

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLÓGICAS DE USO MÚLTIPLE CENTRO DE FORMACIÓN PROFESIONAL SENATI - CAJAMARCA”

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
ALEXANDER CHÁVEZ CARRASCO**

**ASESORE:
Dr. MIGUEL A. MOSQUEIRA MORENO**

COMITÉ CIENTÍFICO

MÁSTER Ing. HÉCTOR ALBARINO PÉREZ LOAYZA	(Presidente)
MASTER Ing. JAIME RAÚL VALERA GUERRA	(Vocal)
Ing. MARCO MENDOZA LINARES	(Secretario)
Ing. LUCIO MARCIAL SIFUENTES INOSTROZA	(Accesitario)

CAJAMARCA - PERÚ

2014

DEDICATORIA

A DIOS

Por haberme ayudado y por todas las oportunidades que me ha dado en toda mi vida sobre todo por la salud de toda mi familia y la mía.

A MI HERMANA CHARITO

Por todo su apoyo ayuda y comprensión incondicional por sus consejos, por su motivación constante. Durante mi formación profesional.

A MIS PADRES

Por su trabajo y sacrificio para yo pueda alcanzar mis metas. Sacrificando sus vidas para darme una educación.

A MIS SOBRINOS

Por la alegría que me brindan cada momento de mi vida.

A MI FAMILIA

Por el apoyo y confianza que me brindan en todas mis decisiones por enseñarme a perseverar en los en todo momento.

AGRADECIMIENTO

Agradecimiento a la escuela académico profesional de Ingeniería Civil por las enseñanzas, conocimientos impartidos durante la formación académico profesional.

A mi asesor Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno.
Su colaboración y orientación en la elaboración de la presente investigación.

CONTENIDO

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO.....	III
CONTENIDO	IV
INDICE DE TABLAS	XI
ABSTRACT.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	1
1. CAPITULO I. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.1. PLANEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA	3
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.4. ALCANCES Y LIMITACION	4
1.5. HIPÓTESIS	4
1.6. OBJETIVOS.....	5
1.6.1. Objetivos generales.....	5
1.6.2. Objetivos Específicos	5
1.7. TIPO DE INVESTIGACION Y ANALISIS.....	5
1.7.1. TIPO DE INVESTIGACION	5
1.7.2. TIPO DE ANALISIS	5
1.8. DISEÑO DE LA INVESTIGACION DEL PLAN COMO DESARROLLO DE LA INVESTIGACION.....	6
1.8.1. EL UNIVERSO DE LA INVESTIGACION	6
1.8.2. MUESTRA – UNIDAD DE ANALISIS	6
2. CAPITULO II. MARCO TEORICO.....	7
2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO	7
2.2. BASES TEÓRICAS.....	8
2.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”	8
INTRODUCCIÓN.....	8
2.2.1.1. DEFINICIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”....	9
2.2.1.1.1. LA TÉCNICA DE PUSHOVER TRADICIONAL.....	10
2.2.1.1.1.1. CURVA DE CAPACIDAD.....	12
2.2.1.2. SISMO DE DISEÑO.....	12

2.2.1.2.1. PELIGRO SISMICO.....	13
2.2.2. RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICACIONES USANDO ESPECTROS DE DEMANDA-CAPACIDAD.....	15
2.2.2.1. Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de Demanda.	16
2.2.2.2. Respuesta estructural	17
2.2.2.3. Respuesta elástica de estructuras.	18
2.2.2.4. Respuesta inelástica de estructuras.	19
2.2.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO.	22
2.2.4. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	23
2.2.4.1. NIVELES DE DESEMPEÑO.....	23
2.2.4.1.1. PROPUESTA ATC-40.....	24
2.2.4.1.1.1. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	24
2.2.4.1.1.2. NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL.....	25
2.2.4.1.1.3. NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.....	26
2.2.4.1.1.4. MATRIZ DE DESEMPEÑO	28
a) Propuesta del ATC-40.....	28
2.2.4.1.2. PROPUESTA SEAOC.....	29
2.2.4.1.2.1. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	29
2.2.4.1.2.2. MATRIZ DE DESEMPEÑO	32
a) Propuesta del comité VISION 2000.....	32
2.2.4.2. INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SÍMICOS.	33
2.2.4.2.1. PROPUESTA DEL APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC-40)	33
2.2.4.2.1.1. SISMO DE SERVICIO.	33
2.2.4.2.1.2. SISMO DE DISEÑO.....	33
2.2.4.2.1.3. SISMO MÁXIMO.....	33
2.2.4.2.2. PROPUESTA DEL COMITE VISION 2000.....	34
2.2.5. DETERMINACION DE LOS PARÁMETROS FISICOS Y RESISTENTES DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA.....	34
2.2.5.1. Método Esclerométrico.....	35
2.2.5.2. Método de la velocidad de ultrasonidos	37
2.2.5.3. Potenciales de Corrosión.....	38

2.2.5.4.	La medición con sonda Windsor.....	39
2.2.5.5.	Métodos magnéticos.....	39
2.2.5.6.	Método de la frecuencia de resonancia	40
2.2.5.7.	Métodos radioactivos.....	40
2.2.5.8.	Método ultrasónico y técnicas de eco.....	40
2.2.6.	CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD OBTENIDAS DE UN MODELO TEORICO.....	41
2.2.6.1.	MODELOS DE COMPORTAMIENTO PARA EL CONCRETO ARMADO.	41
2.2.6.1.1.	MODELO ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO.....	41
2.2.6.1.1.1.	MODELO ELASTOPLASTICO PERFECTO.....	41
2.2.6.1.1.2.	MODELO TRILINEAL.....	42
2.2.6.1.1.3.	MODELO ELASTOPLASTICO CON ENDURECIMIENTO CURVO.	42
2.2.6.1.2.	MODELO ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO.....	43
2.2.6.1.2.1.	MODELO PARA CONCRETO NO CONFINADO.....	44
2.2.6.1.2.1.1.	MODELO DE HOGENESTAD.....	44
2.2.6.1.2.1.2.	MODELO DE CEB.....	45
2.2.6.1.2.2.	MODELOS PARA CONCRETOS CONFINADOS.....	46
2.2.6.1.2.2.1.	MODELO DE KENT Y PARK.....	46
2.2.6.1.2.2.2.	MODELO DE MANDER.....	46
2.2.6.2.	MODELO INELASTICO DE LAS SECCIONES (VIGAS Y COLUMNAS).....	47
2.2.6.2.1.	RELACION MOMENTO CURVATURA.....	47
2.2.6.2.2.	DIAGRAMA MOMENTO GIRO.....	47
3.	CAPITULO III. METODOLOGIA.....	48
3.1.	TIPO DE ESTUDIO.....	48
3.2.	POBLACION.....	49
3.3.	TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS.....	49
3.4.	PROCESAMIENTO DE DATOS.....	49
3.5.	PRESENTACION Y ANALISIS DE DATOS.....	49
4.	CAPITULO IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	50

4.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TECNICAS.....	50
4.1.1. Propiedades y especificaciones del concreto.	50
4.1.2. Propiedades y especificaciones de acero.....	51
4.1.3. El tipo de suelo.....	51
4.2. DIAGRAMAS MOMENTO GIRO.....	52
4.2.1. DIAGRAMAS MOMENTO GIRO PARA COLUMNAS.....	54
4.3. OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....	66
4.4. CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	68
4.4.1. Curva de capacidad de la estructura módulo A para sismo en dirección del eje X. 68	
4.4.2. Curva de capacidad de la estructura modulo A para sismo en dirección del eje Y. 71	
4.4.2.1. Sectorización de la curva de capacidad.....	72
4.4.3. Curva de capacidad de la estructura modulo B para sismo en dirección del eje X. 73	
4.4.3.1. Sectorización de la curva de capacidad.....	74
4.4.4. Curva de capacidad de la estructura modulo B para sismo en dirección del eje Y. 76	
4.4.4.1. Sectorización de la curva de capacidad.....	77
4.5. DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO SISMICO.....	78
4.5.1. Puntos de desempeño de la estructura modulo “A” para sismo en X.....	79
4.5.2. Puntos de desempeño de la estructura modulo “A” para sismo en Y.....	79
4.5.3. Puntos de desempeño de la estructura modulo “B” para sismo en X.....	80
4.5.4. Puntos de desempeño de la estructura modulo “B” para sismo en Y.....	80
4.6. NIVELES DE DESEMPEÑO ALCANZADO POR LAS ESTRUCTURAS.....	80
4.6.1. Niveles de desempeño para la estructura del módulo A sismo en X.....	81
4.6.2. Niveles de desempeño para la estructura del módulo A sismo en Y.....	83
4.6.3. Niveles de desempeño para la estructura del módulo B sismo en X.....	85
4.6.4. Niveles de desempeño para la estructura del módulo B sismo en Y.....	87
4.6.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	89
4.6.5.1. Niveles De Desempeño Alcanzado Para Los Sismos En Dirección X módulo A. 89	

4.6.5.2. Niveles De Desempeño Alcanzado Para Los Sismos En Dirección Y módulo A.
89

4.7.	ESTIMACIÓN DE DAÑO CON HAZUS-MH 2.1.....	89
4.7.1.	Tipo de estructura Modelo	90
4.7.2.	NIVELES DE DAÑO.	90
4.7.3.	Curvas de Fragilidad Estructural.....	92
4.7.4.	Estimación de Daños.....	96
5.	CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	114
5.1.	CONCLUSIONES	114
5.2.	RECOMENDACIONES	116
6.	CAPITULO VI: PATOLOGIAS DEL CONCRETO ARMADO	125
6.1.	Introducción a Patología del concreto armado.....	125
6.1.1.	Origen Mecánico.	126
6.1.1.1.	Fisuras por esfuerzo de flexión.	127
6.1.1.1.1.	Figuración transversal en vigas y viguetas debida a esfuerzos de tracción.	128
6.1.1.1.2.	Fisuración inclinada en vigas y viguetas debida a esfuerzos cortantes.	131
6.1.1.1.3.	Fisuración longitudinal en vigas, en encuentro con viguetas (cara superior) 133	
6.1.1.1.4.	Fisuración longitudinal en losas.....	134
6.1.1.2.	Fisuras por esfuerzos de flexo compresión.	135
6.1.1.2.1.	Fisuración longitudinal en pilares. (Fisuras por compresión).	135
6.1.1.2.2.	Fisuración inclinada en pilares. (Fisuras por cortante)	136
6.1.1.2.3.	Fisuración transversal en pilares. (Fisuras por pandeo).....	136
6.1.1.3.	Deformaciones excesivas.	137
6.1.1.3.1.	Fisuración en muros.....	137
6.1.1.4.	Origen Higrotérmico.....	138
6.1.1.4.1.	Manchas de humedad	138
6.1.1.4.2.	Asentamiento Plástico del Concreto.....	138
6.1.1.4.2.1.	Fisuración longitudinal en losas marcando la posición de la armadura de momento negativo.	139
6.1.1.4.2.2.	Fisuración longitudinal o transversal en vigas marcando la posición de la armadura principal o estribos.	139

6.1.1.4.2.3. Fisuración transversal en pilares marcando la posición de los estribos.	139
6.1.1.4.3. Retracción Plástica del Concreto.....	139
6.1.1.4.3.1. Fisuras distribuidas aleatoriamente en la cara superior de losas.....	140
6.1.1.4.3.2. Fisuras paralelas en la cara superior de losas.....	140
6.1.1.4.4. Retracción hidráulica del concreto.....	141
6.1.1.4.4.1. Fisuración transversal en losas.	142
6.1.1.4.4.2. Fisuración longitudinal siguiendo la dirección de las vigas.	142
6.1.1.4.5. Variaciones Térmicas.	143
6.1.1.4.5.1. Fisuración en losas de cubierta.	143
6.1.1.4.5.2. Fisuración en la unión de la losa de cubierta con la fachada.....	143
6.1.1.5. Patologías de Origen Químico.	143
6.1.1.5.1. Ataque Químico Árido-Álcali.	143
6.1.1.5.1.1. Fisuración en estrella.....	144
6.1.1.5.2. Ataque Químico por sulfatos.	144
6.1.1.5.2.1. Fisuración de distribución aleatoria.....	144
6.1.1.5.3. Ataque Químico por aguas y ácidos (Lixiviación).....	145
6.1.1.5.3.1. Áridos vistos, lavado superficial y descalcificación.	145
6.1.1.6. Patologías de Origen Electroquímico. (Patologías de la Armadura.)	145
6.1.1.6.1. Fisuras por corrosión de armaduras.	146
6.1.1.6.1.1. Fisuración longitudinal marcando la posición de la armadura principal.	147
6.1.1.6.1.2. Fisuración transversal marcando la posición de los estribos.....	148
6.1.1.6.2. Manchas de óxido marcando la posición de las armaduras.....	148
6.1.1.6.3. Reducción de la sección de la armadura de acero.	149
6.1.1.6.4. Reducción de la tensión de adherencia entre armadura y concreto.....	149
6.2. PATOLOGIA DE ALBAÑILERIA	150
6.2.1. Deficiencia de ejecución y/o materiales	150
6.2.1.1. Falta de adherencia entre el mortero y el ladrillo.	150
6.2.1.2. Morteros mal elaborados	151
6.2.1.3. Falta de traba en las esquinas	151
6.2.1.4. Uniones a paredes existentes	152

6.2.2.	Acciones mecánicas exteriores.....	153
6.2.2.1.	Cargas puntuales en los muros.....	153
6.2.2.2.	Cargas uniformes sobre muros de sección variable.....	153
6.2.2.3.	Muros sometidos a estados de carga muy diferentes.....	154
6.2.2.4.	Flechas en vigas y forjados.....	154
6.2.2.5.	Apoyo en los extremos.....	155
6.2.2.6.	Aberturas.....	156
6.2.3.	Acciones Higrotérmicas.....	156
6.2.3.1.	Empuje entre muros adyacentes.....	156
6.2.3.2.	Grietas por contracción térmica.....	157
6.2.3.3.	Movimientos horizontales.....	157
6.2.4.	Asentamientos diferenciales de los cimientos.....	158
6.3.	INSPECCION Y EVALUACION DE LA EDIFICACION.....	159
6.3.1.	INSPECCION DE ELEMENTOS Y DETECCION DE POSIBLES DETERIOROS. 160	
6.3.2.	DICTAMEN FINAL DE LA ITE (FAVORABLE O DESFAVORABLE).....	160
6.3.3.	TECNICAS INSTRUMENTOS E INFORMES O FUENTES PARA OBTENER LOS DATOS 161	
6.3.4.	ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	168
6.3.5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	168
7.	CAPITULO VII: ANEXOS.....	172
7.1.	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	172
7.2.	METRADOS DE CARGAS.....	187
7.3.	ESTUDIO DE SUELOS.....	200
7.4.	PANEL FOTOGRAFICO.....	214
7.5.	CERTIFICADOS DE CALIDAD.....	219
7.5.1.	Certificado de calidad del concreto.....	219
7.5.2.	Certificado de ensayo a tracción del acero.....	231
7.6.	PLANOS.....	232

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II

Tabla 2. 1. Características probabilísticas de ocurrencia de los sismos de diseño. Fuente: (SEAOC, 1995, pág. 171)	13
Tabla 2. 2. Aceleración máxima en roca para los sismos de diseño en la costa oeste de américa del sur. Fuente: (Muñoz A. , 2005, pág. 171).....	13
Tabla 2. 3. Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC. Fuente: (Muñoz A. , 2005, pág. 171).	15
Tabla 2. 4 Combinación de Niveles de Comportamiento Estructural Y No Estructural para formar Niveles de Desempeño del edificio.	28
Tabla 2. 5. Objetivos de seguridad básicas para estructuras convencionales.....	29
Tabla 2. 7. Niveles De Demanda Sísmica Y Desempeño Esperado SEAOC.	32
Tabla 2. 8. Niveles de amenaza sísmica establecidos por el Comité VISION 2000.....	34

CAPITULO IV

Tabla 4. 1. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C1.	55
Tabla 4. 2. Criterios de aceptación de la articulación C1.....	55
Tabla 4. 3. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C2.	56
Tabla 4. 4. Criterios de aceptación de la articulación C2.....	56
Tabla 4. 5. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C3.	57
Tabla 4. 6. Criterios de aceptación de la articulación C3.....	57
Tabla 4. 7. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C4.	58
Tabla 4. 8. Criterios de aceptación de la articulación C4.....	58
Tabla 4. 9. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C4.	59
Tabla 4. 10. Criterios de aceptación de la articulación C5.....	59
Tabla 4. 11. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-101.	60
Tabla 4. 12. Criterios de aceptación de la articulación V-101	60
Tabla 4. 13. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-102.	61
Tabla 4. 14. Criterios de aceptación de la articulación V-102.	62
Tabla 4. 15. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-103.	63
Tabla 4. 16. Criterios de aceptación de la articulación V-102.	63

Tabla 4. 17. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-101’	64
Tabla 4. 18. Criterios de aceptación de la articulación V-101’	64
Tabla 4. 19. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-102’	65
Tabla 4. 20. Criterios de aceptación de la articulación V-102’	65
Tabla 4. 21. Valores de la aceleración espectral y de los coeficientes de amplificación.	67
Tabla 4. 22. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.	70
Tabla 4. 23. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.	71
Tabla 4. 24. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.	73
Tabla 4. 25. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.	73
Tabla 4. 26. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.	75
Tabla 4. 27. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.	76
Tabla 4. 28. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.	78
Tabla 4. 29. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.	78
Tabla 4. 30. Coeficientes sísmicos para cada sismo.	79
Tabla 4. 31. Coeficientes sísmicos para cada sismo.	79
Tabla 4. 32. Puntos de desempeño de la estructura módulo “A” sismo en Y.	79
Tabla 4. 33. Puntos de desempeño de la estructura módulo “B” sismo en X.	80
Tabla 4. 34. Puntos de desempeño de la estructura módulo “B” sismo en Y.	80
Tabla 4. 35. Desplazamiento de los puntos de desempeño.	81
Tabla 4. 36. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.	81
Tabla 4. 37. Niveles alcanzados de la estructura modulo A sismo X.	82
Tabla 4. 38. Desplazamientos de los puntos de desempeño.	83
Tabla 4. 39. Desplazamientos de los puntos de desempeño.	83
Tabla 4. 40. Niveles alcanzados de la estructura modulo A sismo en Y.	84
Tabla 4. 41. Desplazamientos de los puntos de desempeño.	85
Tabla 4. 42. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.	85
Tabla 4. 43. Niveles alcanzados de la estructura modulo B sismo en X.	86
Tabla 4. 44. Desplazamientos de los puntos de desempeño.	87
Tabla 4. 45. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.	87
Tabla 4. 46. Niveles alcanzados de la estructura modulo B sismo en Y.	88
Tabla 4. 47. Tipo de estructura - modelo de estructura.	90

Tabla 4. 48. Daño en Elementos Estructurales.....	91
Tabla 4. 49. Daño en Elementos No Estructurales: Tabiques.	91
Tabla 4. 50. Daño en Contenido: Equipos electro-mecánicos, tuberías y conductos.....	92
Tabla 4. 51 Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño Estructural en Estructuras C2M Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar β	93
Tabla 4. 52. Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño no Estructural en Estructuras C2M Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar (β).....	94
Tabla 4. 53 Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño en Contenidos en Estructuras C2M Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar (β).....	94
Tabla 4. 54. Aceleración y desplazamiento espectral modulo B.....	97
Tabla 4. 55. Aceleración y desplazamiento espectral modulo B.....	97

CAPITULO VI

Tabla 6. 1. Patología del concreto armado.	126
Tabla 6. 2. Posibles resultados de una ITE.....	161

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I

Figura 1. 1. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú. Fuente: E-030-Diseño Sísmico Resistente Perú.	3
--	---

CAPITULO II

Figura 2. 1. Esquema de la técnica del Pushover. Fuente: (OSORIO, 2006).....	10
Figura 2. 2. Curva de Capacidad. Fuente: (OSORIO, 2006).....	12
Figura 2. 3. Espectro de la Uniform Building Code (UBC). Fuente: (Merino Zelada, 2014) .	14
Figura 2. 4. Espectro elástico de la Norma Peruana. Fuente: (Merino Zelada, 2014)	14
Figura 2. 5. Espectro de la UBC para sismo raro. Fuente: (Merino Zelada, 2014).....	15
Figura 2. 7. Espectro de demanda del terremoto de mayo 1970- Perú. Fuente: (Chunque Pajares , 2013).....	16
Figura 2. 8. Espectro de aceleración elástico de la norma peruana.....	17
Figura 2. 9. Espectro de demanda de la norma peruana. Fuente: (Chunque Pajares , 2013)...	17
Figura 2. 10. Punto de demanda en la curva de capacidad.....	18
Figura 2. 11. Espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica.	18
Figura 2. 12. Intercepción del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico.....	19
Figura 2. 13. Intercepción del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica.	19
Figura 2. 14. Espectro de demanda reducido.	21
Figura 2. 15. Intersección del espectro de capacidad y las líneas de periodo secante.	21
Figura 2. 16. Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos....	22
Figura 2. 17. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV.	22
Figura 2. 18. Sectorización de la curva de capacidad (Fuente: SEAOC, 1995).....	32
Figura 2. 19. Esclerómetro. Fuente: (F. Ortega, 2007)	37
Figura 2. 20. Electro-acústico. Fuente: (F. Ortega, 2007).....	38
Figura 2. 21. Sonda Windsor. Fuente: (F. Ortega, 2007).....	39
Figura 2. 22. Modelo Elastoplastico Perfecto Del Acero. Fuente: (Fernandez V., 2006).....	42
Figura 2. 23. Modelo Trilineal. Fuente: (Fernandez V., 2006, pág. 171)	42

