(severo)
	P1	2142.00	8.57	13.98	3.825	1.00	13.17	7.24	2.00	17.14	28.0	8.57
P2	2058.00	4.39	7.51	2.825	1.00	9.84	5.41	2.24	9.84	16.8	4.39	
P3	3155.00	8.88	14.04	3.825	1.00	13.41	7.37	2.00	17.76	28.1	8.88	
P4	2069.77	4.39	7.51	2.825	1.00	9.84	5.41	2.24	9.84	16.8	4.39	
P5	1743.00	4.1	4.43	3.825	1.00	13.08	7.19	3.00	12.30	13.3	4.1	
P6	2270.00	3.46	3.77	3.825	1.00	13.20	7.26	3.00	10.38	11.3	3.46	
P7	2298.00	3.5	3.55	3.825	1.00	13.21	7.26	3.00	10.50	10.7	3.5	
P8	1753.80	4.13	4.77	3.825	1.00	13.08	7.20	3.00	12.39	14.3	4.13	

Tabla 6.12: Comparación de Cortantes últimos de diseño vs Cortantes resistente en los muros de albañilería, 2do piso (Muro lateral P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8), eje x.

NIVEL 02	Muro	Pg	Ve	Me	L(m)	α	Vm	.55*Vm	Vm1/ve1	Vu	Mu	VE(severo)
	P1	140.71	6.69	7.89	3.825	1.00	12.71	6.99	2.00	13.38	15.78	6.69
P2	729.78	2.16	3	2.825	1.00	9.53	5.24	2.24	4.84	6.72	2.16	
P3	718.53	7.29	8.73	3.825	1.00	12.85	7.06	2.00	14.58	17.46	7.29	
P4	817.75	1.86	2.58	2.825	1.00	9.55	5.25	2.24	4.17	5.78	1.86	
P5	291.95	4.3	2.63	3.825	1.00	12.75	7.01	3.00	12.90	7.89	4.3	
P6	669.32	3.3	2.05	3.825	1.00	12.83	7.06	3.00	9.90	6.15	3.3	
P7	727.66	3.56	2.14	3.825	1.00	12.85	7.07	3.00	10.68	6.42	3.56	
P8	269.58	4.07	2.54	3.825	1.00	12.74	7.01	3.00	12.21	7.62	4.07	

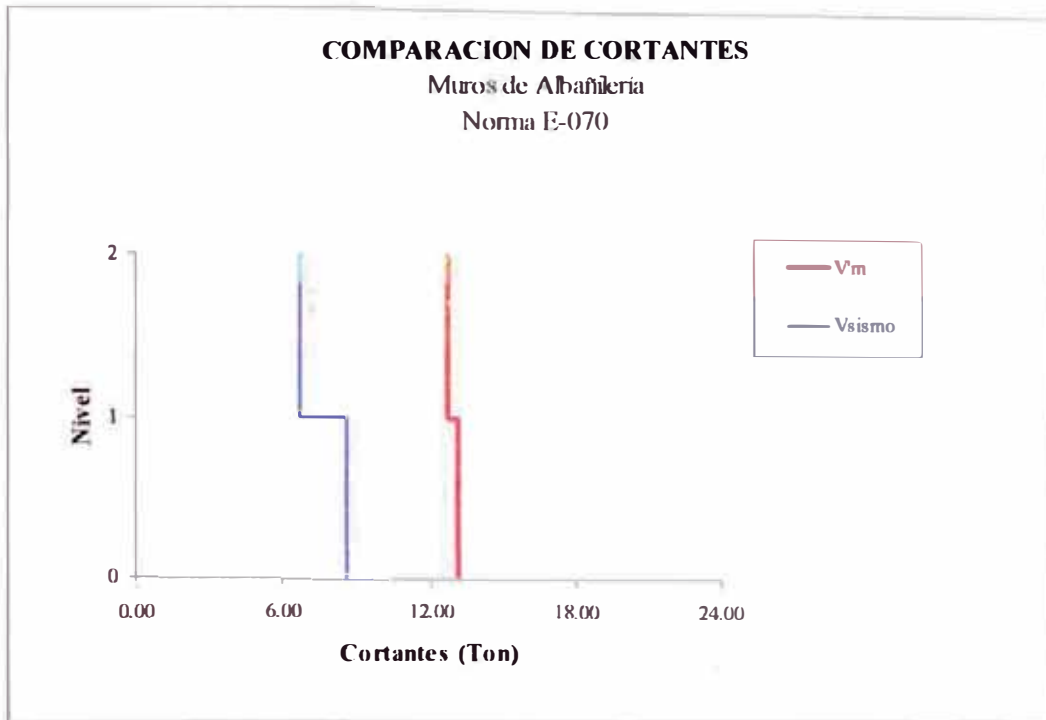


Figura 6.7: Comparación de cortantes actuante en sismo severo vs. cortante resistente en el muro P1. Dir. X.