Figura 2. 24. Modelo Elastoplastico Con Endurecimiento Curvo. Fuente: (Fernandez V., 2006).....	43
Figura 2. 25. Sección Típica De Viga Y Columna.....	43
Figura 2. 26. Curva De Esfuerzo Deformación Para El Concreto Confinado Y Sin Confinar. Fuente: (Fernandez V., 2006, pág. 171).....	44
Figura 2. 27. Modelo modificado Honestad. Fuente: (Ottazzi, 2003, pág. 171).....	45
Figura 2. 28. Modelo del CEB. Fuente: (Ottazi, 2003).....	45
Figura 2. 29. Modelo de Kent y Park para concretos confinado por estribos rectangulares. Fuente: (OTTAZI, 2003).....	46
Figura 2. 30. Modelo Mander.....	47

CAPITULO IV

Figura 4. 1. Perfil estratigráfico calicata 01. Fuente: Estudio de suelos.	51
Figura 4. 2. Perfil estratigráfico calicata 02. Fuente: Estudio de suelos.	51
Figura 4. 3. Diagrama momento Giro simplificado. Fuente: Fernández 2006.....	52
Figura 4. 4. Identificación de respuesta limite en una columna. Fuente: (FEMA, 1996).	53
Figura 4. 5. Identificación de respuesta limite en una viga. Fuente: (FEMA, 1996).	53
Figura 4. 6. Ubicación General de las rotulas a analizar en columnas.....	54
Figura 4. 7. Diagrama Momento Giro para C1.	55
Figura 4. 8. Diagrama Momento Giro para C2.	56
Figura 4. 9. Diagrama Momento Giro para C3.	57
Figura 4. 10. Diagrama Momento Giro para C4.	58
Figura 4. 11. Criterios de aceptación de la articulación C3.	59
Figura 4. 12. Ubicación de las rotulas a analizar en vigas.	60
Figura 4. 13. Diagrama Momento Giro para v-101.....	61
Figura 4. 14. Ubicación de las rótulas plásticas en v-102.	61
Figura 4. 15. Diagrama Momento Giro para v-102.....	62
Figura 4. 16. Ubicación de las rótulas plásticas en v-103.	62
Figura 4. 17. Diagrama Momento Giro para v-103.....	63
Figura 4. 18. Ubicación de las rótulas plásticas en v-101'.....	64

Figura 4. 19. Diagrama Momento Giro para v-101'	64
Figura 4. 20. Ubicación de las rótulas plásticas en v-102'	65
Figura 4. 21. Diagrama Momento Giro para v-102'	65
Figura 4. 22. Espectro de respuesta calculado.....	68
Figura 4. 23. Curva de capacidad modulo A (sismo en X).	69
Figura 4. 24. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X.	70
Figura 4. 25. Curva de Capacidad Modulo A (sismo en Y).	71
Figura 4. 26. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en Y.	72
Figura 4. 27. Curva de capacidad modulo B (sismo en X).	74
Figura 4. 28. Sectorización de la Curva de Capacidad modulo B para el Sismo en X.	75
Figura 4. 29. Curva de capacidad modulo "B" (sismo en Y.).	76
Figura 4. 30. Sectorización de la Curva de Capacidad modulo B para el Sismo en Y.	77
Figura 4. 31 Curva de fragilidad Estructural para Nivel de Diseño sísmico Alto. Daño Estructural C2M.	95
Figura 4. 32 Curva de fragilidad Estructural para Nivel de Diseño sísmico Alto. No Daño Estructural C2M.	95
Figura 4. 33. Curva de fragilidad Estructural para Nivel de Diseño sísmico Alto. Daño En Contenido C2M.	96
Figura 4. 34 Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "X" modulo A.	98
Figura 4. 35. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "Y" modulo A.	99
Figura 4. 36. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico Ocasional dirección "X" modulo A.	100
Figura 4. 37. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico Ocasional dirección "Y" modulo A.	101
Figura 4. 38. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "X" modulo A.	102
Figura 4. 39. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "Y" modulo A.	103

Figura 4. 40. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "X" modulo A.....	104
Figura 4. 41. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "Y" modulo A.....	105
Figura 4. 42. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "X" modulo B.....	106
Figura 4. 43. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "Y" modulo B.....	107
Figura 4. 44. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico ocasional dirección "X" modulo B.....	108
Figura 4. 45. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico ocasional dirección "Y" modulo B.....	109
Figura 4. 46. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "X" modulo B.....	110
Figura 4. 47. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "Y" modulo B.....	111
Figura 4. 48. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "X" modulo B.....	112
Figura 4. 49. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "Y" modulo B.....	113

CAPITULO VI

Figura 6. 1. Fisuras transversales en vigas debido a esfuerzos de tracción. Fuente: (Stuardo P., 2008, pág. 172).....	128
Figura 6. 2. Ejemplo de fallo a flexión (tracción) en viga de concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	129
Figura 6. 3. Fisuras transversales en zonas de tracción. Fuente: (Stuardo P., 2008)	130
Figura 6. 4. Ejemplo de fallo a flexión (compresión) en vigas de concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	131
Figura 6. 5. Ejemplo de fisuras inclinada en vigas.....	132
Figura 6. 6. Fisuración por compresión oblicua del alma. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	133
Figura 6. 7. Fisuración por fallo de anclaje. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	133

Figura 6. 8. a) Fisuración por agotamiento de la armadura transversal de tracción b)	
Fisuración por combinación de cortante y flexión. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	133
Figura 6. 9. Planta superior del forjado. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	134
Figura 6. 10. Fisuración longitudinal en columnas por compresión. Fuente: (Stuardo P., 2008).	135
Figura 6. 11. Fisuración inclinada en columnas por cortante. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	136
Figura 6. 12. Fisuración transversal en pilares debida al pandeo. Fuente: (STUARDO P., 2008).....	137
Figura 6. 13. Influencia de las fisuras en la corrosión. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	137
Figura 6. 14. Fisuración en muros por deformación excesiva. Fuente: (Stuardo P., 2008)....	138
Figura 6. 15. Fisuras distribuidas aleatoriamente en la cara superior de losas debido a la retracción plástica del concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	140
Figura 6. 16. Fisuras paralelas en la cara superior de losas debido a la retracción plástica del concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	141
Figura 6. 17. Fisuración transversal en losas debido a la retracción hidráulica del concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	142
Figura 6. 18. Fisuración longitudinal siguiendo la dirección de las vigas debido a la retracción hidráulica del concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	142
Figura 6. 19. Fisuración en estrella por ataque químico árido – álcali. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	144
Figura 6. 20. Fisuración de distribución aleatoria por ataque químico de sulfatos. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	145
Figura 6. 21. Factores que posibilitan la corrosión en la estructura. Fuente: (Stuardo P., 2008)	146
Figura 6. 22. Efectos de la corrosión en estructuras de concreto armado. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	146
Figura 6. 23. Fisuración del concreto, radial a las barras de refuerzo. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	147
Figura 6. 24. Fisuración longitudinal marcando la posición de la armadura principal Fuente: (Stuardo P., 2008).....	148

Figura 6. 25. Fisuración transversal marcando la posición de los estribos. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	148
Figura 6. 26. Manchas de óxido marcando la posición de las armaduras. Fuente: (Stuardo P., 2008).....	149
Figura 6. 27. Falta de adherencia entre el mortero y el ladrillo. Fuente: (Cámara , 2010).	151
Figura 6. 28. Como se debe hacer el trabado de los ladrillos. Fuente: (Cámara , 2010).....	152
Figura 6. 29. Unión entre paredes. Fuente: (Cámara , 2010).	152
Figura 6. 30. Cargas puntuales en muros. Fuente: (Cámara , 2010).....	153
Figura 6. 31. Cargas uniformes sobre muros de sección variable. Fuente: (Cámara , 2010)..	154
Figura 6. 32. Cargas uniformes flecha en vigas y losas. Fuente: (Cámara , 2010).	155
Figura 6. 33. Generación de esfuerzos rasantes, de tracción y compresión. Fuente: (Cámara , 2010).....	155
Figura 6. 34. Apoyo en los extremos. Fuente: (Cámara , 2010).	156
Figura 6. 35. Fisuras en aberturas. Fuente: (Cámara , 2010).	156
Figura 6. 36. Empuje entre muros adyacentes. Fuente: (Cámara , 2010).....	157
Figura 6. 37. Grietas por contracción térmica. Fuente: (Cámara , 2010).....	157
Figura 6. 38. Casos típicos de asentamiento. Fuente: (Cámara , 2010).....	159
Figura 6. 39. Ficha de evaluación.	162
Figura 6. 40. Plano del edificio.	163
Figura 6. 41. Fisura en la junta primer piso.....	164
Figura 6. 42. Fisura en la junta segundo piso.....	165
Figura 6. 43. Fisura en la junta tercer piso.	166
Figura 6. 44. Fisura en la junta cuarto piso.	167

RESUMEN

Es muy importante conocer el comportamiento sísmico de las edificaciones sobre todo si estas edificaciones son de importancia como centros educativos, ya que ponen en juego las vidas de los ocupantes, por eso se realizó el estudio del comportamiento sísmico usando el procedimiento del análisis estático no lineal (AENL) de dos módulos del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. El cual está ubicado en la Baños del Inca Cajamarca Teniendo como base el expediente técnico de dicho centro de formación profesional, del cual se ha tomado las propiedades físicas y geométricas; el desempeño se determinó usando el procedimiento propuesto por ATC-40 (Applied Technology Council) y escalas o niveles tomados de instituciones como el ATC-40 (Applied Technology Council) y comité VISION 2000(SEAOC-1995), se procedió a modelar usando el programa Sap2000 v15. Primero se define un caso de carga gravitacional no lineal “CG-NL” en este caso están la carga muerta como la carga viva, Luego, se define un caso de Carga lateral no lineal “Pushover”, que se inicia en la deformada final del caso gravitacional no lineal “CG-NL” en este caso esta los patrones de carga, se colocan las rotulas plásticas en vigas y columnas. Luego se inicia la simulación de la forma en que la estructura incursiona en el rango plástico, lo cual se logra con la determinación de la curva de capacidad. Luego se aplican las aceleraciones asociadas para la costa del Perú 0.2g para sismos frecuentes, 0.25g para sismos ocasionales, 0.4g para sismos raros y 0.5g para sismos muy raros Finalmente el nivel de desempeño de la estructura se obtiene hallando el punto de desempeño de la estructura que se obtiene superponiendo las gráficas del espectro de demanda y el espectro de capacidad

Palabras claves:

Análisis estático no lineal - Pushover- curva de capacidad.

ABSTRACT

It is very important to understand the seismic behavior of buildings especially if these buildings are important as schools, since at stake the lives of the occupants, so the study of the seismic behavior was performed using the method of nonlinear static analysis (AENL) two modules of the four-story building for workshops and classrooms technology-purpose training center Senati - Cajamarca. Which is located in Cajamarca Inca Baths On the basis of the technical file of the training center, which has taken the physical and geometric properties; performance was determined using the method proposed by ATC-40 procedure (Applied Technology Council) and scales or levels taken from institutions such as the ATC-40 (Applied Technology Council) and committee VISION 2000 (SEAOC-1995), we proceeded to model using the program SAP2000 v15. First case of nonlinear gravitational charge "CG-NL" in this case is the dead load and live load is defined, then a case of nonlinear lateral load "Pushover," which starts at the end of the defined deformed nonlinear gravitational case "CG-NL" in this case the load patterns, the plastic hinges are placed on beams and columns.luego simulating how the structure penetrates into the plastic range starts, which is achieved with the determination of the capability curve. Accelerations associated to the coast of Peru to frequent earthquakes 0.2g, 0.25g for occasional earthquakes, 0.4g to 0.5g for rare earthquakes and rare earthquakes are then applied Finally the performance level of the structure is obtained by finding the point of performance of the structure obtained by overlaying the graphs of the spectrum and the spectrum demand of capacity

Keywords:

Nonlinear Static Analysis - Pushover- Capacity Curve.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación se realizó con el fin de analizar el edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati Cajamarca y verificar el desempeño de la misma, esto se logró determinado el punto de desempeño propuesto en ATC-40 y la manera en que la estructura va incursionado en el rango plástico, al aplicar separadamente los niveles de desempeño tomados de instituciones como el ATC-40 (Applied Technology Council) (ATC, 1996, pág. 170) y comité VISION 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171).

El trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

En el **capítulo I**, “Problema de investigación” se plantea el problema de la investigación del comportamiento sísmico edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati Cajamarca, se describe el planteamiento del problema, se explica la formulación del problema, justificación y alcance de la investigación, además se presenta la hipótesis y los objetivos que se espera cumplir. De igual manera se describe el tipo de investigación, tipo de análisis y diseño de la investigación. En el **capítulo II**, “Marco teórico” se presenta la relación que existía entre el problema particular de estudio y las teorías e investigación similares realizadas anteriormente. Así mismo se explica conceptos relacionados con la investigación y las bases teóricas empleadas. En el **capítulo III**, “Metodología”, se describe el procedimiento el tipo de estudio, la población las técnicas de recolección de datos, se describe como se procesan los datos y se explica cómo se presentaran los datos. En el **capítulo IV**, “Resultados y Discusiones” en este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis. Se describe las propiedades de los materiales, se obtiene el diagrama momento giro, la curva de capacidad de la estructura y se determinan los puntos de desempeño sísmico, se calculan los niveles de desempeño alcanzado por la estructura. En el capítulo V, “Conclusión y Recomendaciones” se describe las conclusiones del trabajo en el que se resumen los resultados de la investigación. En el **capítulo VI**, “Aporte” en este capítulo se hace una evaluación de la edificación usando métodos de patologías de la estructura para concreto armado ya que este en el primer resultado del desempeño.

CAPÍTULO I

1. CAPITULO I. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. PLANEAMIENTO DEL PROBLEMA

El área de estudio se encuentra en el departamento de Cajamarca, provincia de Cajamarca, distrito de Baños del Inca la cual corresponde a la franja peruana comprendida en la zona 3 (Sismicidad alta) de la zonificación sísmica del territorio peruano según el Reglamento Nacional de Construcciones y acorde a la Norma Técnica de Edificación E-030-Diseño Sismo Resistente 2014 ver Figura 1.1.

En los últimos 50 años podemos indicar que el terremoto más fuerte en la zona fue el que se desarrolló en el año de 1970 Su epicentro se localizó frente a las costas de las ciudades de Casma y Chimbote, en el Océano Pacífico. Su magnitud fue de 7,8 grados en la escala de Richter y alcanzó una intensidad de hasta X y XI grados en la escala de Mercalli entre Chimbote y Casma en el departamento de Ancash, que se cataloga como medianamente fuerte a Fuerte.

En el mapa de zonificación adjunto (ver Figura 1.1) se puede notar que la faja circumpacífica donde se encuentra la costa peruana y la cordillera occidental, son zonas de alta y continua actividad sísmica las cuales están relacionadas con presencia de las fosas oceánicas (zonas de subducción, encuentro de las placas marinas y las placas continentales, aquí es importante destacar la acción potente de la placa de Nazca) y los arcos de islas adyacentes, creando posibilidad de ocurrencia de sismos en la región continental y medio marino.

Es por ello uno de los enfoques usados en el diseño Sismorresistente es el desempeño de la estructura, en edificios proyectados se emplea de acuerdo con la función que la estructura va a cumplir, haciendo que esta cumpla completamente su rol. También se emplea para los edificios ya construidos, donde se realizan estudios ya sea para determinar el nuevo comportamiento por cambio de uso, o si estas tienen mucho de funcionamiento.

La presente investigación determinará el desempeño sísmico del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati –

Cajamarca” de categoría esencial (centro educativo) según el comité Visión 2000, construido durante el año 2013 cuya estructura de 4 niveles por un sistema dual (pórticos y placas).

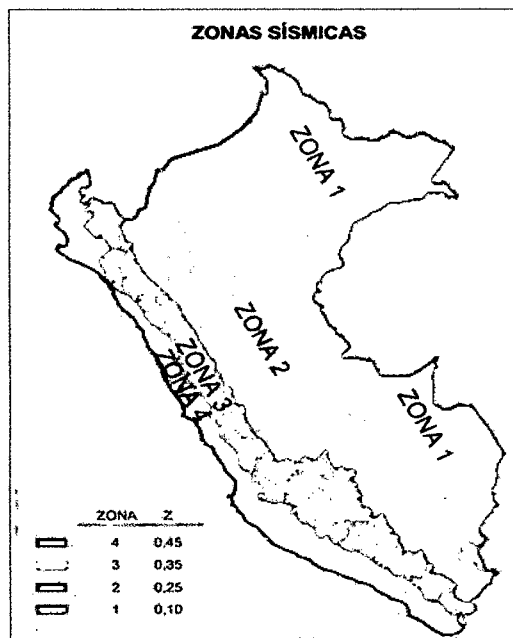


Figura 1. 1. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú. **Fuente:** E-030-Diseño Sísmico Resistente Perú.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Figura N° 1.1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (NORMA E.030, pág. 171)

1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA

Para esta tesis el problema se formula mediante la siguiente pregunta:

¿Cuál es el comportamiento Sismorresistente de la estructuras de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional. Senati – Cajamarca frente a sismos propuestos por instituciones como el ATC-40 (Applied Technology Council) (ATC, 1996, pág. 170) y comité VISION 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171).

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

La importancia de la investigación radica en que se determinará la respuesta o capacidad que

desarrollaría el edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca frente a la ocurrencia de ciertos tipos de sismos ya sean leves, moderadas o severas así como también establecer si su desempeño sísmico es bueno o no, usando para ello diversos tipos de sismos a los que se someten la estructuras, así mejorar la seguridad estructural para los ocupantes del edificio.

Esta tesis es de utilidad académica, en el sentido de que contribuye a utilizar conceptos y procedimientos orientados, no solo a la evaluación sino también al diseño Sismorresistente de edificaciones.

1.4. ALCANCES Y LIMITACION

En esta investigación se determinara el nivel de desempeño sísmico del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca de categoría esencial (centro educativo), construido durante el año 2013 cuya estructura de 4 niveles por un sistema dual (pórticos y placas). Utilizando métodos analíticos y procesando la información mediante la simulación de un modelo estructural en el programa SAP 2000 V.15.

Para estimar la respuesta de la estructura se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología del ATC-40 (ATC-40, 1996, pág. 170), así mismo la calificación se tomó de instituciones como el ATC-40 (Applied Technology Council) y comité VISION 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171).

En cuanto a las limitaciones de esta metodología es que solo toma en cuenta la superestructura, dejando de lado la subestructura que para el estudio del comportamiento sismorresistente de una edificación es muy importante tomar en cuenta, por ejemplo el tipo de suelo, los materiales que se usaran en dicha cimentación.

1.5. HIPÓTESIS

El comportamiento Sismorresistente del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. Es el adecuado para los movimientos sísmicos de diseño propuestos por instituciones como el ATC-

40 (Applied Technology Council) (ATC-40, 1996, pág. 170) y comité VISION 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171).

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivos generales

- **Analizar el comportamiento** sismorresistente de un edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Analizar el desempeño sismorresistente de un edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. **Mediante el ATC-40** (ATC-40, 1996, pág. 170).
- Identificar los **puntos de falla** de la estructura al aplicar separadamente los niveles de desempeño tomados de instituciones como el **ATC-40** (ATC-40, 1996, pág. 170). y **comité VISION 2000** (SEAOC, 1995, pág. 171)
- Determinar los **desplazamientos** asociados a las sollicitaciones sísmicas que se filtre en el modelo estructural mediante ATC-40 (ATC-40, 1996, pág. 170) y comité VISION 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171).

1.7. TIPO DE INVESTIGACION Y ANALISIS

1.7.1. TIPO DE INVESTIGACION

La investigación es de tipo descriptiva, en ella se describe el comportamiento sismorresistente del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. Frente a la ocurrencia de sismos. Se realizó el modelamiento de la estructura, se definió secciones y materiales empleados, luego se ingresaron las cargas muertas como viva para cada nivel.

1.7.2. TIPO DE ANALISIS

Es de tipo descriptivo, se describe el comportamiento sismorresistente de la estructura mediante la simulación de sismos propuestos por ATC-40 (Applied Technology Council) (ATC-40, 1996, pág. 170) y comité VISION 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171) en ella se

determina los desplazamientos y se identifica los puntos de falla si es que la estructura fallaría.

1.8. DISEÑO DE LA INVESTIGACION DEL PLAN COMO DESARROLLO DE LA INVESTIGACION

1.8.1. EL UNIVERSO DE LA INVESTIGACION

El universo está conformado por dos módulos que forman parte de talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. Estos dos módulos son edificios con sistema dual los cuales tienen talleres, aulas y servicios higiénicos.

1.8.2. MUESTRA – UNIDAD DE ANALISIS

La muestra corresponde al edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. Es una estructura de concreto armado con pórticos y placas de cuatro niveles.

En el Primer Nivel se tiene: 01 Taller Mecánica Automotriz, 01 Almacén, 02 Oficinas, 01 Taller Confecciones Textiles, 01 Laboratorio, 01 Cuarto de Redes, 01 Pasadizo, 01 Escalera de acceso a niveles superiores y 01 Patio.

En el Segundo Nivel se tiene: 01 Aula Patronaje, 02 Aulas Tecnológicas – Uso Múltiple, 01 Oficina de Instructores, SSHH Varones, 01 SSHH Damas y 01 Pasadizo de Circulación.

En el Tercer Nivel se tiene: 02 Aulas Tecnológicas – Uso Múltiple, 01 Oficina Instructores, 01 taller – Controles Industriales, 01 Almacén, 01 Oficina y 01 Pasadizo de circulación.

En el Cuarto Nivel se tiene: 04 Aulas, 01 SSHH Damas, 01 SSHH Varones, 01 Oficina Instructor, 01 Pasadizo de circulación. No hay azotea. Será cobertura metálica con calamina y a 2 aguas la cual para el análisis se considera como peso de la estructura.

CAPITULO II

2. CAPITULO II. MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO

La aplicación del Análisis Estático No Lineal (Análisis Pushover) ha sido reconocida y usada ampliamente en todo el mundo como una herramienta potente e importante para calcular e investigar el desarrollo de los desplazamientos del nivel superior de una edificación en relación al cortante basal inducido, esto mediante la aplicación de fuerzas laterales equivalentes con incrementos monolíticos y con invariante distribución a través del desarrollo de toda la altura del edificio; lo que permite desarrollar la capacidad última del edificio ante fuerzas laterales sísmicas. En cuanto a estudios realizados en estructuras de la Universidad Nacional de Cajamarca tenemos:

En el año 2010 se realizó el Desempeño sismorresistente del edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca, tesis presentada por el Ing. William Homero Bardales Chiquilín. El estudio determinó el desempeño de la edificación frente a las diversas amenazas sísmicas ya sean leves, moderadas o severas; así como también estableció el desempeño sísmico de la estructura, usando para ello diversos tipos de sismos a los que se someten las estructuras en éste tipo de estudio de acuerdo a distintos enfoques y normas, para lo cual se modeló la estructura usando el programa SAP2000 con la información existente de la estructura (planos y ensayos no destructivos). Encontrándose desplazamiento en el módulo A de 1.444cm. 2.091 cm. 4.905 cm. Y desplazamiento para el módulo B de 1.43cm. 2.082 cm. 3.36 cm. 4.879 cm. No existe falla por choque (BARDALES CHUQUILIN, 2010, pág. 170).

En el 2013 se realizó el estudio del Nivel de Desempeño Sísmico del edificio "A" de la Universidad Privada del Norte- sede Cajamarca. Por el ing. Juan Carlos Chunque Pajares. El estudio muestra que el nivel de desempeño para la demanda sísmica calculada según la norma E.030 (espectro de diseño), es excelente; alcanza una deriva de 0.15% ($D_t=2.2$ cm), y permanecería en el rango operacional con un comportamiento elástico. Además su punto de desempeño se encuentra por debajo al sismo frecuente (CHUNQUE PAJARES , 2013, pág.

170).

En el 2013 se realizó el estudio Desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca, por el ing. Luis Emilio Merino Zelada. El estudio determinó el comportamiento sismorresistente para diferentes tipos de sismos propuestos comité VISION 2000(SEAOC-1995), así como la deriva de entrepisos propuestos en el reglamento nacional de edificaciones E.030 diseño sismorresistente (MERINO ZELADA, 2014, pág. 171).

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”

INTRODUCCIÓN.

Conocer el comportamiento de una estructura ante demandas sísmicas es de mucha importancia, sobre todo en aquellas que se encuentran construidas o que se piensan construir en zonas de fuerte actividad sísmica. La cedencia de los elementos y fallas que se producen cuando la demanda sísmica es mayor que la capacidad estructural, ponen de manifiesto la necesidad de evaluar las estructuras utilizando métodos modernos, en los cuales se toma en cuenta el desempeño por sismo de las edificaciones, considerando un posterior comportamiento no lineal de los materiales. (GUEVARA MORALES, OSORIO RODRÍGUEZ , & ARTURO VARGAS, 2006, pág. 171)

Las características no lineales de los materiales se incorporan directamente en un análisis de Pushover, que inicialmente se realizó para modelos bidimensionales, pero que con el paso del tiempo fue evolucionando trascendiendo en su aplicación a los modelos espaciales. Las limitaciones y desventajas que inicialmente tenía la aplicación del método, se fueron reduciendo con los cambios que sufrió la técnica de Pushover, como por ejemplo el uso del análisis de Pushover controlados y no controlados, el uso del patrón de cargas laterales y el patrón de desplazamientos en lugar de fuerzas, han logrado que el método adquiriera ventajas en su aplicación. (GUEVARA MORALES, OSORIO RODRÍGUEZ , & ARTURO VARGAS, 2006, pág. 171)

En este capítulo se desarrolla la técnica tradicional de Pushover para modelos bidimensionales, con todos los parámetros que se tienen que definir para su aplicación. Un

apartado de gran importancia es en la que se definen los diferentes modelos del comportamiento histeréticos del concreto reforzado propuestos por diferentes investigadores. De igual manera se desarrollan los conceptos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas del ATC-40. Se pretende sentar las bases y los criterios de calificación de la respuesta sísmica de las edificaciones que permitan tomar decisiones respecto del comportamiento esperado durante un sismo, basadas en los conceptos de desempeño sísmico, desde el punto de vista estructural y no estructural, para diferentes niveles de movimiento del terreno (GUEVARA MORALES, OSORIO RODRÍGUEZ , & ARTURO VARGAS, 2006, pág. 171).

2.2.1.1. DEFINICIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.

El análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis no lineal estático, es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal.

En este contexto el análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis no lineal dinámico. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica de Pushover para encontrar la curva de capacidad de carga de las estructuras bajo demandas sísmicas. (GUEVARA MORALES, OSORIO RODRÍGUEZ , & ARTURO VARGAS, 2006, pág. 171).

El uso de La Técnica del Pushover data alrededor del año de 1970, al principio no tuvo mucha aceptación, pero fue durante los últimos 10 y 15 años que adquirió importancia debido a su fácil aplicación y buenas aproximaciones en los resultados obtenidos. Todas las publicaciones que inicialmente se elaboraron de este método estuvieron enfocadas en discutir las ventajas y desventajas que conlleva la aplicación de la Técnica de Pushover, comparándola con los procedimientos elásticos lineales y los procedimientos dinámicos no lineales (Krawinkler & Seneviratna, 1998, pág. 171).

2.2.1.1.1. LA TÉCNICA DE PUSHOVER TRADICIONAL.

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la proporción de sobrerresistencia.
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- Como alternativa de rediseño.

El análisis estático no lineal, no posee un fundamento teórico profundo. En él se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas. (GUEVARA MORALES, OSORIO RODRÍGUEZ, & ARTURO VARGAS, 2006).

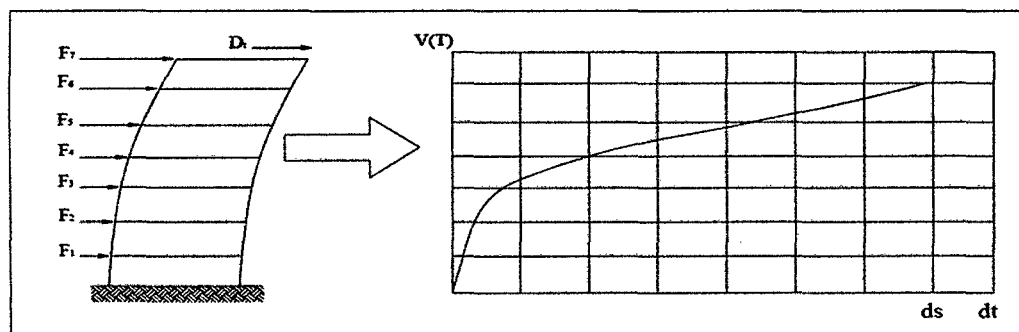


Figura 2. 1. Esquema de la técnica del Pushover. Fuente: (OSORIO, 2006).

En la figura 2.1 se indican las fuerzas F_i aplicadas en el piso i , la sumatoria de las mismas genera el cortante basal V : Debido a la aplicación de las fuerzas laterales el marco tiene un desplazamiento lateral máximo d_t , que se puede calcular aplicando la teoría de estructuras. El proceso se repite incrementando las cargas iniciales, hasta llevar a la estructura al colapso, que está asociado a un desplazamiento final d_{tf} . Debido a la constante aplicación de las cargas laterales, la estructura se irá dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. El cambio de rigidez se realiza en función del diagrama momento curvatura, el cual se calcula para cada incremento de carga, y la rigidez se evalúa de acuerdo al modelo de plasticidad adoptado.

Con el uso de esta técnica es posible apreciar la secuencia del agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y fallas en los componentes estructurales, hasta que se excede el desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapsa.

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad. Para determinar el desplazamiento de la estructura existen varios métodos, entre lo que tenemos el método del espectro capacidad – demanda, en el que la curva de capacidad es transformada a un espectro de capacidad por medio del factor de participación de masa; utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo de suelo donde se encuentra la edificación, ambos se superponen y el punto de intercepción indica el desempeño sísmico de la edificación. Además, el desempeño por sismo de una edificación puede obtenerse utilizando el criterio de áreas iguales, que consiste en calcular el área bajo la curva de capacidad y después se determina el área bajo la curva del modelo bilineal.

La elección del método a utilizar para realizar el análisis de la edificación en estudio, además del tipo de modelo, sea éste un modelo plano o tridimensional; dependerá del grado y tipo de irregularidad estructural que posea la edificación.

2.2.1.1.1. CURVA DE CAPACIDAD.

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita conocer la geometría de la estructura, el detallado del acero de refuerzo para cada elemento, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constitutivas del concreto y el acero.

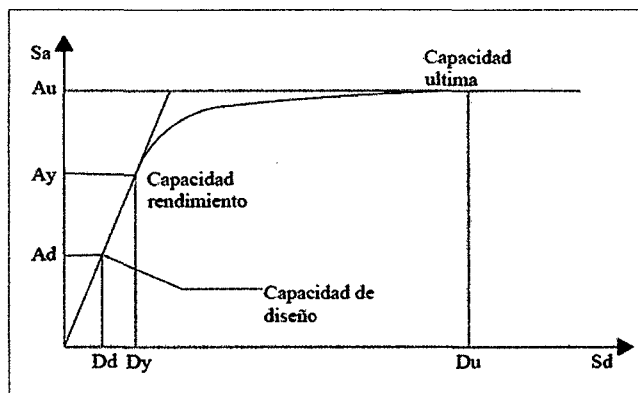


Figura 2. 2. Curva de Capacidad. Fuente: (OSORIO, 2006).

2.2.1.2. SISMO DE DISEÑO

Se establece cuatro niveles de seguridad en las sollicitaciones sísmicas, cada uno de los cuales se define por un sismo de diseño. Los sismos de diseño son: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo rara y sismo muy raro. Dados que los sismos son tratados como sucesos aleatorios, la cuantificación de sus efectos en las estructuras solo puede hacerse en términos de probabilidad y riesgo. De esta manera los sismos de diseño se definen en función de los periodos medios de retorno de tales eventos o en función de la probabilidad de excedencia durante un determinado tiempo de exposición que para edificaciones se suele considerar unos 50 años. (MUÑOZ A. , 2005, pág. 171).

En la tabla 2.1 muestra los periodos de retorno medio y las probabilidades de excedencia en 50 años de exposición para los sismos de diseño sugeridos por el SEAOC.

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)	Periodo de retorno (años)
Frecuente	69	43
Ocasional	50	72
Raro	10	475
Muy raro	5	970

Tabla 2. 1. Características probabilísticas de ocurrencia de los sismos de diseño. **Fuente:** (SEAOC, 1995, pág. 171)

2.2.1.2.1. PELIGRO SISMICO.

En la tabla 2.2 se muestra la probabilidad de excedencia, el periodo de retorno y los valores de aceleración máximas en la roca asociada a los cuatro niveles de peligro sísmico sugeridos para la costa oeste de América del sur.

SISMO DE DISEÑO	Aceleración esperada (g)
Frecuente	0.2
Ocasional	0.25
Raro	0.40
Muy raro	0.5

Tabla 2. 2. Aceleración máxima en roca para los sismos de diseño en la costa oeste de América del sur. **Fuente:** (MUÑOZ A. , 2005, pág. 171)

Para construir los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomó de la propuesta de la Uniform Building Code UBC. (Figura 2.3), la misma que corresponde a terremotos de subducción.

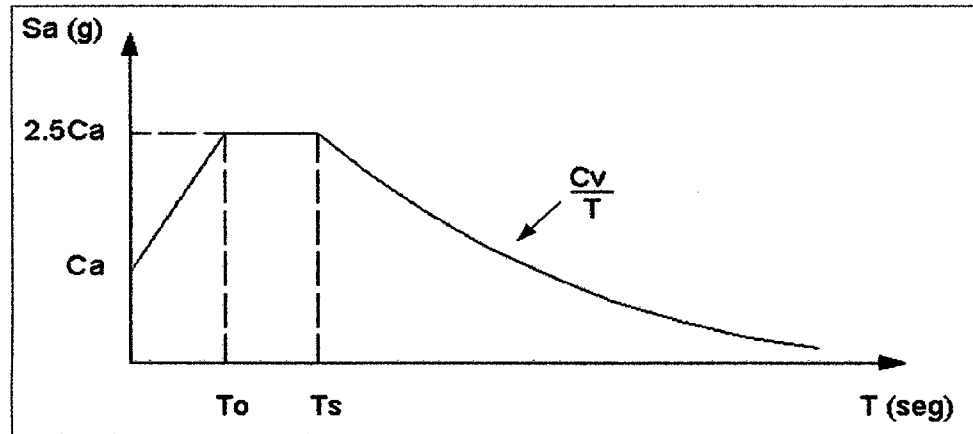


Figura 2. 3. Espectro de la Uniform Building Code (UBC). **Fuente:** (MERINO ZELADA, 2014)

En el espectro esquemático del UBC [ICC, 2000], los términos independientes son Ca y Cv y los periodos singulares (T_o y T_s) satisfacen las siguientes relaciones:

$$T_s = \frac{Cv}{2.5Ca} \quad T_o = 0.2.T_s$$

El espectro base de la Norma Peruana [SENCICO, 2003] corresponde a un evento de 500 años de periodo de retorno que para la costa peruana y en suelo S1 (suelo rígido) tiene una aceleración pico asociada de 0.4g. El factor de amplificación de la Norma Peruana es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 seg. La figura 2.4 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana.

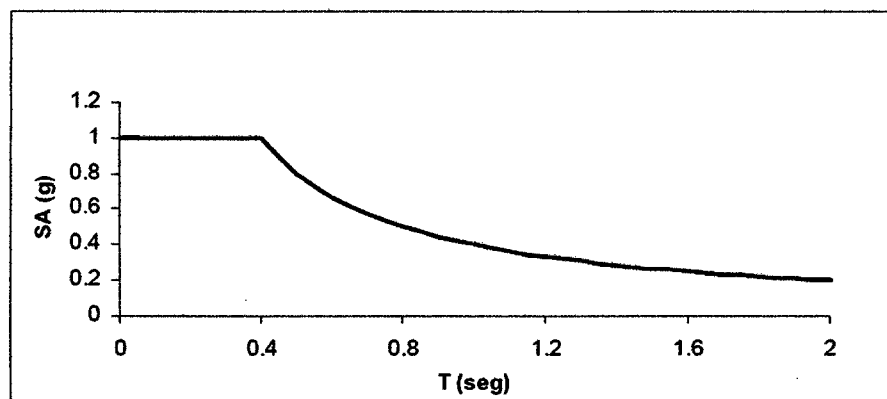


Figura 2. 4. Espectro elástico de la Norma Peruana. **Fuente:** (MERINO ZELADA, 2014)

Con el fin de representar este espectro en base al esquema del UBC se hace necesario determinar los valores C_a y C_v empleando relaciones directas de equivalencia. Se encontró que $C_a=0.4$ y $C_v=0.4$. La figura 2.5 muestra el espectro obtenido empleando el esquema UBC.

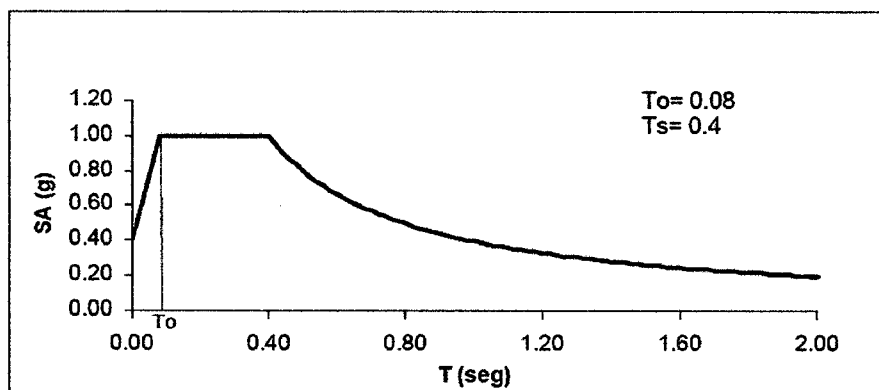


Figura 2. 5. Espectro de la UBC para sismo raro. Fuente: (MERINO ZELADA, 2014)

Como se aprecia ambos espectros son coincidentes salvo en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana no refleja la tendencia hacia la aceleración pico del suelo.

En la tabla 2.3. Presenta los valores de C_a y C_v encontrados para cada uno de los sismos.

Sismo de Diseño		Aceleración asociada para las costa del Perú(g)	C_v	C_a
Sismo Frecuente	SF	0.20	0.20	0.20
Sismo Ocasional	SO	0.25	0.25	0.25
Sismo Raro	SR	0.40	0.40	0.40
Sismo muy raro	SMR	0.50	0.50	0.50

Tabla 2. 3. Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC. Fuente: (MUÑOZ A. , 2005, pág. 171).

2.2.2. RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICACIONES USANDO ESPECTROS DE DEMANDA-CAPACIDAD.

En general, los métodos espectrales permiten estimar la respuesta máxima de una estructura a una sollicitación sísmica representada por un espectro.

El desplazamiento y la aceleración máxima de la respuesta estructural están relacionados entre sí por las características de resistencia y rigidez lateral del edificio plasmada en el espectro de capacidad. De este modo la respuesta estructural máxima corresponde a un punto del espectro de capacidad denominado “punto de demanda” (SDd, SAd) el cual representa la respuesta estructural.

En líneas generales para obtener el punto de demanda se emplean procedimientos que usan tanto el espectro de capacidad de la estructura como una representación de la demanda sísmica mediante espectros denominados de demanda.

2.2.2.1. Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de Demanda.

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a valores del desplazamiento espectral (SD) y de la aceleración espectral (SA) respectivamente. Los periodos corresponden a rectas inclinadas. La figura 2.6 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano) obtenido en Lima a 300 Km. Del epicentro.

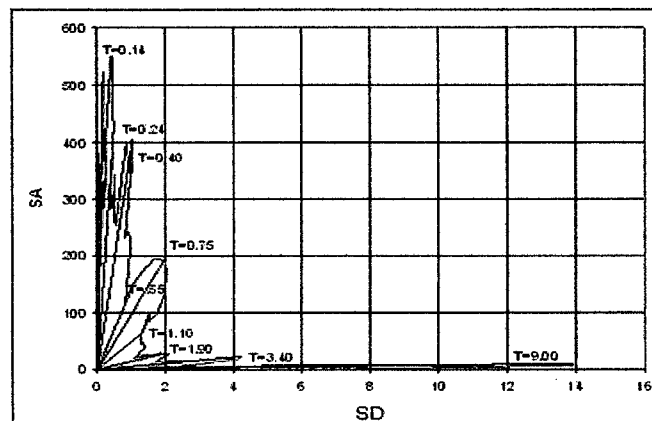


Figura 2. 6. Espectro de demanda del terremoto de mayo 1970- Perú. Fuente: (CHUNQUE PAJARES, 2013)

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La figura 2.7

muestra el espectro elástico de pseudo aceleración de la Norma Peruana (SENCICO 2003) para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años, y la figura 2.8 muestra el mismo espectro en su forma de espectro de demanda, donde SD se obtiene de la ecuación $SD = SA/\omega^2$; siendo ω la frecuencia de la estructura.

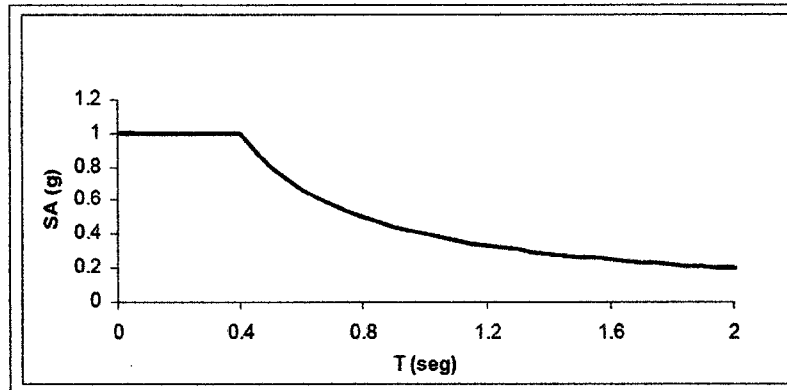


Figura 2. 7. Espectro de aceleración elástico de la norma peruana.

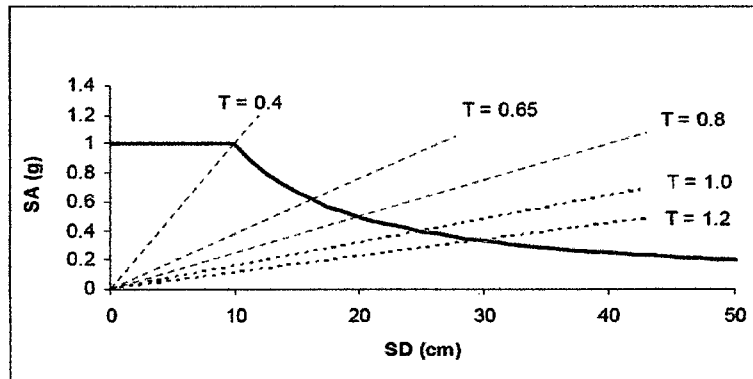


Figura 2. 8. Espectro de demanda de la norma peruana. Fuente: (CHUNQUE PAJARES , 2013)

2.2.2.2. Respuesta estructural

La respuesta estructural es representada por el punto de demanda (SDd, SAd) de una Edificación sometida a un sismo determinado, como se aprecia en la figura 2.9

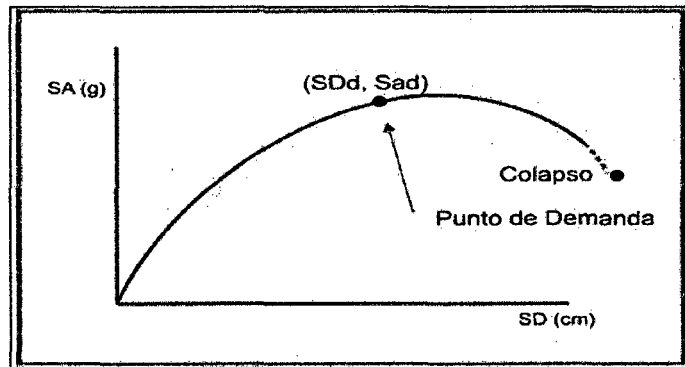


Figura 2. 9. Punto de demanda en la curva de capacidad.