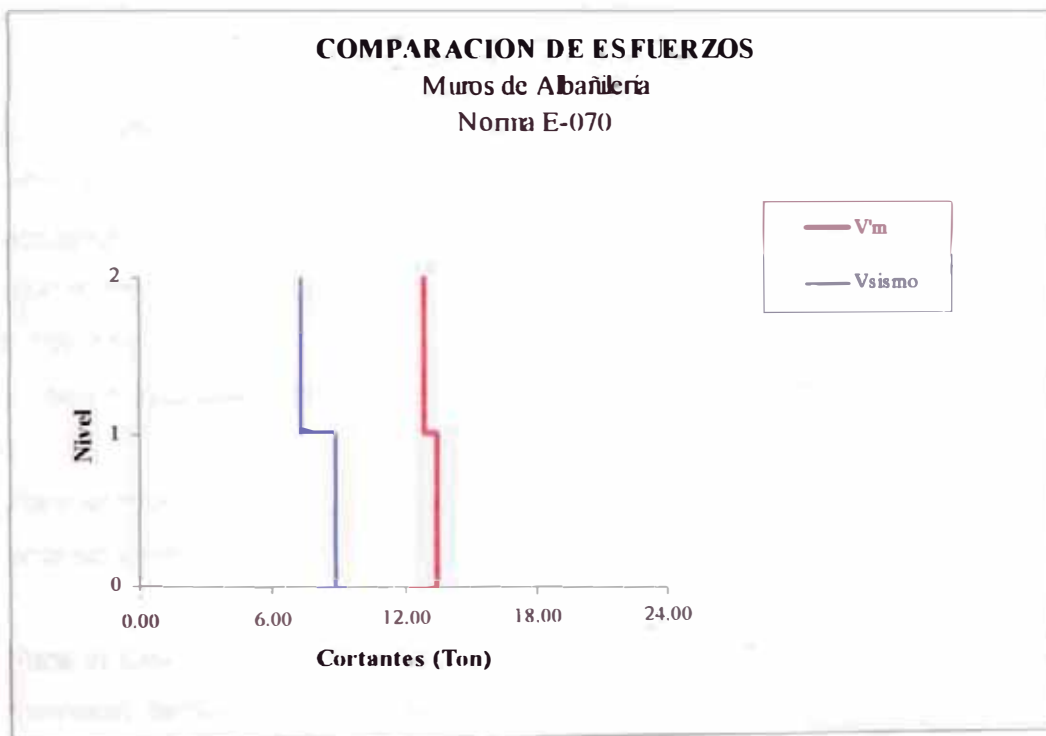


Figura 6.8: Comparación de cortante actuante en sismo severo vs. cortante resistente en el muro P3. Dir. X

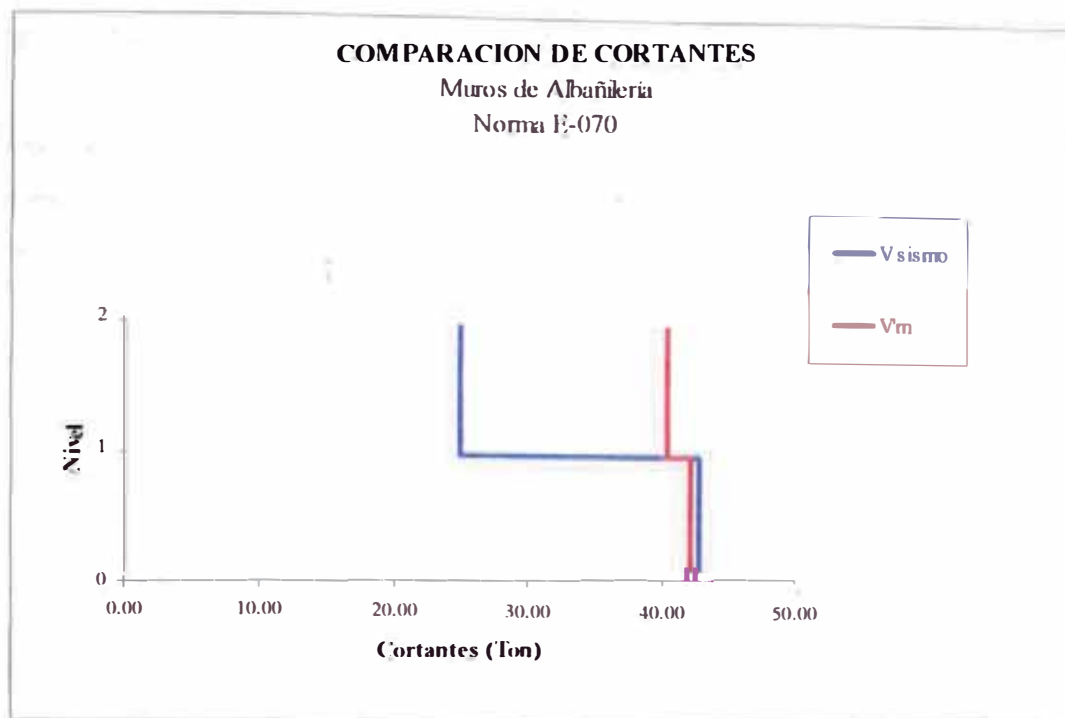


Figura 6.9: Comparación de cortante actuante en sismo severo vs. cortante resistente en el muro PP1. Dir. Y-Y

En el módulo de 02 niveles se observa para el muro divisorio de las aulas PP1, Figura 6.9, donde se observa que en el primer nivel, el cortante actuante para sismo severo es mayor o igual que el cortante resistente último, esto trae como consecuencia la rotura en el muro, (ver Tablas 6.9, 6.10). Por el cual se verificara el cortante resistente ultimo total en el eje y, sea mayor que el cortante actuante total para el sismo severo en el eje y.

Para el muro P1 Y P3, se puede observar que estos sufrirán fisuración ante un sismo moderado, según la ecuación 6.9, (ver Tabla 6.11 y 6.12).

Para el caso del cortante resistente en el eje x, se determinó el máximo momento flector para una falla dúctil de la columna a partir del diagrama de curvatura para una sección dada. Una vez conocido el momento en cada columna i se determina la capacidad al corte por flexión (Q_{mu_i}). Luego calculamos la capacidad de corte por cortantes (Q_{su_i}) de cada columna i . Se tomará como la resistencia al corte de cada columna i (R_{c_i}) el que resulte menor entre Q_{mu_i} y Q_{su_i} . Así:

Si $Q_{mu_i} > Q_{su_i}$ $\Rightarrow R_{c_i} = Q_{su_i}$
 Si $Q_{mu_i} < Q_{su_i}$ $\Rightarrow R_{c_i} = Q_{mu_i}$

Asumiendo un mecanismo de falla tipo panel (viga fuerte – columna débil), y una vez conocidos los cortantes resistentes en cada columna (R_{c_i}) es posible conocer la RESISTENCIA teórica de cada entresolio j (R_{c_j})

Donde:

$$R_{c_j} = \sum_{i=1}^{i=n} R_{c_i} \quad \dots (6.11)$$

n : número de columnas del piso j

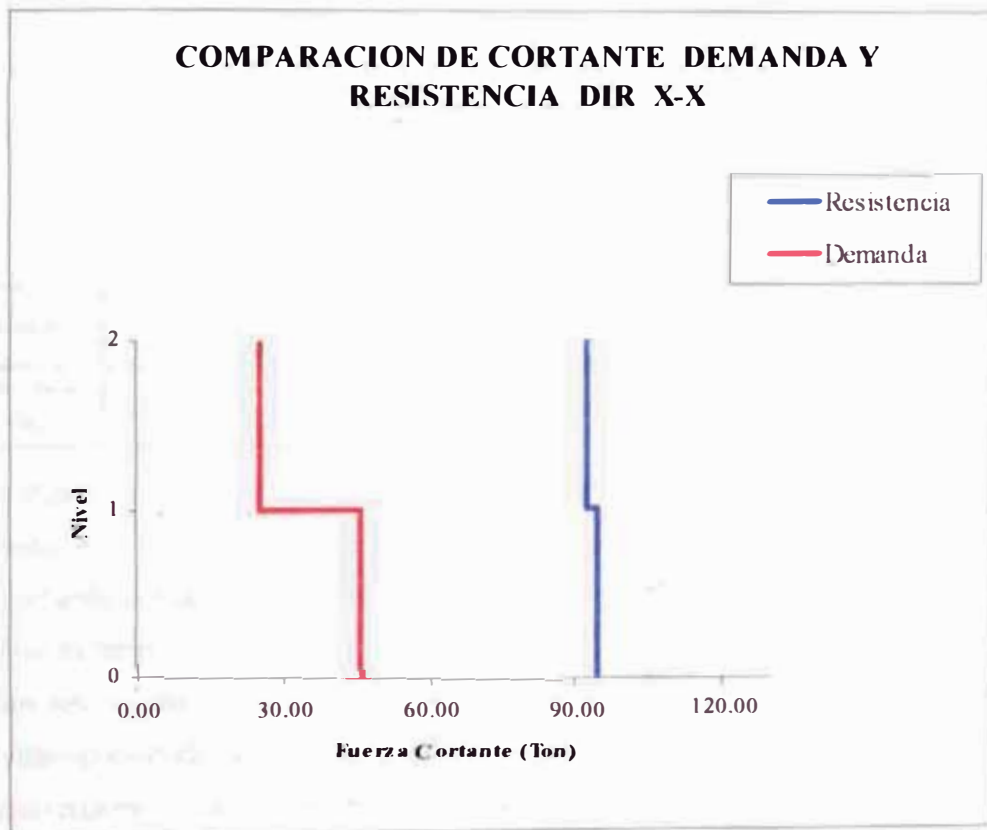


Figura 6.10. Comparación Demanda Resistencia dirección X-X

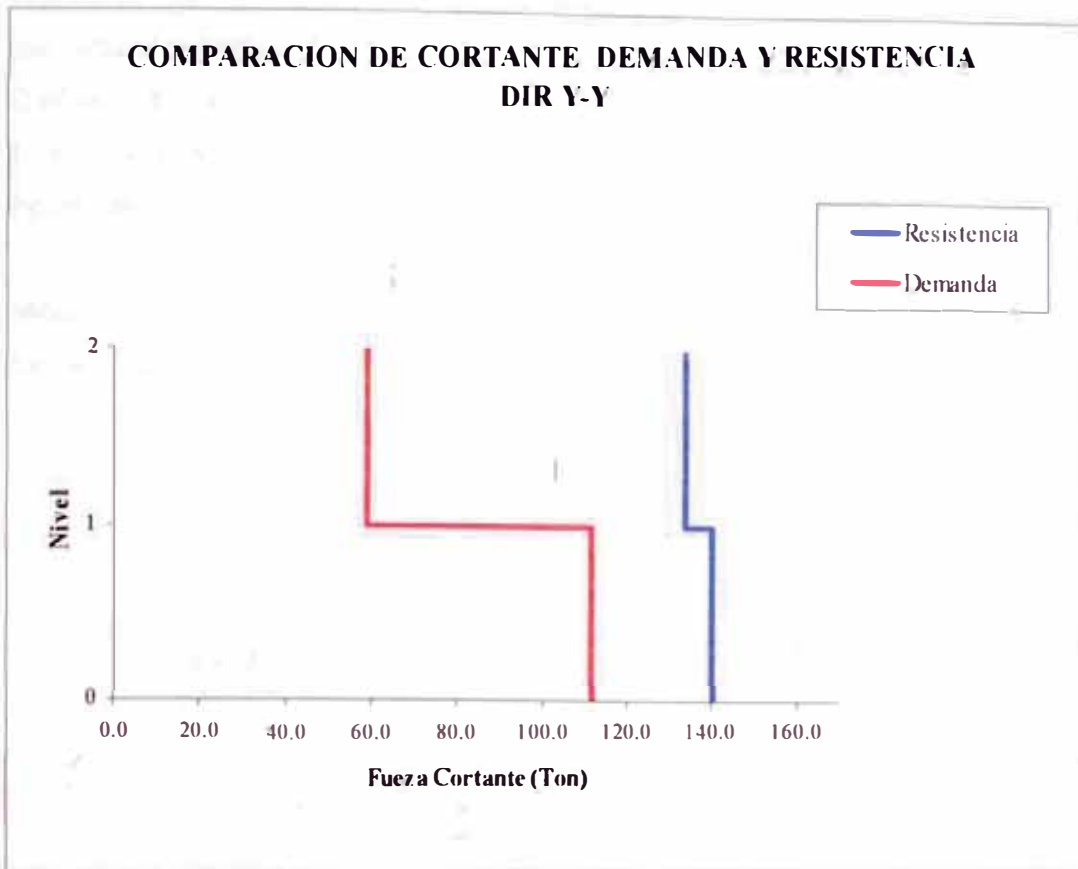


Figura 6.11: Comparación Demanda Resistencia dirección Y-Y

Tabla 6.13: Demanda vs. resistencia, Dirección. X-X, Y-Y

Módulo	Número de piso	Cortante Demanda X-X (Ton)	Cortante Demanda Y-Y (Ton)	Cortante Resistencia X-X (Ton)	Cortante Resistencia Y-Y (Ton)
Señor de los milagro	1	45.60	112.00	94.50	140.43
	2	25.40	59.20	92.41	133.86

Finalmente del análisis realizado por Resistencia de la estructura, en los ejes x e y. Coinciden en que el cortante resistente es mayor que el cortante actuante en el módulo de 2 niveles.

Por lo tanto para prevenir que falle el muro PP1 y no se ocasione fisuras en los muros P1 y P3 para el sismo moderado, se deberá realizar la intervención de la estructura, que consistirá en la rigidización de la misma con muros o columnas de concreto armado.

6.7 DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Módulo de 2 Niveles

Esta estructura es vulnerable para las condiciones del sismo que establece la

Norma sismorresistente E.030-2003. Por tanto se optará por el reforzamiento estructural del módulo.

Daños Estimados

Estos son estimados de acuerdo a la Tabla 6.1 (referencia [37]), a continuación se presentan los daños estimados para la edificación analizada:

Módulo de 02 Niveles

De acuerdo a la Figura 6.6, se presentan las Tablas 6.14 y 6.15:

Tabla 6.14: Daños por nivel. Dir. X-X. Módulo 2 Niveles.