2.2.2.3. Respuesta elástica de estructuras.

Los espectros de demanda (Figura 2.10.a) contienen la respuesta máxima de diferentes estructuras elásticas para un cierto valor del amortiguamiento, mientras que el espectro de capacidad (Figura 2.10.b) muestra todas las combinaciones posibles de desplazamiento y aceleración a las que puede llegar una estructura en particular tanto en régimen elástico como inelástico.

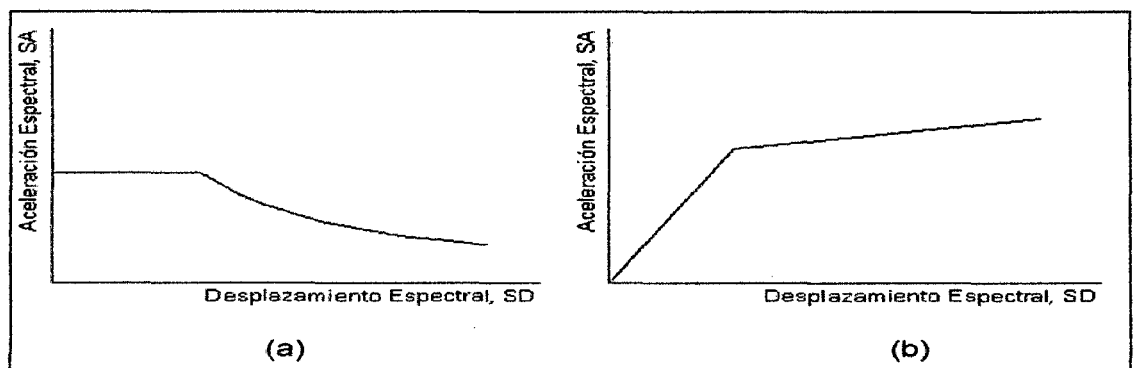


Figura 2. 10. Espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica.

Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca dentro del rango elástico, el punto de demanda (SD_d , SA_d) puede obtenerse interceptando directamente los espectros de demanda y capacidad como se muestra en la figura 2.11.

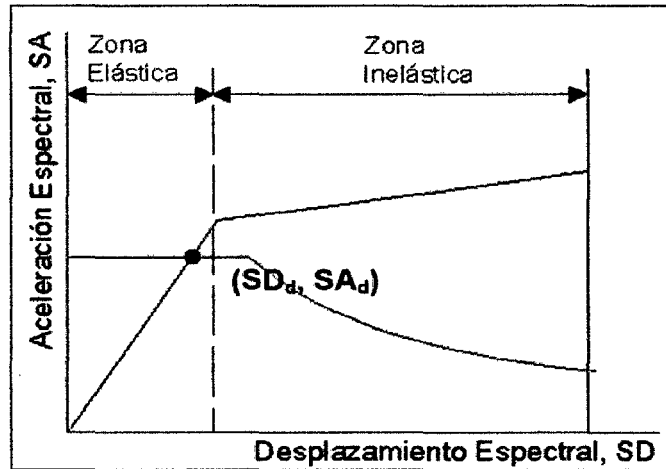


Figura 2. 11. Intercepción del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico.

Esta condición se da para sismos pequeños y edificios con una resistencia lateral tal que la estructura puede permanecer en el rango elástico.

2.2.2.4. Respuesta inelástica de estructuras.

Para terremotos fuertes la respuesta estructural ira más allá del rango elástico y la simple intercepción de los espectros de demanda y capacidad no es el punto de demanda buscado (LEÓN & QUINTANILLA, 2004, pág. 171). Figura 2.12

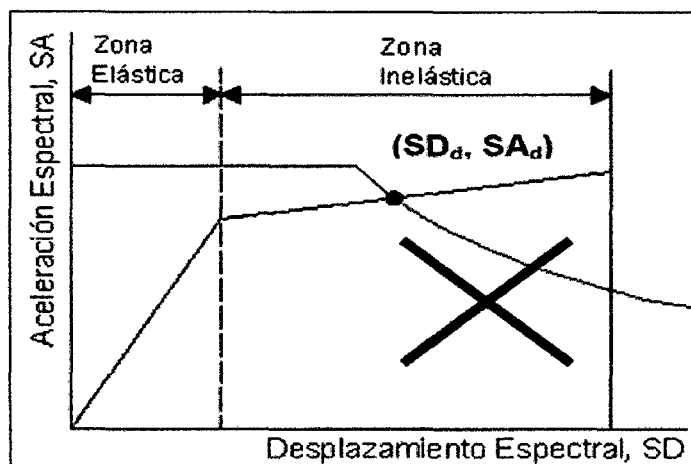


Figura 2. 12. Intercepción del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica.

El comportamiento inelástico de una estructura puede representarse por medio de un amortiguamiento equivalente, el mismo que depende del nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente y un nuevo espectro de demanda.

El amortiguamiento equivalente (B_{EQ}) te la siguiente expresión: en porcentaje, se estima media.

$$B_{EQ} = KB_0 + B_{ELASTICO} = \frac{63.7K(SA_ySD_i + SD_ySA_i)}{SA_i \times SD_i} + 5$$

Dónde:

SA_i, SD_i : son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

SA_y, SD_y : son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

K: es el factor de reducción del amortiguamiento.

B_0 : es el amortiguamiento hysteréticos que representa las incursiones inelásticas.

$B_{ELASTICO}$: es el amortiguamiento elástico (normalmente se asume 5%).

El nuevo espectro de demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro de demanda reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro (SRA y SRV respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento equivalente.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.98 \ln(B_{EQ})}{2.12} \quad SR_V = \frac{3.21 - 0.41 \ln(B_{EQ})}{1.65}$$

La figura 2.13 muestra la reducción del espectro por medio de estos factores.

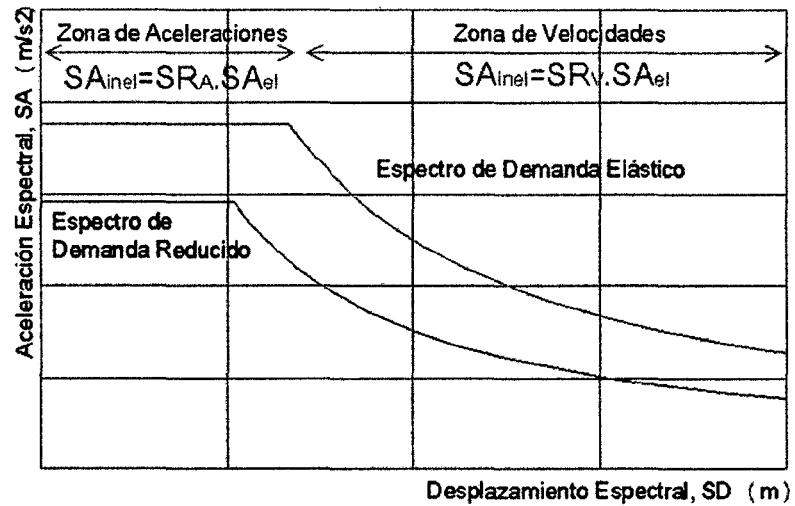


Figura 2. 13. Espectro de demanda reducido.

Para cada punto de la curva de capacidad se puede asociar un amortiguamiento equivalente, y por tanto unos factores de reducción SRA y SRV. Así para cada punto de la curva de capacidad se puede obtener un punto del espectro reducido, como se observa a continuación figura 2.14.

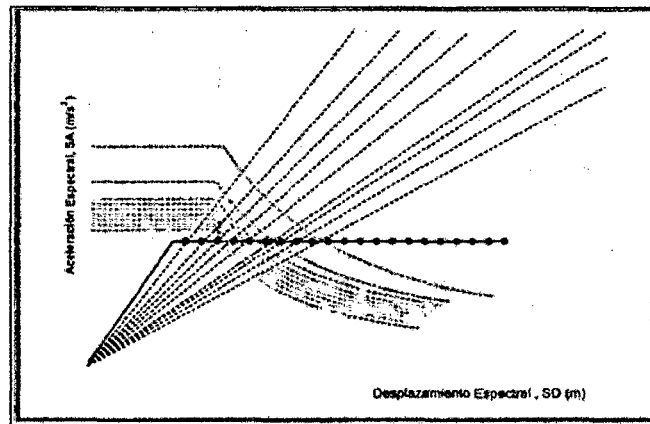


Figura 2. 14. Intersección del espectro de capacidad y las líneas de periodo secante.

El conjunto de puntos espectrales reducidos por este procedimiento se denomina EDAV (Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable), como se aprecia en la figura siguiente. Figura 2.15

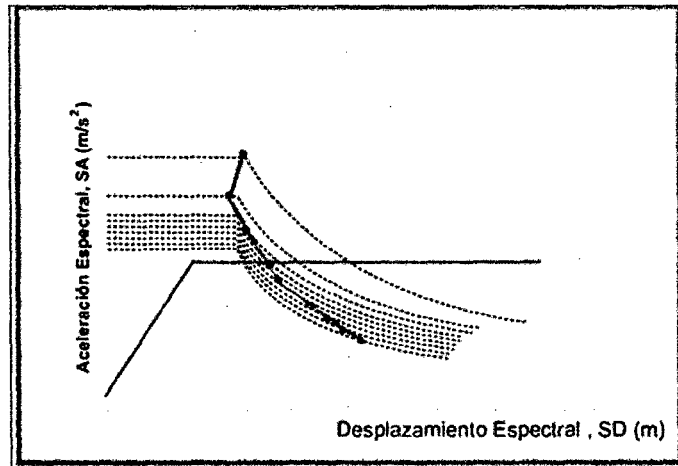


Figura 2. 15. Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos. Finalmente, el punto de demanda se obtiene por intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia a continuación. (Figura 2.17).

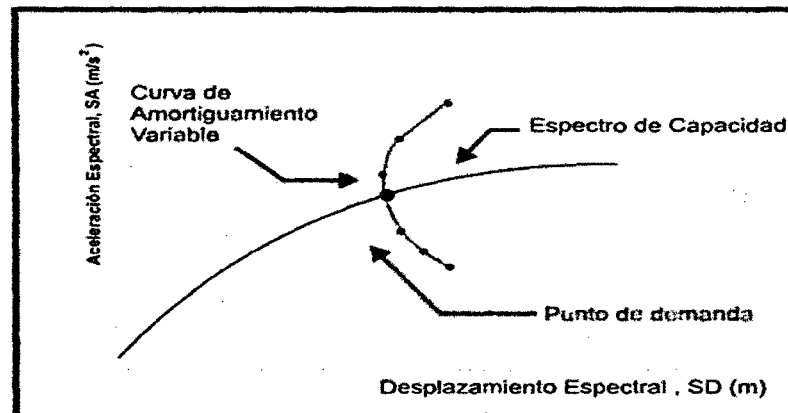


Figura 2. 16. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV.

2.2.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO.

El diseño Sismorresistente basado en Desempeño (DS-BD) es una concepción de ingeniería estructural que predice y evalúa con un aceptable nivel de confianza las demandas y capacidades estructurales, para asegurar los diferentes niveles de desempeño que se requieran, de acuerdo a las características de una determinada obra, de sus componentes y de sus contenidos, asegurando la calidad de la construcción y el mantenimiento a largo plazo. Los niveles de desempeño se expresan en estado de daño correspondientes a condiciones límites.

Su fundamentación general, es mucho más amplia y rica que la anotada en normas o códigos,

donde una provisión es resuelta directamente por los propios dueños, en lugar de aplicar una prescripción tradicional pre-establecida. Como elementos alternativos, es posible establecer objetivos apropiados, niveles de desempeño y criterios de aceptación. La diferencia es que ahora se cuenta con herramientas de cálculo que permiten evaluar y predecir el comportamiento estructural, de los diferentes niveles de desempeño y tener una visión más completa de todas las etapas que pueden cumplir una edificación. (LOBO QUINTEROS, 2005, pág. 171)

2.2.4. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.

Un objetivo de desempeño específico, el deseado nivel comportamiento de un edificio para una o varias demandas sísmicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple. (Delgadillo Alanya , 2005, pág. 171)

Los siguientes Niveles de desempeño estructural y no estructural son dados a continuación.

2.2.4.1. NIVELES DE DESEMPEÑO.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. El nivel de desempeño es una expresión de la misma extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto de ocupantes, usuarios, etc) y en términos tectónicos ingenieriles para el diseño o evaluación de las edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de los elementos estructurales o no estructurales, etc.).

2.2.4.1.1. PROPUESTA ATC-40.**2.2.4.1.1.1. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL**

Los niveles de desempeño estructural –Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Estabilidad Estructural- son estados de daño y pueden ser usados directamente en procedimientos de evaluación y reforzamiento. Existen otras designaciones de desempeño estructural intermedios a los anteriormente mencionados –Control de daño, Seguridad Limitada y No considerado- son importantes designaciones para permitir directa referencia a la amplia variedad de niveles de desempeño del edificio que puede ser deseado para su evaluación o reforzamiento. (ATC, 1996, pág. 170)

Ocupación Inmediata, SP-1: Es el estado en que ocurre un limitado daño estructural. El sistema básico de resistencia a fuerzas laterales del edificio conserva casi toda sus características y capacidades iniciales. El riesgo de amenaza a la vida por falla estructural es insignificante y el edificio es seguro para su ocupación.

Control de Daño, SP-2: Este término no es en realidad un nivel específico pero es un rango de daño que varía desde SP-1 (Ocupación Inmediata) a SP-3 (Seguridad de Vida). Ejemplo de control de daño incluye protección de la arquitectura de edificios históricos de contenido valioso.

Seguridad de Vida, SP-3: Es el estado en el que pudiera haber ocurrido daño significativo a la estructura pero donde permanece algún margen contra el colapso total o parcial. El nivel de daño es menor que aquel para el nivel de Estabilidad Estructural. Las componentes estructurales principales no fallan. Mientras que pudieran ocurrir daños durante el terremoto, el riesgo de amenaza a la vida por el daño estructural es muy bajo. Se espera probablemente que grandes reparaciones estructurales sean necesarias antes de la reocupación del edificio, aunque en algunas ocasiones pueda que el daño no sea económicamente reparable. Este nivel de comportamiento estructural está proyectado a ser el nivel de comportamiento esperado de todos los códigos para nuevos edificios.

Seguridad Limitada, SP-4: Este término no es realmente un nivel específico de desempeño, pero es un rango de estado de daño que es por lo menos como SP-3 (Seguridad de Vida) pero

no más que SP-5 (Estabilidad Estructural). Provee una definición para las situaciones donde el reforzamiento puede no satisfacer todos los requerimientos estructurales del nivel de Seguridad de Vida.

Estabilidad Estructural, SP-5: Este nivel es el límite de estado de daño estructural en que el sistema estructural del edificio está al borde de experimentar colapso parcial o total. Un daño sustancial a la estructura ha ocurrido, a ocurrido también significativa degradación en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral. Sin embargo, todos los componentes de su sistema resistente a cargas de gravedad continúan para soportar sus demandas de gravedad. Aunque el edificio permanece totalmente estable, existe riesgo significativo debido a falla que puede existir dentro y fuera del edificio. Se espera que una reparación significativa de la estructura principal sea necesaria antes de la reocupación. En antiguos edificios de concreto es muy probable que el daño no sea técnicamente o económicamente reparable.

No Considerado, SP-6: Este no es un nivel de desempeño, pero provee una descripción para situaciones donde se ejecuta una evaluación sísmica o reforzamiento. La explícita inclusión de un Nivel de comportamiento Estructural No Considerado es una herramienta útil de comunicación entre el diseñador y el propietario.

2.2.4.1.1.2. NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL.

Los niveles de desempeño no estructurales -Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de vida y Peligro Reducido- son estados de daño que pueden ser usados directamente en procedimientos de evaluación y reforzamiento para definir un criterio técnico.

Operacional, NP-A: Es el estado de daño donde los elementos no estructurales y sistemas están generalmente en el mismo lugar y operativos. Aunque se espera daño mínimo, toda maquinaria y equipamiento está en funcionamiento. Sin embargo, algunos servicios externos, pueden no estar disponibles debido a un significativo daño.

Ocupación Inmediata, NP-B: Es el estado de daño en el que elementos no estructurales y sistemas están generalmente en su sitio, se espera daño menor, particularmente debido a daño

en sus contenidos. Aunque los equipamientos y maquinarias estén anclados o arriostrados, su capacidad para funcionamiento después del sismo puede sufrir algunas limitaciones.

Seguridad de Vida, NP-C: Este estado incluye daño considerable a componentes no estructurales y sistemas pero no incluye colapso o falla suficiente como para causar daño severo dentro o fuera del edificio. Los sistemas no estructurales, equipamientos y maquinarias pueden no funcionar sin reparación o reemplazo. Mientras que los perjuicios pueden ocurrir durante el terremoto, el riesgo de amenaza de vida a partir del daño no estructural es muy pequeño.

Peligro Reducido, NP-D: Este estado incluye daño extensivo a componentes no estructurales y sistemas pero no incluye colapso o falla de grandes y considerables componentes que cause significativo perjuicio a las personas, tal como parapetos, muros exteriores de albañilería, cielo raso. Ocurren serios perjuicios aislados, es muy pequeño el peligro de falla que pondría a gran número de personas en riesgo dentro o fuera del edificio.

No Considerado, NP-E: Este no es un nivel de desempeño, pero provee una designación para el caso común donde elementos no estructurales no son evaluados o son evaluados a menos que ellos tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, tal como muros portantes de albañilería o tabiquerías. La designación es necesaria para describir exactamente el comportamiento del edificio en el nivel de Estabilidad estructural donde elementos no estructurales no son, de hecho, considerados.

2.2.4.1.1.3. NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.

Combinaciones de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural forman un nivel de desempeño de un edificio. Para describir completamente el deseado estado de daño límite para un edificio. Las posibles combinaciones se muestran en la Tabla 2.3. Los cuatro más comúnmente referenciados niveles de desempeño de un edificio se describen a continuación.

Operacional, 1-A: Este es el nivel de desempeño relacionado a la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado tal que la continuidad de ocupación no está en cuestión y

cualquier reparación requerida es menor y puede ser llevado a cabo sin significativa molestia para los ocupantes. Similarmente, el daño a sistemas no estructurales y contenidos relacionado a la funcionalidad es menor y no compromete el funcionamiento del edificio.

Ocupación Inmediata, 1-B: Esto corresponde al criterio más amplio usado para servicios esenciales. Los espacios y sistemas del edificio se esperan que estén razonablemente utilizables, pero la continuidad de todos los servicios, no está necesariamente garantizado, Sus contenidos pueden estar dañados.

Seguridad de Vida, 3-C: Este nivel está proyectado a alcanzar un estado de daño que presente una baja probabilidad de amenaza a la seguridad de vida, a partir del daño estructural por falla de componentes no estructurales del edificio. Los contenidos de mobiliarios, sin embargo, no son controlados, y crean peligros secundarios, tal como emisión de químicos o fuego.

Estabilidad Estructural, 5-E: Este estado de daño está dirigido a pórticos principales del edificio o sistemas que llevan la carga vertical. La amenaza a la vida por peligro de falla externa o interna de componentes no estructurales o aún por daño estructural puede ocurrir.

La Tabla 2.3, muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados: operacional (1-A), ocupación inmediata (1B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Tabla 2. 4 Combinación de Niveles de Comportamiento Estructural Y No Estructural para formar Niveles de Desempeño del edificio.

Niveles de Comportamiento No estructural	Niveles de comportamiento Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional →	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata →	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida →	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido →	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado →	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Legenda

	Nivel de comportamiento del edificio comúnmente mencionado (SP-NP)
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones no recomendados de SP-NP

Fuente: (ATC, 1996, pág. 170).

2.2.4.1.1.4. MATRIZ DE DESEMPEÑO

a) Propuesta del ATC-40.

La propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, económicas y de preservación. Manera de ilustración, la tabla 2.4 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Tabla 2. 5. Objetivos de seguridad básicas para estructuras convencionales.

Movimiento sismico de Diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupacion Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio				
Sismo de diseño			√	
Sismo maximo				√

Fuente: (ATC, 1996, pág. 170).

2.2.4.1.2. PROPUESTA SEAOC.

2.2.4.1.2.1. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Existen algunas sugerencias para cuantificar el desempeño de las edificaciones. La principal propuesta proviene del Comité Visión 2000 de La Asociación de Ingenieros Estructurales de California. (SEAOC, 1995, pág. 171)

Según la propuesta del SEAOC (1995), los objetivos de desempeño se definen en función de la severidad del sismo y del comportamiento de la edificación, como se explica a continuación.

- Eventuales daños físicos en elementos estructurales y no estructurales,
- Cuando se compromete la seguridad de los ocupantes de la edificación, producto de estos daños
- La operatividad de la edificación luego del evento sísmico [SEAOC, 1995; ATC, 1996].