Daño	Nivel	
	1	2
Grietas no visibles	X	X
Primeras grietas en talones de muro	X	X
Inicio de agrietamiento diagonal	X	X
agrietamiento inicial en columnas de confinamiento y apertura de la grieta		

Tabla 6.15: Daños por nivel. Dir. Y-Y. Módulo 2 Niveles.

Daño	Nivel	
	1	2
Grietas no visibles	X	X
Primeras grietas en talones de muro	X	X
Inicio de agrietamiento diagonal		
agrietamiento inicial en columnas de confinamiento y apertura de la grieta		

CAPÍTULO 7

REFORZAMIENTO DEL CENTRO EDUCATIVO MÁS CRÍTICO

Finalmente en este capítulo, se presenta 2 propuestas de reforzamiento, se presenta el costo de reforzamiento por metro cuadrado de área techada para su respectiva propuesta, como también se presentan los resultados del Análisis Dinámico de las estructuras propuestas.

7.1 INTRODUCCIÓN

El Centro Educativo, Señor de los Milagros, se ubica en la Jirón Napo N° 1129, del distrito del Breña, provincia y departamento de Lima.

Antecedentes

La edificación de propiedad del Ministerio de Educación, está constituida por muros de ladrillo con mortero de cemento y un sistema estructural de vigas y columnas de concreto armado (C^oA^o), las losas

del primer y segundo nivel son aligeradas, la del segundo nivel fue construida en el año de 1968.

El módulo de 02 Niveles está edificado dentro del área total de terreno ($A_T = 1800 \text{ m}^2$) que pertenece al C.E. Señor de los Milagros y tiene una área construida $A_C = 279.72 \text{ m}^2$ (139.86 m^2 y 139.86 m^2 para el primer y segundo nivel respectivamente).

Un estudio de reforzamiento estructural de la edificación, tiene como finalidad principal mejorar la capacidad sismorresistente de la edificación y limitar los daños en la eventualidad de un movimiento más severo que pueda presentarse en la zona durante la vida útil de la estructura. Por esta razón y con la finalidad de estudios de tesis se ha propuesto realizar un estudio aproximado del reforzamiento estructural del edificio.

Características de la estructura

El C.E. Señor de los Milagros está conformado por tres pabellones, de uno, dos y tres niveles destinados a aulas, oficinas y laboratorios. El Presupuesto técnico de reforzamiento se realizará para el módulo de dos niveles.

Módulo 02 Niveles:

Consta de 2 pisos y 04 aulas. La estructura consiste en: Sistema de pórticos en la dirección longitudinal y de muros de corte de albañilería en la dirección transversal predominantemente. Columnas y vigas de concreto armado. Los muros son de ladrillo de arcilla tipo king kong, tarrajados y pintados. Losa aligerada de concreto armado.

7.2 BASES PARA EL REFORZAMIENTO

Normas Aplicables:

Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E-020 "Cargas". Lima, 1985

Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E-030 "Diseño Sismo Resistente". Lima, 2003.

Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E-050 "Suelos y Cimentaciones". Lima, 1997.

Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E-060 "Concreto Armado". Lima, 1989.

Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E-070 "Albañilería", Lima, 1989.

Observaciones en Campo

En la visita al centro educativo se apreciaron los siguientes daños

Módulo de 2 Niveles

- Primer Nivel: Daños moderados por columna corta. Fisuras en muros por contacto de alfeizar con columna. Fisuras leves por tracción diagonal en muros transversales. Las vigas centrales tienen fisuras por flexión.
- Segundo Nivel: Daños moderados por columna corta. Fisuras en muros por contacto de alfeizar con columna.

La evaluación estructural se basó en el las fotografías tomadas en el lugar. No se contó con el plano de cimentación.

Hipótesis de Análisis

El análisis se realizó con el programa ETABS (versión 8.2.7). Como ya se mencionó el módulo fue analizado con modelos tridimensionales suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaron con elementos lineales. Sus rigideces se determinaron ignorando la fisuración y el refuerzo. Estas hipótesis resultan en una estimación conservadora de las fuerzas. Los muros de albañilería se modelaron con elementos de cáscara, con rigideces de membrana y de flexión, aún cuando estas últimas son poco significativas.

7.3 REFORZAMIENTO PROPUESTO

El Proyecto está referido a los trabajos de reforzamiento, los cuales comprenden aumentar la sección de las columnas en los elementos tipo

pórticos, en la dirección longitudinal, con la finalidad de dar una mayor rigidez.

El desplazamiento lateral excesivo es el causante de que se produzca el efecto de "columna corta" en las columnas, ya que al ser insuficientes las juntas sísmicas entre las columnas y los muros de la tabiquería ambos interactúan para producir este efecto.

Se respetan las dimensiones de las vigas peraltadas. Con el planteamiento propuesto no se afectará el funcionamiento de las aulas.

En los planos se detalla el alcance de los trabajos y se especifican algunos criterios asumidos teniendo en cuenta las características y naturaleza de los trabajos, estos se presentan en el anexo.

7.3.1 Reforzamiento propuesto para módulo de 02 Niveles, Propuesta No1

Para la rigidización se ha propuesto el incremento de sección de las columnas que se encuentran en los ejes "B" y "D", en la dirección X-X, como también la inclusión de placas de corte en los ejes "A" y "D" (1er y 2do nivel), en la dirección Y-Y. La inclusión de estos elementos ocasionará la modificación en la cimentación de las columnas, como también la construcción de una nueva cimentación en las placas de corte.

En el Anexo G se presenta el plano de arquitectura y estructura del módulo 2 niveles, rigidizado y considerando las juntas sísmicas.

7.3.2 Reforzamiento propuesto para módulo de 02 Niveles, Propuesta No2

Para la rigidización se ha propuesto el incremento de sección de las columnas que se encuentran en los ejes "A", "B", "D" y "E", en la dirección X-X, como también la inclusión de placas de corte en los ejes "A" y "D" (1er y 2do nivel), en la dirección Y-Y. La inclusión de estos elementos ocasionará la modificación en la cimentación de las

columnas, como también la construcción de una nueva cimentación en las placas de corte.

En el Anexo G se presenta el plano de arquitectura y estructura del módulo 2 niveles, rigidizado y considerando las juntas sísmicas.

7.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

7.4.1 Resultados del comportamiento Dinámico - módulo de 02

Niveles – Propuesta No1

Periodos de vibración

Los periodos de vibración encontrados para este módulo, han sido obtenidos del análisis dinámico realizado con ayuda del ETABS 8.2.7, ver Tabla N° 7.1.

Tabla 7.1: Periodos Módulo 02 Niveles

Modo	Periodo T (seg.)
1	0.258
2	0.076
3	0.064
4	0.061
5	0.026
6	0.021

Masas Participantes

De acuerdo con los requerimientos de la Norma E.030-2003, señala que se deberán considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la masa de la estructura.

Para este módulo se han considerado 6 modos llegando a tener más del 90% de la masa de la estructura ver Tabla N° 7.2.

Tabla 7.2: Factores de masa participante por cada modo

MODO	Dirección X		Dirección Y	
	% Masa	% Masa Acum.	% Masa	% Masa Acum.
1	83.80	83.80	0.00	0.00
2	0.00	83.81	83.63	83.63
3	14.55	98.36	0.93	84.56
4	1.63	99.99	5.77	90.33
5	0.00	99.99	9.55	99.88
6	0.01	100.00	0.12	100.00

Análisis de desplazamientos y distorsiones

El espectro de diseño es procesado por ETABS determinando los desplazamientos absolutos y relativos producidos por la acción sísmica. Los resultados de desplazamientos y distorsiones máximas por sismo, del módulo de 2 Niveles, son presentados en las Tablas N° 7.3 y 7.4. La Figura N° 7.1, relaciona los valores de distorsión máxima por cada nivel con los niveles de daño a los que estarían sometidos los elementos de las estructuras.

Los índices de daño son valores propuestos basados en resultados de experimentales en estructuras de mampostería de ladrillo durante los últimos 15 años y el comportamiento de estructuras esenciales en los últimos sismos ocurridos en el Perú (Zavala 2003).

Tabla 7.3: Respuesta al sismo en la dirección X-X, Y-Y, Desplazamientos

CUADRO DE DESPLAZAMIENTOS (cm)				
PISO	Sismo X - X		Sismo Y - Y	
	DIR X - X	DIR Y - Y	DIR X - X	DIR Y - Y
1	1.022	0.0007	0.0174	0.101
2	2.431	0.0014	0.01320	0.195

Tabla 7.4: Respuesta al sismo en la dirección X-X, Y-Y, Distorsiones Máximas

CUADRO DE DISTORSIONES				
PISO	Sismo X - X		Sismo Y - Y	
	DIR X - X	DIR Y - Y	DIR X - X	DIR Y - Y
0	0.000	0.000	0.00	0.000
1	0.0029	0.00001125	0.000174	0.0004
2	0.0047	0.00001575	0.000264	0.0006

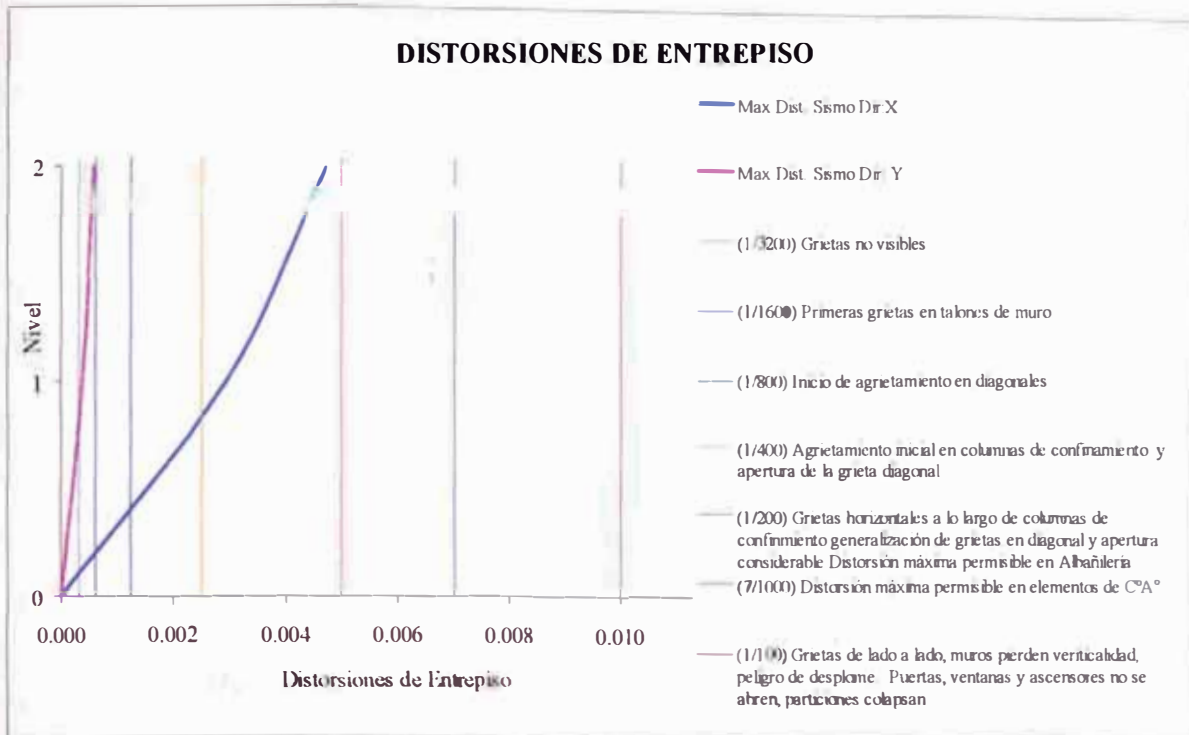


Figura 7.1 Curva de distorsiones de entrepiso, propuesta No1.

La máxima distorsión de la estructura en la dirección "X" tiene un valor de 4.70/1000 (ver Tabla N° 7.4), lo permisible es de 7/1000. La máxima distorsión de la estructura en la dirección "Y" tiene un valor de 0.60/1000 (ver Tabla N° 7.4), lo permisible es de 5/1000.

Análisis por el método Indicial Japonés

Tabla 7.5: Método Indicial Japonés - 1º Nivel de Evaluación, propuesta N-1

C.E SENOR DE LOS MILAGROS	Niveles	INDICE HIROSAWA (X-X)	INDICE HIROSAWA (Y-Y)
PROPUESTA N-1	1 er	1.25	1.43
	2 do	2.07	2.54

De la tabla se concluye que los valores del Índice Japonés primer nivel de evaluación, en los ejes x e y, son mayores que los calculados para el módulo no reforzado.