TOTALMENTE OPERACIONAL: corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

OPERACIONAL: en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no

estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requiere algunas reparaciones menores.

RESGUARDO DE VIDAS: está asociada a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

PROXIMO AL COLAPSO: la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallas locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de reparación puede no ser técnicamente viable desde el punto de vista económico.

COLAPSO: la estructura no puede ya resistir acciones laterales y ha perdido su competencia para cargas de gravedad. Pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad.

Además en el informe del comité VISION 2000 nos presenta niveles de daño permisibles asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño que consideran, se puede resumir en la siguiente tabla 2.5.

Tabla 2. 5. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño SEAOC.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCION
OPERACIONAL	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicios.
FUNCIONAL	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad.
RESGUARDO DE VIDAS	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistencia de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
CERCA AL COLAPSO	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Pueden llegar a ser necesario demoler el edificio.
COLAPSO	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC, 1995, pág. 171).

Desde el punto de vista estructural el Comité VISION 2000 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a estos niveles de desempeño. En primer lugar se simplifica la curva de capacidad con un modelo bilineal y se define el punto de fluencia efectiva. El segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico de la edificación, el cual se divide en cuatro sectores. La figura 2.18 muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes.

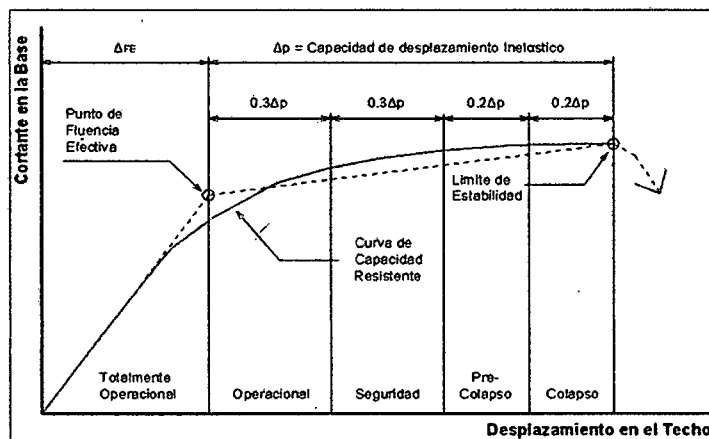


Figura 2. 17. Sectorización de la curva de capacidad (Fuente: SEAOC, 1995).

2.2.4.1.2.2. MATRIZ DE DESEMPEÑO

a) Propuesta del comité VISION 2000

Los objetivos de desempeño sismorresistente de las edificaciones se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperados de acuerdo a la importancia de la edificación.

Estos objetivos se suelen representar a través de una tabla de doble entrada llamada Matriz de Desempeño, en donde las filas corresponden a los niveles de demanda sísmica y las columnas corresponden a los niveles de comportamiento deseado. La tabla 2.4 muestra la matriz propuesta por el Comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Tabla 2. 6. Niveles De Demanda Sísmica Y Desempeño Esperado SEAOC.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / 50años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Fuente: (ATC, 1996, pág. 170).

Para el caso de este estudio se está trabajando con centro de formación profesional (centro educativa por lo tanto es una estructura esencial.

2.2.4.2. INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SÍMICOS.

El movimiento del suelo debido a un terremoto se combina con un deseado nivel de desempeño del edificio y formamos un Objetivo de Desempeño. El terremoto puede ser expresado con una probabilidad de ocurrencia (una propuesta probabilística), o en términos de la máxima sacudida esperada para una específica fuente de falla (una propuesta determinista). El nivel del terremoto se expresa en términos ingenieriles para su uso en el diseño. Un espectro de respuesta o una equivalente serie de registros simulados de sismos se usan para este propósito (Delgadillo Alanya , 2005, pág. 170).

2.2.4.2.1. PROPUESTA DEL APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC-40)

2.2.4.2.1.1. SISMO DE SERVICIO.

El Sismo de Servicio es definido como el nivel de sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño. El Sismo de Servicio representa un nivel frecuente de sacudimiento del suelo que es probable a ser experimentado durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 72 años.

2.2.4.2.1.2. SISMO DE DISEÑO.

El Sismo de Diseño es definido como el sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. El Sismo de Diseño representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años.

2.2.4.2.1.3. SISMO MÁXIMO.

El Sismo Máximo es definido como el máximo nivel sismo que se puede esperar en el lugar donde está situado el edificio dentro de un conocido marco geológico de trabajo. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un

5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo. Este nivel de movimiento de la base es 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento de la base para un Sismo de Diseño. En términos probabilísticos, el Sismo Máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años.

2.2.4.2.2. PROPUESTA DEL COMITE VISION 2000

Los niveles de movimientos sísmicos esperados son expresados por el comité VISION 2000 [SEAOC, 1995] en términos de un evento sísmico con intervalo de recurrencia medio (período de retorno) o una probabilidad de excedencia en un tiempo de exposición de 50 años generalmente.

La tabla 2.5 muestra el periodo de retorno y las probabilidades de excedencia en 50 años para los cuatro movimientos sísmicos considerados por el comité VISION 2000 [SEAOC, 1995].

Tabla 2. 7. Niveles de amenaza sísmica establecidos por el Comité VISION 2000.

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de ocurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC, 1995).

2.2.5. DETERMINACION DE LOS PARÁMETROS FISICOS Y RESISTENTES DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA.

Para determinar los parámetros tenemos que usar las pruebas de caracterización de materiales destructivas y no destructivas generalmente son utilizadas para calificar el material sobre la base de estándares predefinidos por diseño o de especificaciones particulares de calidad. Las pruebas destructivas se distinguen por un muestreo y el sacrificio del producto para valorar el nivel de calidad del proceso desarrollado en él. Así, se infiere que si los resultados son exitosos, el resto de la producción, mientras no se cambie nada, está igual de bien o, en su defecto, igual de mal. Por lo tanto, se deja el control del proceso a las técnicas estadísticas y

con un retardo en la orden de corrección. La variabilidad del proceso en estas condiciones se considera muy baja. Por otro lado, las pruebas no destructivas se distinguen por calificar el sistema sin destruirlo, para este estudio se tomara en cuenta los ensayos no destructivos del concreto.

2.2.5.1. Método Esclerométrico

El método Esclerométrico permite determinar la dureza superficial del concreto. Para ello, una masa conocida, es impulsada con una determinada energía, golpea al concreto y rebota. La cantidad de energía recuperada en el rebote es un índice de la dureza superficial y se cuantifica con el Índice Esclerométrico, parámetro que varía entre 20 y 50.

En el Esclerómetro Schmidt, la energía es proporcionada por un mecanismo de resorte, mientras que el Esclerómetro de Péndulo utiliza, exclusivamente, la energía potencial gravitatoria. El primer tipo de esclerómetro es utilizado en estructuras de concreto, mientras que el segundo, cuyo impacto superficial posee menos energía, se emplea en mamposterías. En estas investigaciones se utilizó el Esclerómetro Schmidt. (F. ORTEGA, 2007, pág. 175)

Estos métodos de dureza superficial se pueden aplicar en las siguientes áreas:

Estudio de la homogeneidad de un concreto;

- Comparación de la calidad de un concreto con otro de referencia, cuya calidad se conoce por otros medios; por ejemplo, rotura de probetas; y
- Estimación de la resistencia del concreto "in situ".

El método Esclerométrico es el END más difundido en Ingeniería Civil, siendo relativa la calidad de sus resultados, debido a diversos motivos. Las correlaciones empíricas que se pueden establecer entre el Índice Esclerométrico y la resistencia a compresión del concreto, son modificadas por ciertos factores, siendo los principales: tipo y cantidad de cemento, tipo de áridos, condiciones de curado (en agua, o al aire seco), humedad de superficie, carbonatación, tipo de superficie, u otros factores tales como edad del concreto, compactación, aditivos utilizados, estado tensional del elemento ensayado, espesor, curvatura, etc. Las

alteraciones más evidentes se producen cuando el concreto se carbonata (endurecimiento superficial) o la pieza en estudio, está sometida a cargas importantes (por ejemplo, columnas de los primeros pisos de un edificio), se obtienen valores superiores a los reales, no obstante en combinación con Ultrasonidos, tiene una potencialidad importante.

Con relación a los factores mencionados anteriormente, se puede decir que, en experiencias realizadas en distintas construcciones, tal es el caso de algunos puentes y edificios estudiados en la zona de Bahía Blanca, se han detectado errores que llegan a producir subestimaciones de hasta el 20 %, al realizar determinaciones en superficies muy húmedas. Estas diferencias se han detectado en el concreto, cuya resistencia característica a compresión es inferior a 200 kg/cm², los cuales poseen una estructura de poros no muy cerrada. Por ello, no conviene realizar mediciones después de una lluvia, y hay que tenerlo muy en cuenta cuando se estén estudiando torres de enfriamiento, u otras instalaciones donde la humedad relativa del ambiente es elevada y no es posible dejarlas fuera de servicio, para permitir el secado de la superficie.

Otra situación donde se pueden cometer errores importantes, en este caso de sobreestimación, se presenta cuando la superficie del concreto está carbonatada. Esta alteración físico-química del concreto, además de producir un descenso del pH, genera un endurecimiento superficial. Se han encontrado Índices Esclerométricos superiores a 40; medidos en concreto, cuya resistencia característica a compresión es inferior a 200 kg/cm², en general, esta situación se presenta en estructuras de cierta edad (20 años o más). Esto da lugar, a sobreestimaciones de hasta 50%. Por lo tanto, si existen sospechas carbonatación, se deberá determinar su importancia, y si resulta conveniente, previamente, se debe eliminar la capa de carbonatación de la zona de ensayo, o solo emplearse los resultados para comparar calidades de concreto.

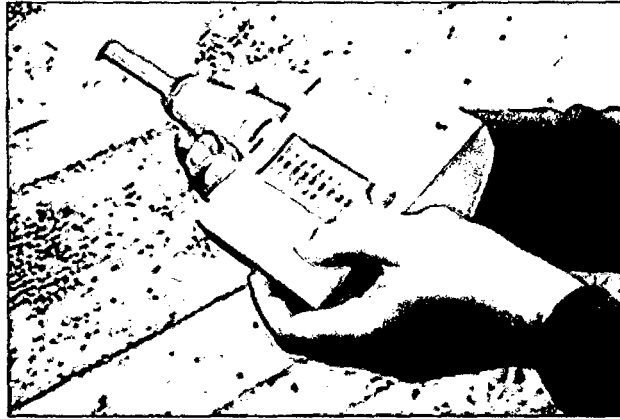


Figura 2. 18. Esclerómetro. Fuente: (F. ORTEGA, 2007)

2.2.5.2. Método de la velocidad de ultrasonidos

El principio de funcionamiento de esta técnica consiste en un transductor transmisor electroacústico, que produce ondas de alta frecuencia, en contacto con la superficie del concreto. Estas ondas atraviesan una distancia conocida, hasta alcanzar a otro transductor receptor, que convierte la señal acústica en electrónica. Un circuito electrónico mide el tiempo de tránsito, pudiéndose obtener la velocidad del impulso. En algunos aparatos, el impulso recibido es amplificado y llevado a un tubo de rayos catódicos, donde se compara la forma y amplitud de las ondas recibidas, con respecto a las emitidas. En el concreto se generan tres tipos de ondas: longitudinales, transversales y de Rayleigh. (F. ORTEGA, 2007, pág. 171)

La velocidad de propagación ultrasónica, es proporcional al contenido de cavidades y estructura de poros del concreto. Además, durante el proceso de fraguado, se demuestra experimentalmente que dicha velocidad se incrementa rápidamente, a medida que el concreto gana resistencia. En términos generales se puede decir que, a mayores Velocidades, corresponden mayores resistencias mecánicas. Por este motivo, esta técnica es una de las más confiables y utilizadas, como END, aplicado a estructuras de concreto.

Los inconvenientes encontrados en la utilización de este método, derivan de la heterogeneidad del concreto, edad, tipo de cemento, condiciones de curado, etc. Estos inconvenientes son de tal importancia que hacen que la técnica, que está totalmente desarrollada para metales, se encuentre, todavía en plena investigación y mejora en el concreto.

El método de ultrasonidos se ha empleado, en el concreto, para el estudio de:

- ✓ Identificación de zonas débiles en su estructura (test de homogeneidad);
- ✓ Defectos copia (medida y dimensiones de defectos), espesores de capas dañadas por frío o fuego, ataques químicos, acción del fuego / calor, etc.;
- ✓ Medidas de las constantes físicas, tales como el Modulo de Elasticidad Dinámico;
- ✓ Evolución de procesos de fisuración y microfisuración, bajo carga; y
- ✓ Determinación de la resistencia a compresión y tracción.

Se pueden utilizar métodos combinados, que permitan obtener más exactitud en la estimación de la resistencia del concreto. Frecuentemente, se combina el método de la Velocidad de Impulsos de Ultrasonidos con el método Esclerométrico.

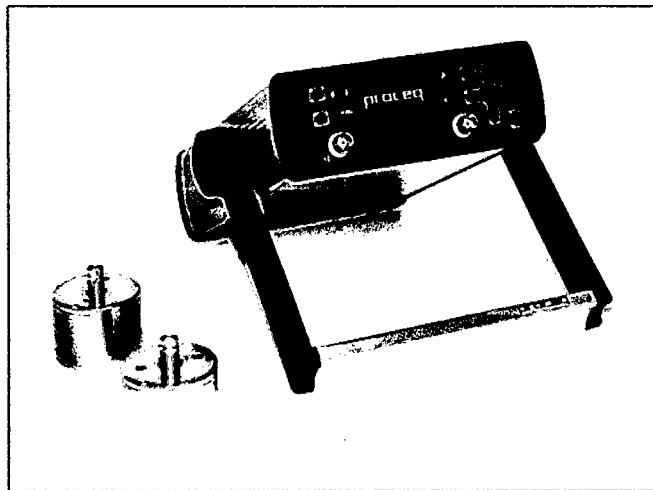


Figura 2. 19. Electro-acústico. Fuente: (F. ORTEGA, 2007)

2.2.5.3. Potenciales de Corrosión.

Existen distintos métodos para realizar el seguimiento del proceso corrosivo en armaduras dentro de estructuras de concreto armado. La técnica aquí presentada es muy difundida, consiste en hallar la diferencia de potencial eléctrico entre el acero de las armaduras y un electrodo de referencia, que se encuentra en la parte exterior del concreto. Se emplean electrodos de referencia de cobre – sulfato de cobre, observándose que a medida que disminuyen los potenciales, se incrementa el riesgo de corrosión. Cuando los potenciales son menores que -350 mV (mega voltios), hay una probabilidad que exista corrosión superior al

90%, entre -350 y -200 mV, la situación es incierta y cuando el potencial es mayor a -200 mV, la probabilidad es inferior al 10 %. (F. ORTEGA, 2007, pág. 171)

2.2.5.4. La medición con sonda Windsor

Consiste en medir la resistencia del concreto con el método de penetración no destructiva de una sonda de acero, plata u otro material, empujada en el material con una carga balística predeterminada y se realiza in situ para comprobar la calidad del concreto. El material de la sonda depende de la densidad esperada del concreto a ensayar. Puede usarse en concreto fresco y maduro, en estructuras horizontales y verticales, en concreto pretensado o convencionalmente colocado, etc. No se recomienda para cascarones delgados de concreto y para ensayar tuberías de concreto. Las versiones antiguas, precisaban la calibración del aparato con una probeta de resistencia conocida. Los nuevos aparatos ya tienen un dispositivo electrónico con pantalla LCD que calcula automáticamente la resistencia, por medio del promedio de tres medidas.

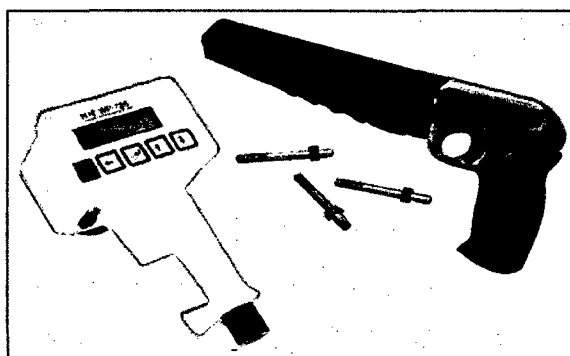


Figura 2. 20. Sonda Windsor. Fuente: (F. ORTEGA, 2007)

2.2.5.5. Métodos magnéticos.

La posición de las armaduras puede ser determinada con campo magnético emitido por diferentes aparatos. En efecto, el acero modifica el campo magnético dado que las ondas electromagnéticas se propagan más rápidamente en él. Existen varios aparatos portátiles capaces de determinar la posición de las barras de acero. Los fabricados en Holanda y en el Reino Unido se denominan covermeters, mientras que los de Francia se llaman patchómetros.

Los patchómetros dan resultados satisfactorios en las zonas ligeramente armadas de la estructura. En elementos fuertemente armados la influencia de la armadura secundaria no se puede despreciar, y es más difícil determinar el valor del recubrimiento de las barras de acero.

Además el funcionamiento de estos aparatos es afectado a temperaturas por debajo de los 0°C.

2.2.5.6. Método de la frecuencia de resonancia

Este método consiste en hacer vibrar una probeta cilíndrica o prismática de concreto, y medir las frecuencias de resonancia. La más pequeña frecuencia depende mucho de las propiedades elásticas del concreto estudiado como el módulo de elasticidad dinámico E_d , y el módulo de cizalla dinámico G_d . Este método no puede ser extrapolado para estudiar grandes obras de concreto, pero se adapta bien a productos prefabricados con formas simples.

2.2.5.7. Métodos radioactivos

Existen dos tipos de métodos radioactivos: las radiografías y las radiometrías. En los métodos radiográficos se obtiene una imagen del interior del elemento de concreto estudiado, empleando una fuente radioactiva para revelar la existencia de huecos, la posición de las segregaciones, de los refuerzos, las fisuras y los daños sufridos por la estructura tras la puesta en carga. En los métodos radiométricos, rayos γ son generados por varios radioisótopos, pasan a través del concreto, y la intensidad de la radiación emergente de la masa de concreto se detecta con un contador geiger.

La radiografía con rayos x tiene limitaciones debidas a la necesidad de equipos costosos y peligrosos de alto voltaje, y por eso ofrece pocas esperanzas de poder ser usado en el campo.

La radiografía con rayos γ se utiliza por el estudio de elementos de concreto hasta 450 mm de espesor. Por encima de estas dimensiones, los tiempos largos de exposición necesarios hacen el método antieconómico.

2.2.5.8. Método ultrasónico y técnicas de eco

El método ultrasónico cuyo principio ha sido expuesto anteriormente, permite determinar la existencia y la profundidad de fisuras y vacíos en el concreto. Se usa también, y con un cierto

éxito, para evaluar los daños producidos por el fuego en el concreto.

Las técnicas de eco (pulse echo techniques en inglés) se usaron analizando la reflexión de las ondas para delimitar vacíos y discontinuidades internas del concreto. La principal ventaja de este método es que el ensayo puede realizarse con solo una cara del elemento estructural accesible. El uso de estas técnicas se está incrementado en Norteamérica en la delimitación de fisuras y zonas con deficiente compactación. (F. ORTEGA, 2007, pág. 171)

2.2.6. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD OBTENIDAS DE UN MODELO TEORICO.

Es posible obtener curvas de capacidad para algunas estructuras usando modelos teóricos no lineales. Para este propósito es necesario modelar el comportamiento no lineal primero de los materiales, luego de las secciones y elementos y finalmente de la estructura en su conjunto.

2.2.6.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO PARA EL CONCRETO ARMADO.

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizado o simplificado, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales. A continuación se presentan algunos modelos constitutivos para el acero de refuerzo longitudinal y para el concreto.

2.2.6.1.1. MODELO ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO

Con el fin de lograr una relación sencilla de las propiedades inelásticas del acero, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican usando algunos de los siguientes modelos.

2.2.6.1.1.1. MODELO ELASTOPLASTICO PERFECTO

Es el modelo bilineal más sencillo (Figura 2.22). Se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. El empleo de este modelo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima

adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia.

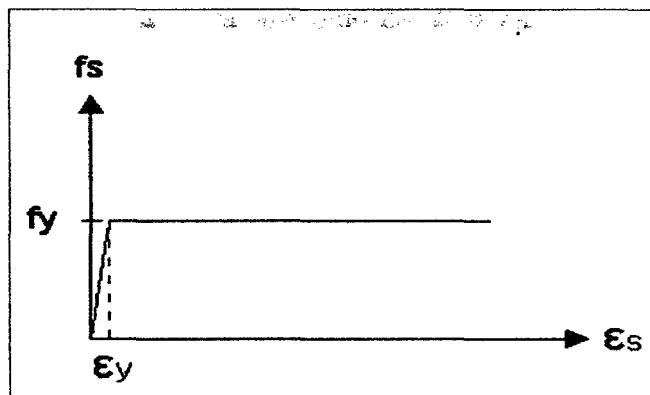


Figura 2. 21. Modelo Elastoplástico Perfecto Del Acero. Fuente: (Fernandez V., 2006)

2.2.6.1.1.2. MODELO TRILINEAL.

Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. (Figura 2.23). Este modelo es el que se utilizó en el presente trabajo.