Se verificó que las vigas en la dirección del eje x, necesitan ser reforzadas por corte, pero no por flexión. En el Anexo G se presenta el detalle correspondiente.

7.4.2 Resultados del comportamiento Dinámico - módulo de 02 Niveles – Propuesta No2

Periodos de vibración

Los periodos de vibración encontrados para este módulo, han sido obtenidos del análisis dinámico realizado con ayuda del ETABS 8.2.7, ver Tabla N° 7.6.

Tabla 7.6: Periodos Módulo 02 Niveles

Modo	Periodo T (seg.)
1	0.271
2	0.073
3	0.068
4	0.060
5	0.026
6	0.021

Masas participantes

De acuerdo con los requerimientos de la Norma E.030-2003, señala que se deberán considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la masa de la estructura.

Para este módulo se han considerado 6 modos llegando a tener más del 90% de la masa de la estructura ver Tabla N° 7.7.

Tabla 7.7: Factores de masa participante por cada modo

MODO	Dirección X		Dirección Y	
	% Masa	% Masa Acum.	% Masa	% Masa Acum.
1	84.08	84.08	0.00	0.00
2	0.02	84.10	86.53	86.53
3	15.74	99.84	0.26	86.80
4	0.15	100.00	4.32	91.12
5	0.00	100.00	8.77	99.88
6	0.00	100.00	0.12	100.00

Análisis de desplazamientos y distorsiones

El espectro de diseño es procesado por ETABS determinando los, desplazamientos absolutos y relativos producidos por la acción sísmica. Los resultados de desplazamientos y distorsiones máximas por sismo, del módulo de 2 Niveles, son presentados en las Tablas N° 7.8 y 7.9. La Figura N° 7.2, relaciona los valores de

distorsión máxima por cada nivel con los niveles de daño a los que estarían sometidos los elementos de las estructuras.

Los índices de daño son valores propuestos basados en resultados de experimentales en estructuras de mampostería de ladrillo durante los últimos 15 años y el comportamiento de estructuras esenciales en los últimos sismos ocurridos en el Perú (Zavala 2003).

Tabla 7.8: Respuesta al sismo en la dirección X-X, Y-Y
Desplazamientos

CUADRO DE DESPLAZAMIENTOS (cm)				
PISO	Sismo X - X		Sismo Y - Y	
	DIR X - X	DIR Y - Y	DIR X - X	DIR Y - Y
1	1.146	0.0007	0.0144	0.099
2	2.699	0.0011	0.01080	0.183

Tabla 7.9: Respuesta al sismo en la dirección X-X, Y-Y
Distorsiones Máximas

CUADRO DE DISTORSIONES				
PISO	Sismo X - X		Sismo Y - Y	
	DIR X - X	DIR Y - Y	DIR X - X	DIR Y - Y
0	0.000	0.000	0.00	0.000
1	0.0033	0.000009	0.000132	0.0004
2	0.0052	0.000011	0.000228	0.0005

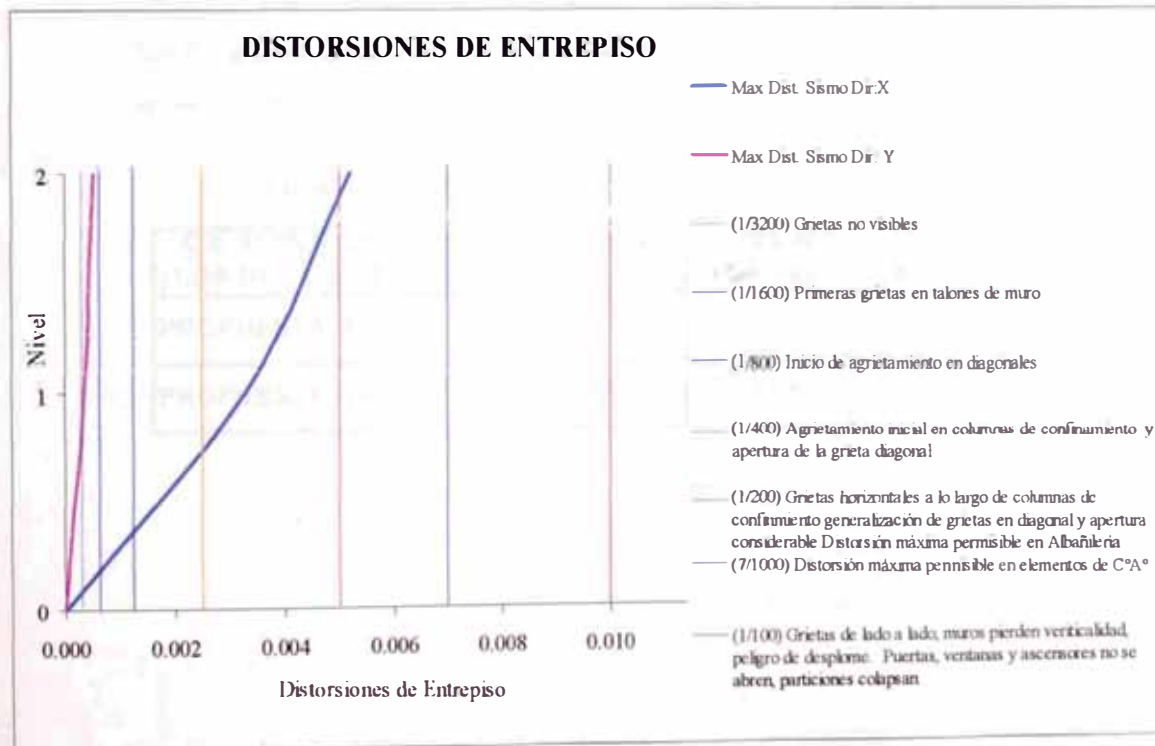


Figura 7.2 Curva de distorsiones de entrepiso, propuesta No2.

La máxima distorsión de la estructura en la dirección "X" tiene un valor de 5.20/1000 (ver Tabla N° 7.9), lo permisible es de 7/1000.

La máxima distorsión de la estructura en la dirección "Y" tiene un valor de 0.50/1000 (ver Tabla N° 7.9), lo permisible es de 5/1000.

Análisis por el método Indicial Japonés

Tabla 7.10: Método Indicial Japonés- 1º Nivel de Evaluación, propuesta N-2

C.E SENOR DE LOS MILAGROS	Niveles	INDICE HIROSAWA (X-X)	INDICE HIROSAWA (Y-Y)
PROPUESTA N-2	1 er	1.33	1.49
	2 do	2.21	2.64

De la tabla se concluye que los valores del Índice Japonés primer nivel de evaluación, en los ejes x e y, son mayores que los calculados para el módulo no reforzado.

Se verificó que las vigas en la dirección del eje x, necesitan ser reforzadas por corte, pero no por flexión. En el Anexo G se presenta el detalle correspondiente.

7.5 ESTIMACIÓN DEL COSTO DE REFORZAMIENTO

Finalmente se presenta el costo de reforzamiento por metro cuadrado de área techada, para la propuesta No1 y No2. Como se muestra a continuación en la Tabla 7.11, el presupuesto y metrados se presenta en el Anexo E.

Tabla 7.11: Costo de reforzamiento para diferentes propuestas

C.E SENOR DE LOS MILAGROS	Costo Reforzamiento (S/)	Costo por M2 (S/)	Costo por M2 (\$/)
PROPUESTA No1	105,128.56	375.8	129.6
PROPUESTA No2	124,035.63	443.4	152.9

CONCLUSIONES

A continuación se presentan las principales conclusiones obtenidas del presente estudio realizado:

1. De acuerdo a la metodología aplicada en la evaluación de las edificaciones escolares se determina, que el 72.50% de las mismas son vulnerables frente a eventos sísmicos severos.
2. Cuando se aplican diferentes metodologías para la determinación de la vulnerabilidad sísmica, tales como el método de Hirosawa, el ATC-21 y el de la Norma E030.2003 a una edificación, se obtienen similares resultados, lo que valida la metodología empleada.
La aplicación del Método del Índice de Vulnerabilidad estructural de Hirosawa, da como resultado que la estructura de 02 Niveles del Centro Educativo estudiado en detalle es vulnerable para un evento sísmico establecido bajo la Norma Sismo resistente E.030-2003; estos resultados se validaron con los resultados que arrojó el análisis dinámico del modelo matemático para esta estructura desarrollado con el ETABS 8.2.7.
3. La mayoría de los módulos de los centros educativos evaluados en el distrito de Breña, son de estructura de pórticos en lado mas largo y de albañilería confinada en el lado mas corto del modulo.
4. Se evaluaron 38 colegios de los cuales 17 son colegios nacionales y 21 son particulares. De los 38 colegios evaluados se obtuvo 80 módulos.
5. De los módulos evaluados en el área de estudio, los que predominan mas son los módulos de 2 piso con 45.00%, seguido por los de 3 pisos con 32.50%, seguido por los de 1 piso con 12.50% y luego de 4 pisos con 10.00%.
6. De los módulos evaluados por sistema estructural en el distrito es, un 66.25% es pórticos con mampostería, 13.75% es estructuras de concreto con placas, 12.50% es albañilería confinada con diafragma rígido, el 5.00% es albañilería confinada con diafragma flexible, el 2.5% es albañilería no reforzada.
7. De los módulos evaluados por antigüedad, 23 módulos son antes del 1977 y 57 módulos son después de 1977.

8. La aplicación directa de la metodología ATC-21 no es del todo confiable, esto debido a las restricciones propias de las condiciones locales de nuestro medio. La metodología permite llevar a cabo estudios de vulnerabilidad a gran escala, pero para aumentar el grado de confiabilidad de la misma, es necesario modificar y/o adecuar los valores de los "Basic Score" y los "Structural Scores and Modifiers" utilizados, dado que éstos valores han sido deducidos para las edificaciones de EE.UU.

Dentro de los puntajes de evaluación algunos de ellos no están acorde con nuestro medio estructural-constructivo; por ejemplo, la metodología asigna un puntaje básico (Basic Score) muy bajo para una estructura de Pórticos de Concreto Armado, el resultado una edificación *vulnerable* (significa que la edificación necesita de una evaluación más detallada) sin recurrir a ninguna penalización establecida para la misma. Es decir que todas las edificaciones estructuradas en base a pórticos de C^oA^o son vulnerables.

9. En la mayor parte de los casos es posible el reforzamiento estructural o adecuación de las edificaciones para cumplir con las normas y el uso como centros educativos, como lo muestra el estudio y tratamiento del colegio más crítico realizado.

10. Se puede observar en los resultados obtenidos de los análisis, que los muros del albañilería que van en la dirección Y-Y absorben más cortante que va acorde con su rigidez. Para el módulo de 2 Niveles, los cortantes últimos en el muro PP1 son menores que los cortantes actuantes para un sismo severo, por el cual deberá ser reforzado.

En la Figura de distorsiones que presenta el módulo de 2 Niveles (reforzado), se aprecia un aumento de la distorsión del segundo nivel con respecto al modelo no reforzado, esto es debido a que en el modelo se han tenido en cuenta la separación entre muros y columnas (ya no se consideran los alféizares).

Actualmente los alféizares del Módulo de 2 Niveles, no están separados de las columnas (en el reforzamiento propuesto éstos se han separado de las columnas corrigiendo así el posible problema de columna corta en la parte posterior del módulo), se han ensanchado las columnas con la finalidad de disminuir desplazamientos y la junta sísmica no hará que

sean solidarias con los alféizares. El modelo matemático de la edificación mostró un adecuado comportamiento sísmico en ambos sentidos cuando se opta por la inclusión de columnas en forma de "T", tal como se puede apreciar en los resultados.

- 11.** En el análisis por resistencia del módulo de 2 Niveles, se observa que la edificación es resistente a una demanda establecida por la Norma Sismorresistente E.030, en ambos sentidos (ver Figura N° 6.10 y 6.11). Pero la propuesta de reforzamiento se sustenta en: El cortante resistente en el muro PP1, es menor que el cortante actuante a un sismo severo en el muro de albañilería del 1er nivel en la dirección Y-Y de dicho módulo, (ver Tabla 6.9 y 6.10), también los muros P1 y P3, presentarían fisuras ante un sismo moderado en el 1er nivel, (ver Tabla 6.11 y 6.12).
- 12.** El costo del reforzamiento para el módulo 2 Niveles (1era propuesta) es de S/. 375.80 por metro cuadrado de área techada y para el módulo 2 Niveles (2da propuesta) es de S/ 443.40 por metro cuadrado de área techada (presupuesto elaborado en Agosto 2009). Este costo está por debajo del costo promedio con el que se construye una edificación nueva (S/. 1100.00 por metro cuadrado de área techada).
- 13.** Las causas principales que hacen que un alto porcentaje de las edificaciones escolares del distrito de Breña presenten una alta vulnerabilidad estructural, son las deficiencias en construcción (ejemplo: problema típico de formación de columna corta), también por defectos en los procesos constructivos (mala colocación de las juntas y uso de pórticos rellenos con muros de albañilería) que se dan principalmente por falta de control de obra y por la modalidad existente de la autoconstrucción.