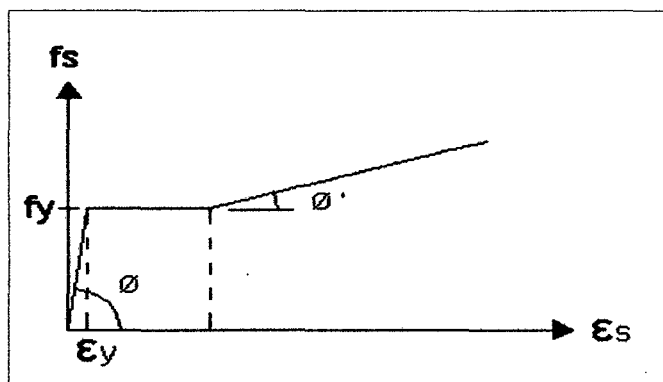


Figura 2. 22. Modelo Trilineal. Fuente: (Fernandez V., 2006, pág. 171)

2.2.6.1.1.3. MODELO ELASTOPLASTICO CON ENDURECIMIENTO CURVO.

En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola normalmente de segundo o tercer grado. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente (Fig. 2.24)

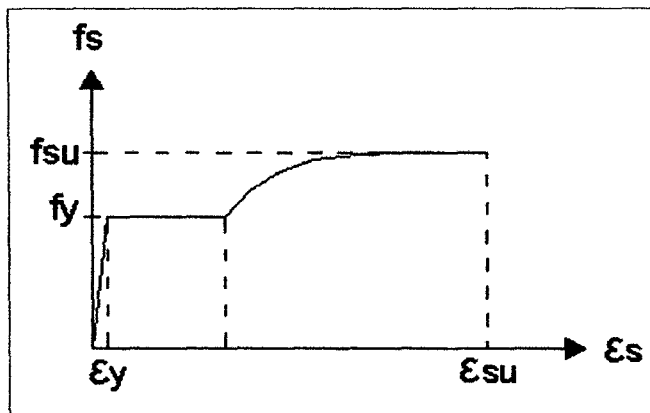


Figura 2. 23. Modelo Elastoplástico Con Endurecimiento Curvo. Fuente: (Fernandez V., 2006)

2.2.6.1.2. MODELO ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO.

En los elementos de concreto armado parte del concreto está confinado por el acero de refuerzo mientras que la zona de recubrimiento se encuentra sin confinar. La figura 2.25 muestra la sección transversal de una viga y una columna, las zonas de concreto confinado se indican sombreadas.

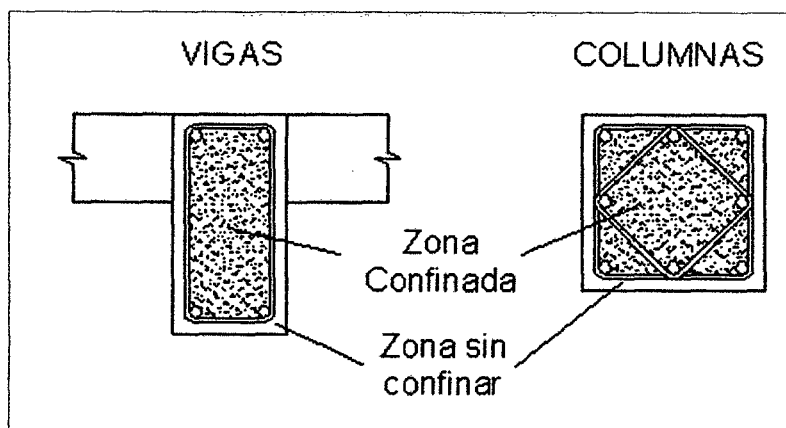


Figura 2. 24. Sección Típica De Viga Y Columna.

El comportamiento del concreto confinado es significativamente mejor que el del concreto sin confinar, no solo en lo que respecta al esfuerzo máximo sino fundamentalmente a que la deformación de falla o rotura aumenta significativamente (figura 2.26)

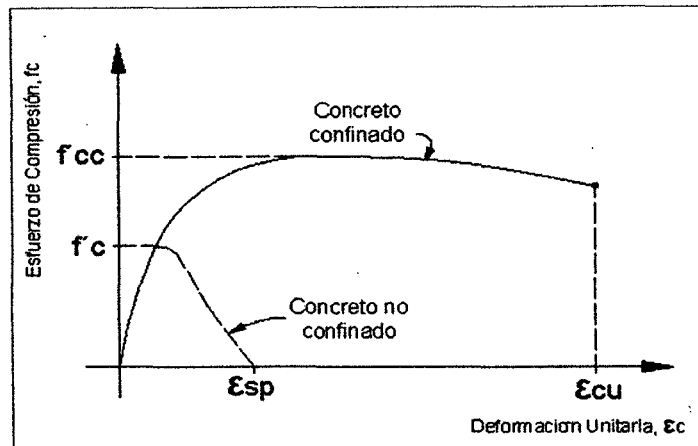


Figura 2. 25. Curva De Esfuerzo Deformación Para El Concreto Confinado Y Sin Confinar. **Fuente:** (Fernandez V., 2006, pág. 171)

2.2.6.1.2.1. MODELO PARA CONCRETO NO CONFINADO.

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del concreto, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican en modelos teóricos como los mostrados a continuación. (Ottazzi, 2003, pág. 171)

2.2.6.1.2.1.1. MODELO DE HOGENESTAD

Este modelo se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal. (Figura 2.7). La ecuación de la parábola viene dada por la siguiente expresión

$$f_c = f''_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right]$$

El esfuerzo máximo del concreto en la estructura real (f''_c) está asociado a una deformación unitaria ϵ_o que se calcula por la expresión $\epsilon_o = 1.8f''_c/E_c$.

El tramo recto parte del punto más alto de la curva, se extiende hasta una deformación unitaria de 0.00038 al cual corresponde un esfuerzo de $0.85 f''_c$

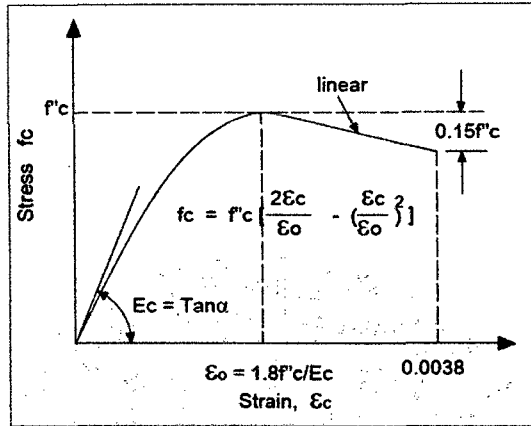


Figura 2. 26. Modelo modificado Honestad. Fuente: (Ottazzi, 2003, pág. 175)

2.2.6.1.2.1.2. MODELO DE CEB

La propuesta del comité europeo del concreto mostrada en la figura 2.28 corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple. (Ottazzi, 2003, pág. 171)

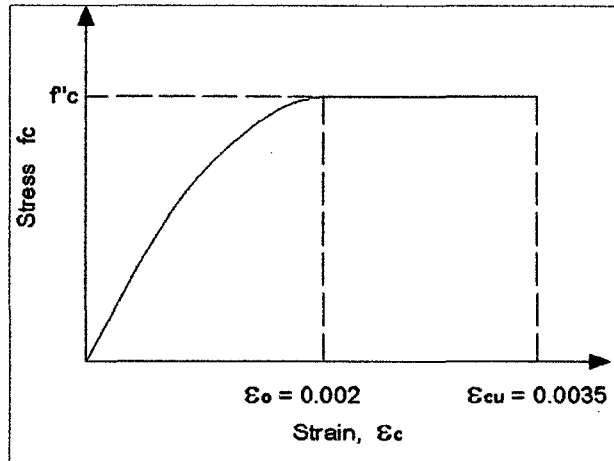


Figura 2. 27. Modelo del CEB. Fuente: (OTTAZI, 2003)

Este modelo consiste en una parábola que llega hasta el punto de máximo esfuerzo en el concreto ($f''c = 0.85f'c$) seguida por una recta bajo esfuerzo constante hasta llegar a su máxima deformación.

2.2.6.1.2.2. MODELOS PARA CONCRETOS CONFINADOS.

2.2.6.1.2.2.1. MODELO DE KENT Y PARK

Este modelo es muy utilizado para el caso de concreto confinado por estribos rectangulares, tiene tres tramos (Figura 2.29). En el tramo es una parábola cuyo máximo valor corresponde al esfuerzo f_c y a una deformación unitaria de 0.002. El segundo tramo es lineal y el esfuerzo decrece hasta alcanzar el 20% del f_c . La pendiente de este tramo depende de la resistencia del cilindro de concreto, de la relación del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto (medio al exterior de estribos) y el espaciamiento de los estribos. El último tramo es horizontal (al 20% del f_c) y no suele considerarse para el análisis sísmico de estructuras. Como se observa no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, sino que su efecto se considera en la longitud de la rama descendente de la curva.

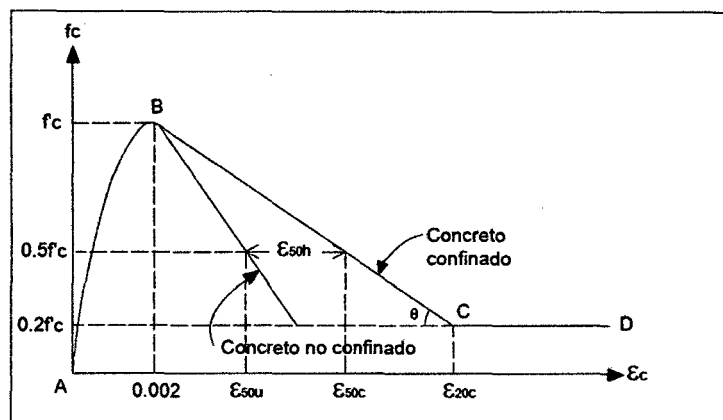


Figura 2. 28. Modelo de Kent y Park para concretos confinado por estribos rectangulares. **Fuente:** (OTTAZI, 2003)

2.2.6.1.2.2.2. MODELO DE MANDER.

Este modelo es aplicable para elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento. Por esta razón este es el modelo más empleado en el análisis sísmico de edificaciones y el que se utilizó en el presente trabajo.

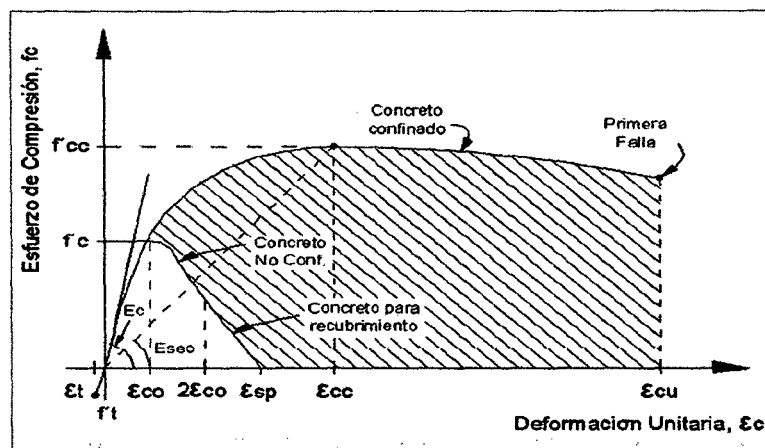


Figura 2. 29. Modelo Mander.

2.2.6.2. MODELO INELASTICO DE LAS SECCIONES (VIGAS Y COLUMNAS).

2.2.6.2.1. RELACION MOMENTO CURVATURA

La relación momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de la estructura ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de postfluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo.

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última ϕ_u , así como también sus respectivos momentos y curvaturas de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño.

2.2.6.2.2. DIAGRAMA MOMENTO GIRO.

Es la representación de los valores obtenidos de la relación momento-curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud (L_p) de la rótula plástica (ATC-40, 1996, pág. 171)

CAPITULO III

3. CAPITULO III. METODOLOGIA

3.1. TIPO DE ESTUDIO

El tipo de estudio que se realizó es Descriptivo, porque se describe el nivel de desempeño sismorresistente que alcanza la estructura de acuerdo con los distintos tipos de movimientos sísmicos a los que puede ser sometida. Analítico, pues se analizó el comportamiento del edificio frente a los movimientos sísmicos propuestos.

LOCALIZACION

El edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. Se encuentra localizado en:

UBICACION

Lugar : Carretera Baños del Inca Km. 06 +000
Distrito : Baños del Inca
Provincia : Cajamarca
Departamento : Cajamarca

COORDENADAS

ESTE: 779521.37 E

NORTE: 9207321.63 N

COTA: 2,745 m.s.n.m.

CLIMA: 08° C a 18° C .

3.2. POBLACION

La población está constituida por el edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca.

3.3. TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS

La información necesaria para la elaboración de la presente investigación corresponde al expediente técnico de la edificación, la cual se tiene acceso; principalmente a elementos de relevancia, en este caso: planos de la construcción, especificaciones técnicas y características de los materiales empleados, así como las características de fundación.

Esta investigación utilizará como instrumento de procesamiento, simulación y análisis de la estructura, el software SAP2000 v15 educacional, el cual requiere el ingreso de los datos e información descrita en el Capítulo II TIPO DE ANALISIS.

3.4. PROCESAMIENTO DE DATOS

El procesamiento de datos se realizó con ayuda de software sap2000 v15, Microsoft Office.

3.5. PRESENTACION Y ANALISIS DE DATOS.

La presentación de los resultados es a través de gráficos y tablas, las cuales fueron contrastadas con los parámetros del ATC-40 (ATC, 1996, pág. 170) y visión 2000 (SEAOC, 1995, pág. 171).

El análisis se realizó utilizando las bases teóricas enunciadas en este estudio, y con él se determinó el comportamiento sísmico de la edificación.

CAPITULO IV

4. CAPITULO IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

4.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TECNICAS.

El análisis estático no lineal que se realizara para la estructura del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca considerara todas las características de la misma, como las características y propiedades de los materiales, propiedades geométricas del edificio y de cada uno de los elementos estructurales y las cargas a la que está expuesta. Todas estas características y propiedades se incluyeron en el modelamiento de la estructura realizado en el programa SAP 2000 versión 15.

Para el modelamiento de la estructura se consideraron las siguientes propiedades obtenidas de las especificaciones técnicas del expediente técnico.

4.1.1. Propiedades y especificaciones del concreto.

Resistencia a la compresión de vigas:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión de columnas:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad:

$$E = 15000\sqrt{f'c}$$

$$E = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$$

Peso unitario:

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Recubrimiento:

$$\text{Rec.} = 3.5 \text{ cm}$$

4.1.2. Propiedades y especificaciones de acero.

Esfuerzo de fluencia.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Peso unitario:

$$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Módulo elasticidad:

$$E = 2 \times 10^7 \text{ Tn/m}^2$$

4.1.3. El tipo de suelo. (foto en anexos)

Figura 4. 1. Perfil estratigráfico calicata 01. **Fuente:** Estudio de suelos.

ESTRATO	PROF. (m)	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
E - 0	0.00		OH - Arcillas orgánicas, de color negro, no se extrajo muestra.
E - 1	-0.60		CL - arcillas inorgánicas mezcla de arcillas y limos, Plasticidad de media de color marrón claro.
E - 2	-1.00		GP-GM - Gravas mal gradadas mezcla de grava arena y limos. Suelos de plasticidad Nula presentan gravas de diámetro máximo de 3", de color pardo, también presentan bolonería de 10"
	-4.00		

Figura 4. 2. Perfil estratigráfico calicata 02. **Fuente:** Estudio de suelos.

ESTRATO	PROF. (m)	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
E - 0	0.00		OH - Arcillas orgánicas, de color negro, no se extrajo muestra.
E - 1	-0.60		CL - arcillas inorgánicas mezcla de arcillas y limos, Plasticidad de media de color marrón claro.
E - 2	-1.00		GP-GM - Gravas mal gradadas mezcla de grava arena y limos. Suelos de plasticidad Nula presentan gravas de diámetro máximo de 3", de color pardo, también presentan bolonería de 10"
	-4.00		

4.2. DIAGRAMAS MOMENTO GIRO.

Los diagramas momento giro se obtuvieron a partir de los datos de las relaciones momento curvatura obtenidos con la aplicación Section Designer SAP 2000, para lo cual se modeló las secciones correspondientes a la ubicación de las rotulas plásticas ubicadas en vigas principales, en vigas secundarias y en columnas. Para obtener el giro correspondiente en cada punto representativo del diagrama Momento Giro, se multiplicó cada valor de la curvatura por la longitud de cada rotula plástica (L_p), que está dada por la siguiente fórmula. (ATC, 1996).

$$L_p = 0.5xh$$

Dónde:

- ✓ L_p : Longitud de la rótula plástica.
- ✓ h : Peralte del elemento.

Para determinar los diagramas momento-giro de las secciones de columnas y vigas en análisis, se emplearon los diagramas momento curvatura, los cuales son generados en el Sap2000 con la aplicación de la función "Section Designer".

Los diagramas momento giro se obtuvieron multiplicando la curvatura por la longitud de rotula plástica L_p de cada sección. Este diagrama representa la capacidad de rotación inelástica de los elementos.

El código (FEMA, 1996, pág. 171) plantea un diagrama momento giro simplificado con trazos rectos definidos por los puntos notables A, B, C, D y E como se muestra en la figura.

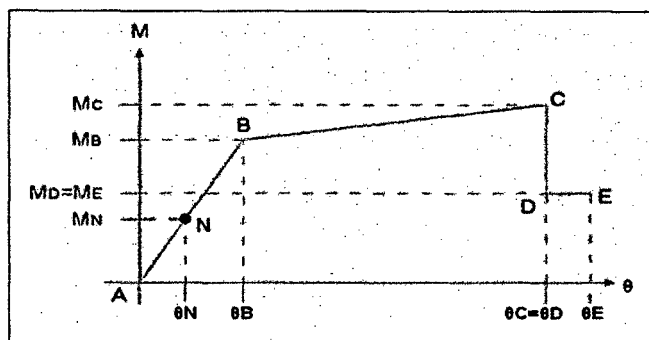


Figura 4. 3. Diagrama momento Giro simplificado. Fuente: Fernández 2006.

En el punto N corresponde al momento último obtenido con las combinaciones de carga establecidas en la norma peruana; en el punto B representa la fluencia efectiva; en el punto C corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula. Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima se produce una reducción súbita de momento (hasta el 40%), conformando el punto D. luego, el momento se mantiene constante por un tramo muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto C) hasta que sobreviene la rótula, punto E (Fernández 2006).

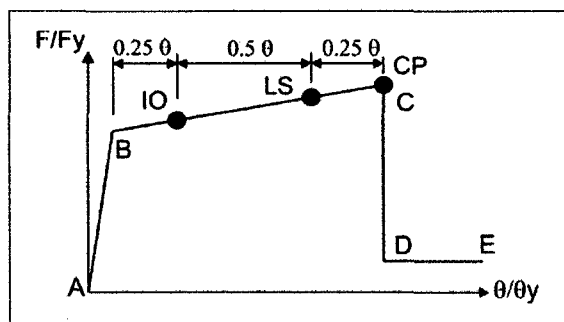


Figura 4. 4. Identificación de respuesta límite en una columna. Fuente: (FEMA, 1996).

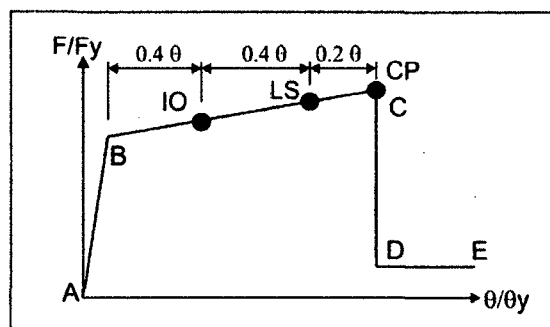


Figura 4. 5. Identificación de respuesta límite en una viga. Fuente: (FEMA, 1996).

Los valores de los parámetros numéricos A, B, C y D; y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos según los diagramas de Momento-giro calculados y que son normalizados según los valores de fluencia (M_y) de las secciones de cada elemento estructural.

Siguiendo las consideraciones anteriores, concentramos el comportamiento inelástico del modelo en la zona de alta demanda sísmica, representadas por las rotulas plásticas, en las

ubicaciones indicadas:

- ✓ Columnas: En los extremos de los elementos.
- ✓ Vigas: En los extremos y en la zona central de las mismas.

4.2.1. DIAGRAMAS MOMENTO GIRO PARA COLUMNAS.

Se definieron tres tipos cinco tipos de articulaciones plásticas para columnas. En ellas predominan la flexo compresión (P-M2-M3), es decir que los esfuerzos (carga axial y momento) que actúan en las columnas están relacionadas mediante sus correspondientes superficies de interacción.

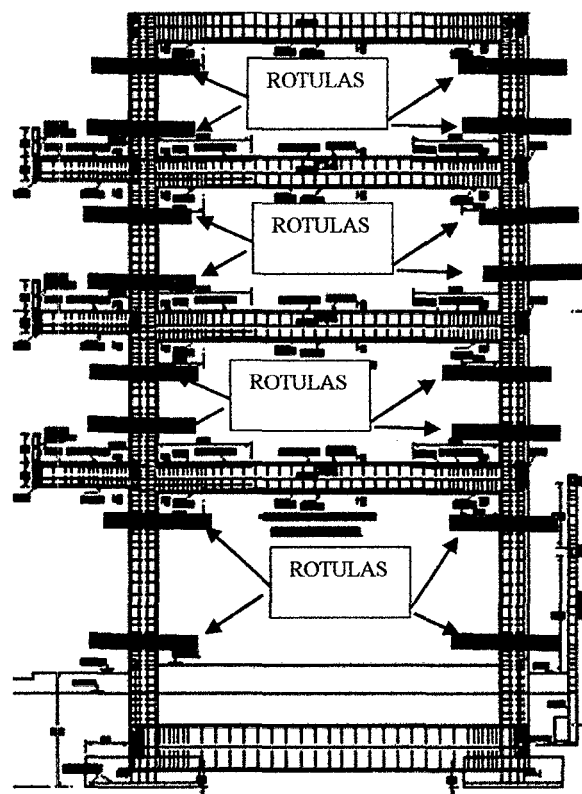


Figura 4. 6. Ubicación General de las rotulas a analizar en columnas.

a) Diagrama momento giro para la columna C1

A continuación se presenta las reacciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de las columnas para luego usarlas en el modelamiento de la estructura específicamente en las rotulas plásticas en el programa SAP 2000.