RECOMENDACIONES

1. En los módulos evaluados en el distrito, que presentan formación de columna corta se recomienda restituir las juntas sísmicas verticales que separan la columna con el muro de alfeizar, eliminando el yeso existente y reemplazándolo por tecnopor o similar.
2. Se recomienda realizar un programa de reforzamiento de los centros educativos que no cumplen con la demanda sísmica y de aquellos que presentan daños moderados ó severos.
3. Se recomienda tener los conceptos bien claros de las tipologías estructurales, y de las diferentes irregularidades que presenta una estructura, para una mejor aplicación de una metodología de evaluación rápida.
4. Dado el alto porcentaje de C.E. que son vulnerables, las autoridades correspondientes deben tomar las medidas para corregir dichas deficiencias con el fin de evitar pérdidas de vidas humanas, económicas, o crear un estado de alarma en la sociedad.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Applied Technology Council - ATC 21 - T**, Rapid visual screening of Buildings for Potential Seismic Hazards Training Manual, USA, 1996.
2. **Applied Technology Council - ATC 21**, Tomo 1, Rapid visual screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, USA, 1988
3. **Applied Technology Council - ATC 21**, Tomo 2, Rapid visual screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, USA, 1988.
4. **Applied Technology Council - ATC 13**, Earthquake Damage Evaluation Data for California. ATC-13, Report. Redwood City, Ca y Washington, 1985.
5. **Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS**, Manual de construcción, Evaluación y Rehabilitación Sismo Resistente de Viviendas de Mampostería, 2001,
6. **Alva Jorge.**, Microzonificación Sísmica de la ciudad de ICA, X CONIC, Lima, 1994.
7. **Blanco Antonio**, Evolución de las estructuras de Centros educativos Institutos Superiores y Universidades Peruanas en el siglo XX, PUCP, 2005.
8. **Benedetti, Augusti, Corsanego**, Investigations on seismic vulnerability and seismic risk in Italy. Proceeding of the Fourth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR-85. Vol. 2. Kobe, 1985.
9. **Bazán Enrique, Meli Roberto**. Diseño sísmico de edificios, México, 1999.
10. **Cardona Omar.**, Metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones y centros urbanos, santiago de Cali, Colombia, 1990.
11. **Cardona Omar. D., Hurtado**, Propuesta Metodológica para los Análisis de Vulnerabilidad, Informe de consultaría Proyecto UNDRO Para la Mitigación de Riesgo en Colombia, Santiago de Cali, Colombia, 1990.
12. **Chavarría Daniel., Gómez Daniel**, Estudio Piloto de Vulnerabilidad Sísmica en viviendas de 1 y 2 pisos del barrio cuarto de legua en el cono de Cañaveralejo, Santiago de Cali, Colombia, 2001.

13. CISMID, "Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de la Gran Lima-Fase I. Estudio APESEG/CISMID-EVR-LYC". Asociación Peruana de Empresas de Seguros APESEG, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres-CISMID, Lima, Peru, 2003.
14. CISMID-UNI, Evaluación estructural del CE N-40220, Paucarpata, Arequipa, Lima, Perú, 2001.
15. Federal Emergency Management Agency (FEMA 155), Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation (Report ATC-21-1), Washington, D.C, 1988.
16. Federal Emergency Management Agency (FEMA 178) (1992), Federal Emergency Management Agency (FEMA), NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings, Washington.
17. Federal Emergency Management Agency (FEMA 273), Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings.
18. Hirosawa, M., "Retrofitting and Restoration of Buildings in Japan" IISEE Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japan, 1992.
19. Hirosawa, M. et al, "Seismic Evaluation Method and Restoration Techniques for Existing and Damaged Buildings Developed in Japan". IDNDR International Symposium on Earthquake Disaster Reduction Technology, Tsukuba, Japan, 1992.
20. Iglesias, Julio., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Seminar zoning of Mexico City after the 1985 earthquake" Earthquake Spectra, Vol. 5, No 1; México, 1989.
21. Kuroiwa Julio., "REDUCCIÓN DE DESASTRES – Viviendo en Armonía con la Naturaleza". Lima, Perú, 2002.
22. Marocco R. "Géologie des Andes peruvienes: Un segment E-Wde la chaîne des Andes péruviennes: la deflexión d'Abancay Etude géologique de la Cordillère Orientaleet des Hauts Plateaux entre Cuzco et San Miguel Sud du Pérou". Doc. ORSTOM 94, 1980.
23. Martínez Vargas, A. J. "Análisis Geotécnicos de los Terremotos de Lima Perú". Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 1979.
24. NBS 55, Handbook of Mathematical Functions, National Bureau of Standards, Applied Mathematics Series 55, Washington, 1964.
25. Norma Técnica de Edificaciones E-030, Diseño Sismorresistente, Reglamento Nacional de construcción – Sencico, Lima, Perú, 2003.

26. Norma E-020, "Cargas", Reglamento Nacional de construcción - Sencico, Lima –Perú, 1985.
27. Ocola Leonidas, Earthquake Information bulletin, Usa, pp 33-38, 1982.
28. Oshiro Fernando, Edificios de concreto armado, cálculo estructural Antisísmico (vol. 1), Lima – Perú, 1999.
29. Oviedo Ricardo., Vulnerabilidad Sísmica de los Centros educativos de la ciudad de ICA, X CONIC, 1999, Lima, 1999.
30. Silgado Enrique., "HISTORIA DE LOS SISMOS MAS NOTABLES OCURRIDOS EN EL PERU (1513 – 1974)"; Instituto de Geología y Minería; Lima-Perú, 1978.
31. Tavera Hernan, Buforn E., Sismicidad y Sismo tectónica del Perú, servicio de publicaciones UCM Madrid, España, 1998.
32. Tavera José., "La Tierra, Tectónica y Sismicidad. Monografía, Perú,1993
33. Udias A, Mezcua J., "Fundamentos de Sismología". Edición UCA, 1997.
34. Zavala Carlos., Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing – On Going Research Report – CISMID, UNI, Lima, Perú, 2003.