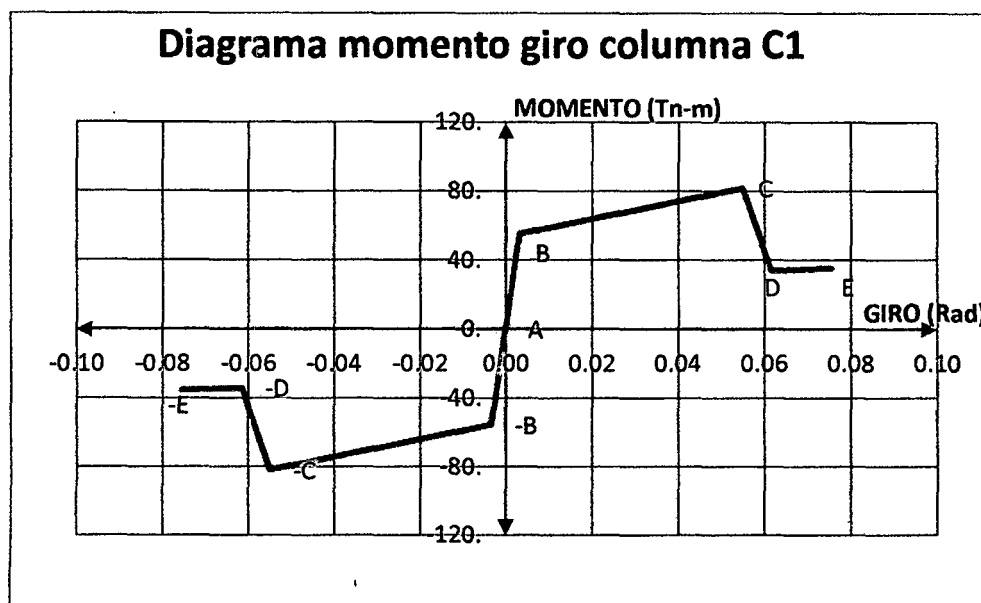
Tabla 4. 1. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C1.

SECCION DE COLUMNA (C1)	PUNTO	MOMENTO	CURVATUR A (1/m)	GIRO	M/MY	θ/θ_Y
	"-E"	-35.5287	-0.2519	-0.0756	-0.6400	-23.3241
	"-D"	-34.2741	-0.2049	-0.0615	-0.6174	-18.9722
	"-C"	-81.7069	-0.1832	-0.0550	-1.4719	-16.9630
	"-B"	-55.5106	-0.0108	-0.0032	1.0000	-1.0000
	A	0	0	0	0	0
	B	55.5106	0.0108	0.0032	1.0000	1.0000
	C	81.7069	0.1832	0.0550	1.4719	16.9630
	D	34.2741	0.2049	0.0615	0.6174	18.9722
	E	35.5287	0.2519	0.0756	0.6400	23.3241

Tabla 4. 2. Criterios de aceptación de la articulación C1.

IO	LS	CP
0.0137	0.0412	0.0550

Figura 4. 7. Diagrama Momento Giro para C1.



b) Diagrama momento giro para la columna C2

A continuación se presenta las reacciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de las columnas para luego usarlas en el modelamiento de la estructura específicamente en las rotulas plásticas en el programa SAP 2000.

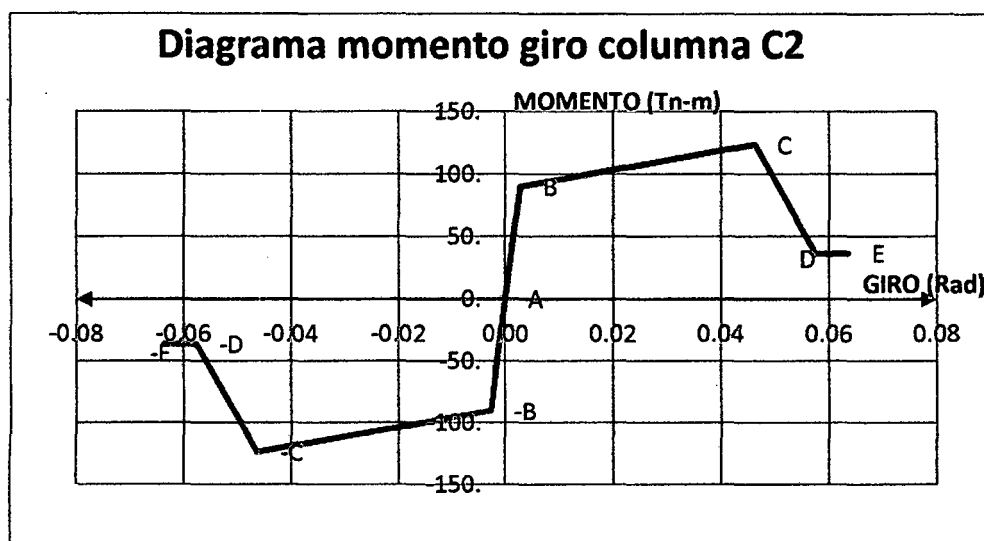
Tabla 4. 3. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C2.

SECCION DE COLUMNA (C2)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA A (1/m)	GIRO	M/MY	θ/θ_Y
	"-E"	-36.6388	-0.1591	-0.0636	-0.4068	-23.2263
	"-D"	-36.0791	-0.1439	-0.0576	-0.4006	-21.0073
	"-C"	-123.6374	-0.1157	-0.0463	-1.3728	-16.8905
	"-B"	-90.0645	-0.0069	-0.0027	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0	0	0
	B	90.0645	0.0069	0.0027	1.0000	1.0000
	C	123.6374	0.1157	0.0463	1.3728	16.8905
	D	36.0791	0.1439	0.0576	0.4006	21.0073
	E	36.6388	0.1591	0.0636	0.4068	23.2263

Tabla 4. 4. Criterios de aceptación de la articulación C2.

IO	LS	CP
0.0116	0.0347	0.0463

Figura 4. 8. Diagrama Momento Giro para C2.



c) Diagrama momento giro para la columna C3.

Tabla 4. 5. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C3.

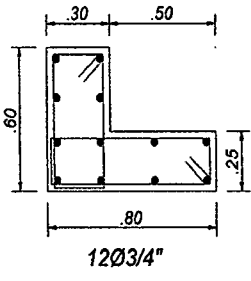
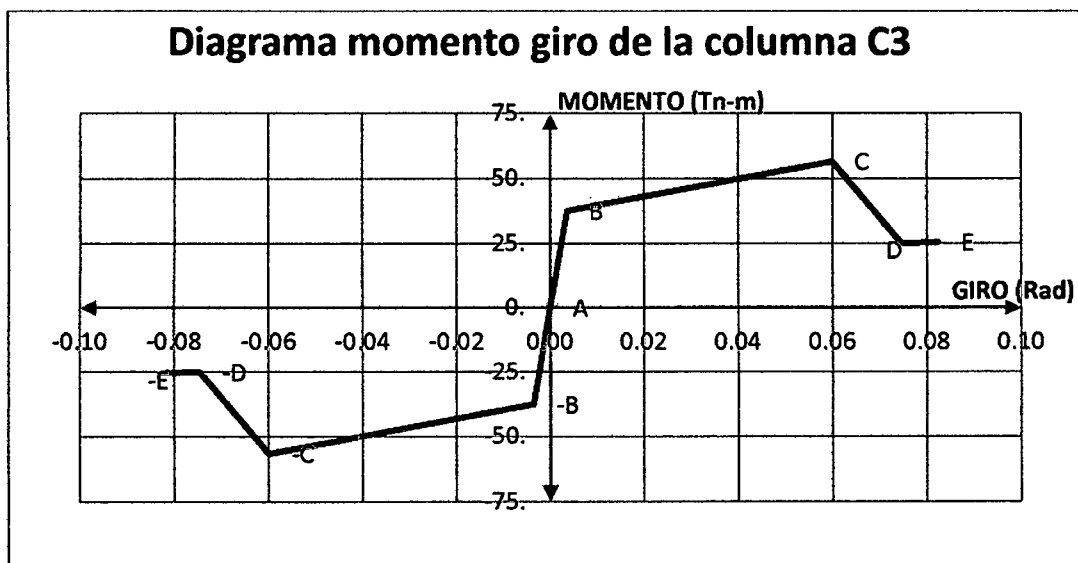
SECCION DE COLUMNA (C3)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA A (1/m)	GIRO	M/MY	θ/θ_Y
	"-E"	-25.4389	-0.2751	-0.0825	-0.6781	-23.3136
	"-D"	-24.9916	-0.2487	-0.0746	-0.6661	-21.0763
	"-C"	-56.5885	-0.2000	-0.0600	-1.5083	-16.9492
	"-B"	-37.5172	-0.0118	-0.0035	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0	0	0
	B	37.5172	0.0118	0.0035	1.0000	1.0000
	C	56.5885	0.2000	0.0600	1.5083	16.9492
	D	24.9916	0.2487	0.0746	0.6661	21.0763
	E	25.4389	0.2751	0.0825	0.6781	23.3136

Tabla 4. 6. Criterios de aceptación de la articulación C3.

IO	LS	CP
0.0150	0.0450	0.0600

Figura 4. 9. Diagrama Momento Giro para C3.



d) Diagrama momento giro para la columna C4.

Tabla 4. 7. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C4.

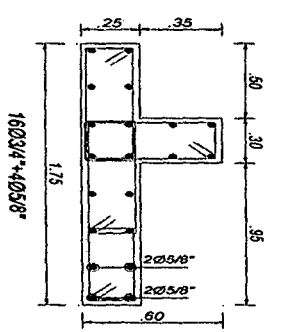
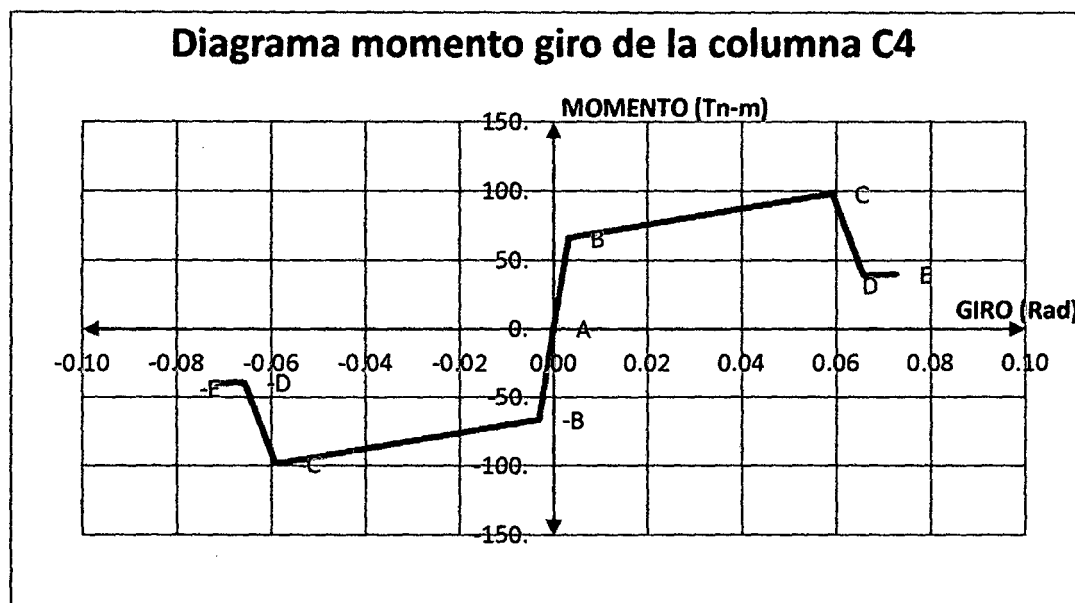
SECCION DE COLUMNA (C4)	PUNTO	MOMENTO	CURVATUR A (1/m)	GIRO	M/MY	$\theta/\theta Y$
	"-E"	-39.7583	-0.2425	-0.0728	-0.6009	-23.3173
	"-D"	-39.0469	-0.2193	-0.0658	-0.5902	-21.0865
	"-C"	-98.3428	-0.1972	-0.0592	-1.4864	-18.9615
	"-B"	-66.1612	-0.0104	-0.0031	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0	0	0
	B	66.1612	0.0104	0.0031	1.0000	1.0000
	C	98.3428	0.1972	0.0592	1.4864	18.9615
	D	39.0469	0.2193	0.0658	0.5902	21.0865
	E	39.7583	0.2425	0.0728	0.6009	23.3173

Tabla 4. 8. Criterios de aceptación de la articulación C4.

IO	LS	CP
0.0148	0.0444	0.0592

Figura 4. 10. Diagrama Momento Giro para C4.



e) Diagrama momento giro para la columna C5

Tabla 4. 9. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para C4.

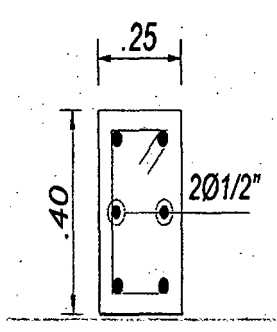
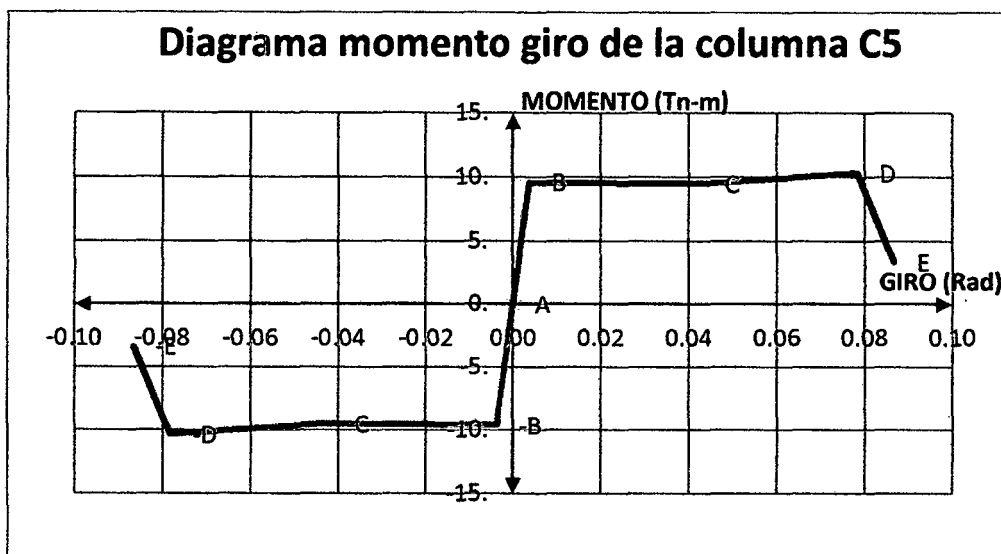
SECCION DE COLUMNA (C5)	PUNTO	MOMENTO	CURVATUR A (1/m)	GIRO	M/MY	$\theta/\theta Y$
	"-E"	-3.3814	-0.4335	-0.0867	-0.3525	-23.1818
	"-D"	-10.3312	-0.392	-0.0784	-1.0770	-20.9626
	"-C"	-9.4768	-0.2157	-0.0431	-0.9879	-11.5348
	"-B"	-9.5928	-0.0187	-0.0037	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0	0	0
	B	9.5928	0.0187	0.0037	1.0000	1.0000
	C	9.4768	0.2157	0.0431	0.9879	11.5348
	D	10.3312	0.392	0.0784	1.0770	20.9626
	E	3.3814	0.4335	0.0867	0.3525	23.1818

Tabla 4. 10. Criterios de aceptación de la articulación C5.

IO	LS	CP
0.0108	0.0324	0.0431

Figura 4. 11. Criterios de aceptación de la articulación C3.



DIAGRAMAS MOMENTO GIRO PARA VIGAS.

A continuación se presenta las reacciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de las vigas principales y secundarias para luego usarlas en el modelamiento de la estructura específicamente en las rotulas plásticas en el programa SAP 2000.

a) Diagrama Momento Giro para la viga v-101

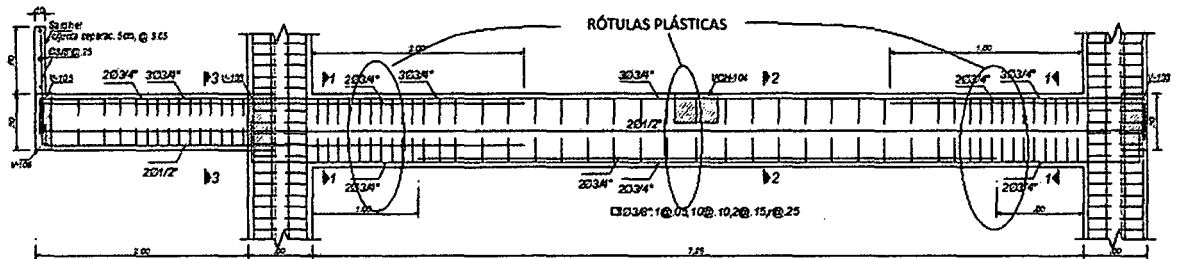


Figura 4. 12. Ubicación de las rotulas a analizar en vigas.

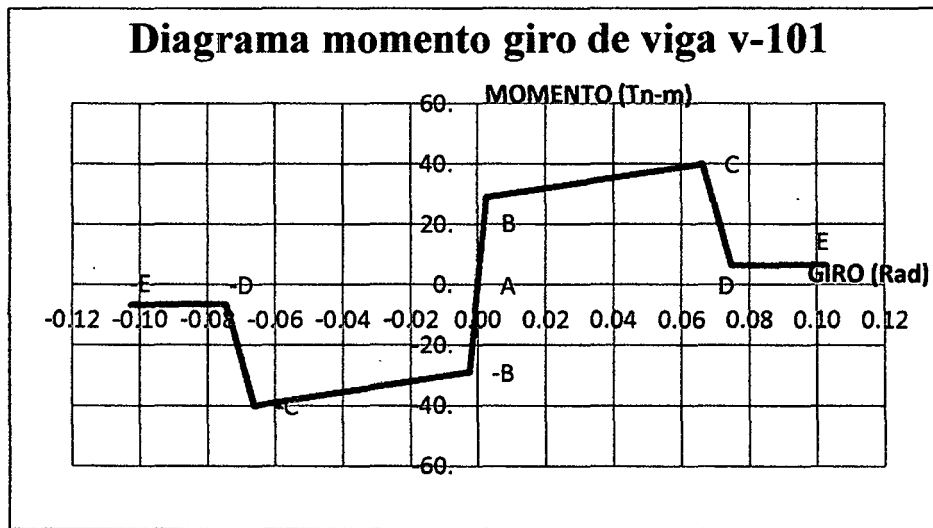
Tabla 4. 11. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-101.

SECCION DE VIGA (V-101)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp	GIRO	M/MY	$\theta/\theta Y$
	"E"	-6.6742	0.0741	0.325	-0.1026	-0.2309	-41.8001
	"D"	-6.3443	0.0539	0.325	-0.0747	-0.2195	-30.4037
	"C"	-40.0349	0.0479	0.325	-0.0663	-1.3853	-27.0020
	"B"	-28.9003	0.0018	0.325	-0.0025	1.0000	-1.0000
	A	0	0	0.325	0	0	0
	B	28.9003	-0.0018	0.325	0.0025	1.0000	1.0000
	C	40.0349	-0.0479	0.325	0.0663	1.3853	27.0020
	D	6.3443	-0.0539	0.325	0.0747	0.2195	30.4037
	E	6.6742	-0.0741	0.325	0.1026	0.2309	41.8001

Tabla 4. 12. Criterios de aceptación de la articulación V-101

IO	LS	CP
0.0265	0.0530	0.0663

Figura 4. 13. Diagrama Momento Giro para v-101.



b) Diagrama Momento Giro para la viga v-102

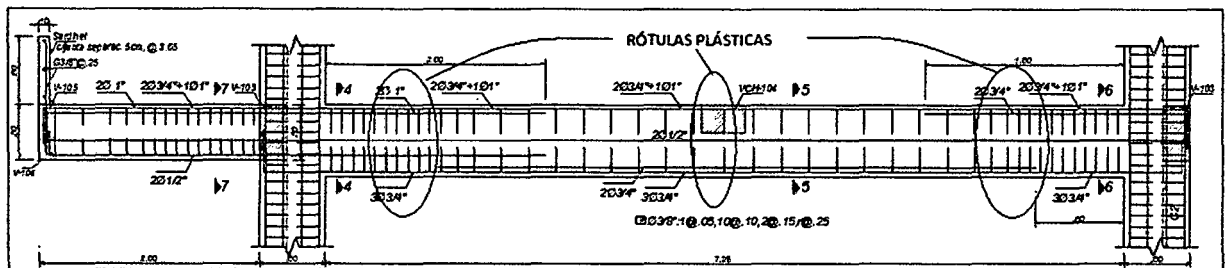


Figura 4. 14. Ubicación de las rótulas plásticas en v-102.

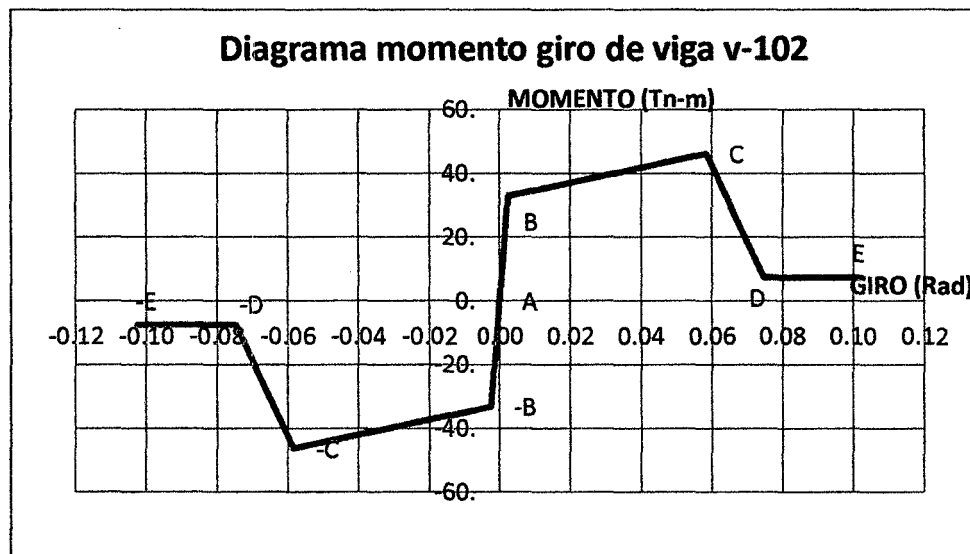
Tabla 4. 13. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-102.

SECCION DE VIGA (V-102)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp	GIRO	M/MY	θ/θ_Y
	"-E"	-7.3345	-0.3158	0.3250	-0.1026	-0.2219	-41.8001
	"-D"	-7.4473	-0.2297	0.3250	-0.0747	-0.2253	-30.4037
	"-C"	-46.2302	-0.1798	0.3250	-0.0584	-1.3985	-23.7988
	"-B"	-33.0573	-0.0076	0.3250	-0.0025	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0.3250	0	0	0
	B	33.0573	0.0076	0.3250	0.0025	1.0000	1.0000
	C	46.2302	0.1798	0.3250	0.0584	1.3985	23.7988
	D	7.4473	0.2297	0.3250	0.0747	0.2253	30.4037
	E	7.3345	0.3158	0.3250	0.1026	0.2219	41.8001

Tabla 4. 14. Criterios de aceptación de la articulación V-102.

IO	LS	CP
0.0234	0.0467	0.0584

Figura 4. 15. Diagrama Momento Giro para v-102.



c) Diagrama Momento Giro para la viga v-103

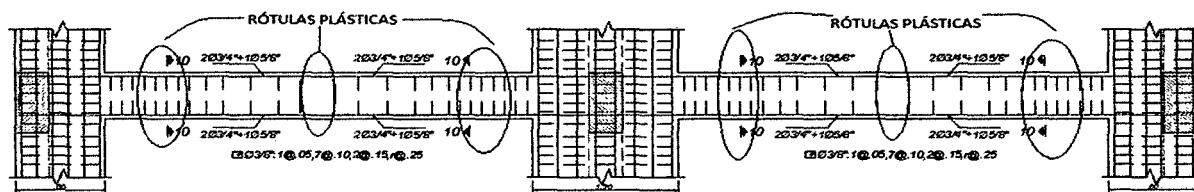


Figura 4. 16. Ubicación de las rótulas plásticas en v-103.

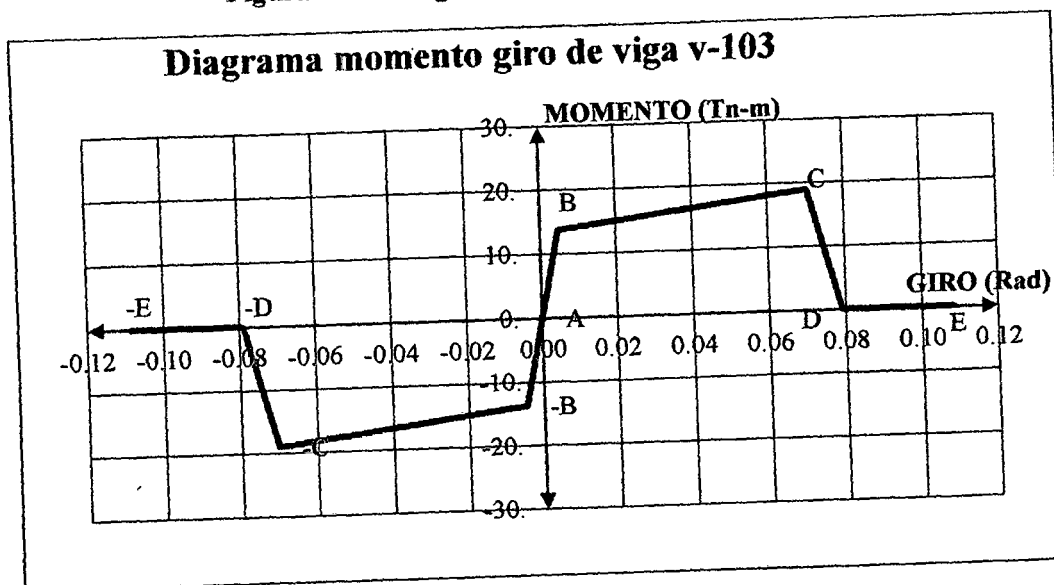
Tabla 4. 15. Datos de relación Momento-Curvatura -Giro para v-103.

SECCION DE VIGA (V-103)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp	GIRO	M/MY	θ/θ_Y
	"-E"	-0.0322	-0.4347	0.25	-0.1087	-0.0023	-23.2460
	"-D"	-0.0675	-0.3161	0.25	-0.0790	-0.0049	-16.9037
	"-C"	-18.993	-0.2808	0.25	-0.0702	-1.3855	-15.0160
	"-B"	-13.708	-0.0187	0.25	-0.0047	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0.25	0	0	0
	B	13.708	0.0187	0.25	0.0047	1.0000	1.0000
	C	18.993	0.2808	0.25	0.0702	1.3855	15.0160
	D	0.0675	0.3161	0.25	0.0790	0.0049	16.9037
	E	0.0322	0.4347	0.25	0.1087	0.0023	23.2460

Tabla 4. 16. Criterios de aceptación de la articulación V-102.

IO	LS	CP
0.0281	0.0562	0.0702

Figura 4. 17. Diagrama Momento Giro para v-103.



d) Diagrama Momento Giro para la viga v-101'

Figura 4. 18. Ubicación de las rótulas plásticas en v-101'.

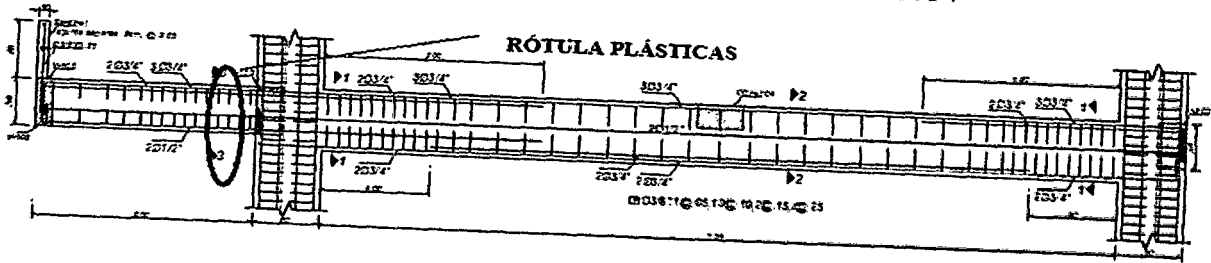


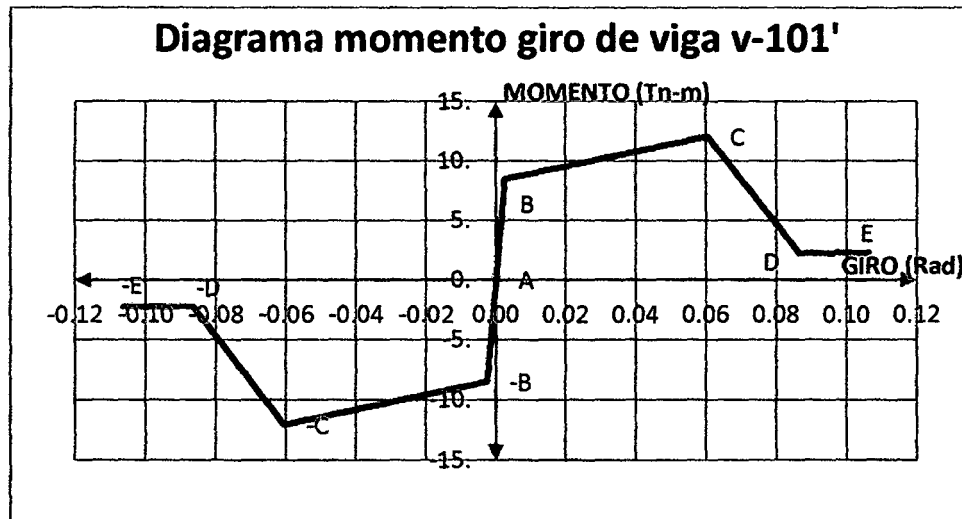
Tabla 4. 17. Datos de relación Momento-Curvatura -Giro para v-101'.

SECCION DE VIGA (V-101')	PUNTO	MOMENTO	CURVATUR A. (1/m)	Lp	GIRO	M/MY	θ/θ_Y
	"E"	-2.2867	-0.4255	0.25	-0.1064	-0.2693	-41.7157
	"D"	-2.2221	-0.3461	0.25	-0.0865	-0.2617	-33.9314
	"C"	-12.0632	-0.2423	0.25	-0.0606	-1.4207	-23.7549
	"B"	-8.4909	-0.0102	0.25	-0.0026	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0.25	0	0.0000	0.0000
	B	8.4909	0.0102	0.25	0.0026	1.0000	1.0000
	C	12.0632	0.2423	0.25	0.0606	1.4207	23.7549
	D	2.2221	0.3461	0.25	0.0865	0.2617	33.9314
	E	2.2867	0.4255	0.25	0.1064	0.2693	41.7157

Tabla 4. 18. Criterios de aceptación de la articulación V-101'.

IO	LS	CP
0.0242	0.0485	0.0606

Figura 4. 19. Diagrama Momento Giro para v-101'.



e) Diagrama Momento Giro para la viga v-102'

Figura 4. 20. Ubicación de las rótulas plásticas en v-102'.

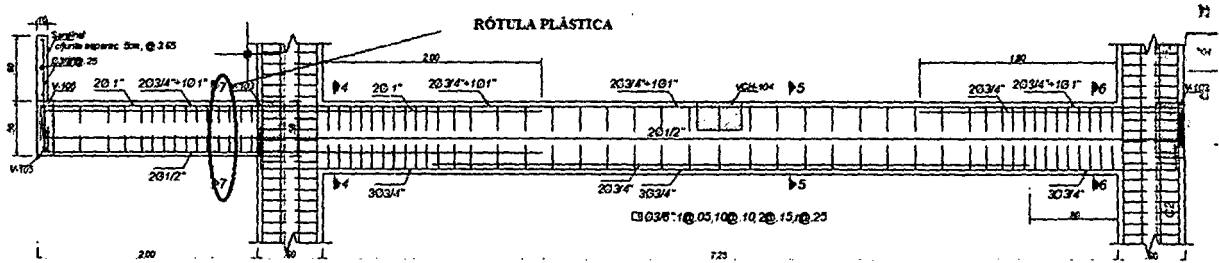


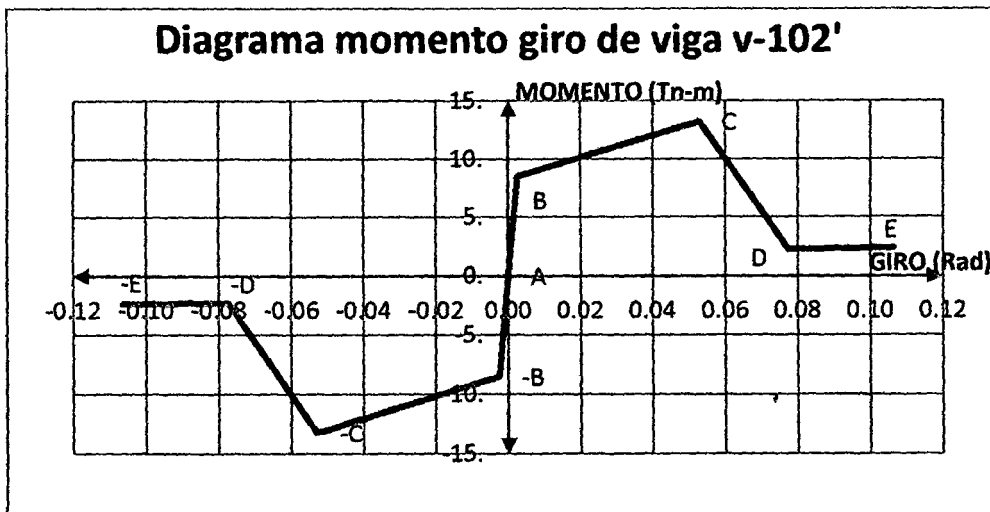
Tabla 4. 19. Datos de relación Momento-Curvatura –Giro para v-102'.

SECCION DE VIGA (V-102')	PUNTO	MOMENTO	CURVATUR A (1/m)	Lp	GIRO	M/MY	$\theta/\theta Y$
	"-E"	-2.3594	-0.4255	0.25	-0.1064	-0.2772	-41.7157
	"-D"	-2.2576	-0.3095	0.25	-0.0774	-0.2653	-30.3431
	"-C"	-13.2126	-0.2117	0.25	-0.0529	-1.5525	-20.7549
	"-B"	-8.5107	-0.0102	0.25	-0.0026	-1.0000	-1.0000
	A	0	0	0.25	0	0	0
	B	8.5107	0.0102	0.25	0.0026	1.0000	1.0000
	C	13.2126	0.2117	0.25	0.0529	1.5525	20.7549
	D	2.2576	0.3095	0.25	0.0774	0.2653	30.3431
	E	2.3594	0.4255	0.25	0.1064	0.2772	41.7157

Tabla 4. 20. Criterios de aceptación de la articulación V-102'.

IO	LS	CP
0.0212	0.0423	0.0529

Figura 4. 21. Diagrama Momento Giro para v-102'.



4.3. OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.

Para la determinación del espectro de respuesta se usaron las formulas, factores y coeficientes de sitio de la Norma E-030 (Norma de Diseño Sismorresistente). A continuación se determina toda la información necesaria para elaborar el espectro de respuesta de la estructura para

a) PARAMETROS DE DISEÑO

ZONA: 3 FACTOR Z: 0.35 Cajamarca.

b) Factor de zona.

Tipo de perfil se suelo: S3 (Suelos flexibles o con estratos de gran espesor).

$T_p(s)$: 1.00

$T_L(s)$: 1.60

FACTOR DE SUELO (S): 1.20

c) Factor de amplificación sísmica (C)

Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo. Se determina de la siguiente manera.

$$T < T_p \quad C = 2.5, \quad T_p < T < T_L \quad C = 2.5x \frac{T_p}{T}, \quad T > T_L \quad C = 2.5x \frac{T_p \cdot T_L}{T^2}$$

- ✓ T_p : periodo que define las plataformas del espectro para cada tipo de suelo.
- ✓ T : período fundamental de la estructura para análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.
- ✓ C : factor de amplificación sísmica.

d) Factor de uso e importancia.

Edificación categoría "A2" (Esencial).

U : 1.5

e) Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas (R).

Sistema Dual: 7

f) Determinación de la aceleración espectral.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

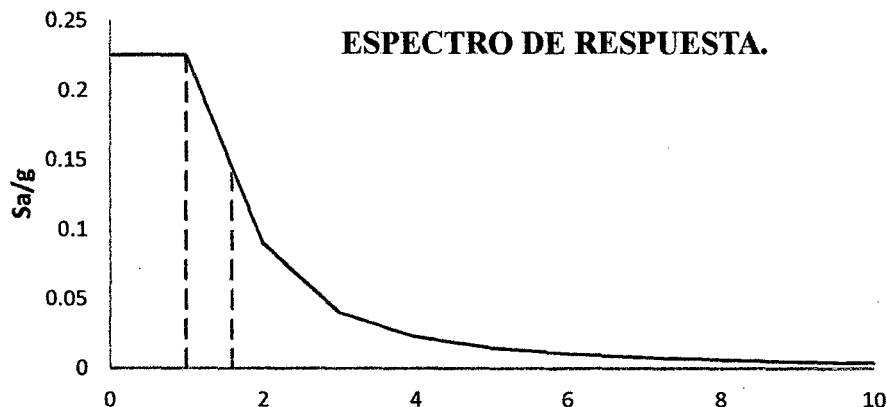
Con la información necesaria, se procede a calcular los valores de los factores de amplificación sísmica para cada periodo T y luego el valor de la aceleración espectral, para poder hallar el espectro de aceleración que se ingresara en el modelo estructural realizado en el Sap2000 para realizar el análisis estático no lineal.

Tabla 4. 21. Valores de la aceleración espectral y de los coeficientes de amplificación.

T	Sa	C	T	Sa	C
0.0010	2.2073	2.5000	3.0010	0.3529	0.3997
0.1010	2.2073	2.5000	3.5010	0.2593	0.2937
0.2010	2.2073	2.5000	4.0010	0.1986	0.2249
0.3010	2.2073	2.5000	4.5010	0.1569	0.1777
0.4010	2.2073	2.5000	5.0010	0.1271	0.1439
0.5010	2.2073	2.5000	5.5010	0.1050	0.1190
0.6010	2.2073	2.5000	6.0010	0.0883	0.1000
0.7010	2.2073	2.5000	6.5010	0.0752	0.0852
0.8010	2.2073	2.5000	7.0010	0.0648	0.0734
0.9010	2.2073	2.5000	7.5010	0.0565	0.0640
1.0010	1.9845	2.2478	8.0010	0.0497	0.0562
1.2010	1.6541	1.8734	8.5010	0.0440	0.0498
1.3010	1.5269	1.7294	9.0010	0.0392	0.0444
1.4010	1.4179	1.6060	9.5010	0.0352	0.0399
1.5010	1.3235	1.4990	10.0010	0.0318	0.0360
1.6010	1.2400	1.4045	11.0010	0.0263	0.0297
1.7010	1.0985	1.2442	12.0010	0.0221	0.0250
1.8010	0.9799	1.1099	13.0010	0.0188	0.0213
1.9010	0.8795	0.9962	14.0010	0.0162	0.0184
2.0010	0.7938	0.8991	15.0010	0.0141	0.0160
2.5010	0.5081	0.5755			

La siguiente figura muestra el espectro de respuesta que relaciona los valores obtenidos de la aceleración espectral calculados para cada valor de periodo T.

Figura 4. 22. Espectro de respuesta calculado.



4.4. CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.

Se obtuvieron las curvas de capacidad representativa, una para cada sentido del sismo, ya que se realizó el análisis de las estructuras modulo A y B, aplicando el sismo tanto en dirección X, como en la dirección del eje Y. para llevar a cabo el análisis estático no lineal se definieron los siguientes casos o combinaciones de carga.

a) Combinación de Carga Gravitacional.

Para elegir la combinación de carga se usó una de las combinaciones de cargas propuestas en la norma E-020, para el caso en estudio el caso más desfavorable es cuando se suma la carga muerta con la carga viva.

4.4.1. Curva de capacidad de la estructura módulo A para sismo en dirección del eje X.

Se modeló a la estructura en el SAP 2000 y se sometió a un análisis incremental cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje X se obtuvieron los valores de desplazamiento en el nudo de control ubicado en la parte más alta de la estructura modulo A continuación se muestran la figura que contiene dichos valores.

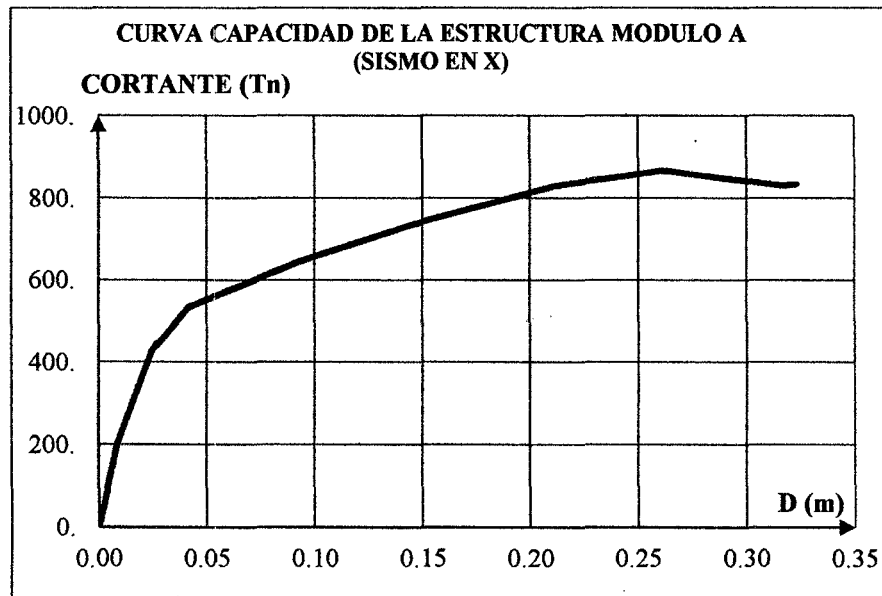


Figura 4. 23. Curva de capacidad modulo A (sismo en X.).

Para sectorizar la curva usaremos los cinco niveles de desempeño propuesto por la SEAOC en su documento VISION 2000 para así poder limitar a cada nivel de desempeño, para poder ubicarlos en el rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

La sectorización de la estructura que para este caso es el modulo A es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño frente a los diferentes sismos.

Se inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, luego se usa el criterio de rigideces tangentes, para poder determinar el punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

A continuación se presenta la sectorización de la curva, así como el punto de fluencia efectiva.

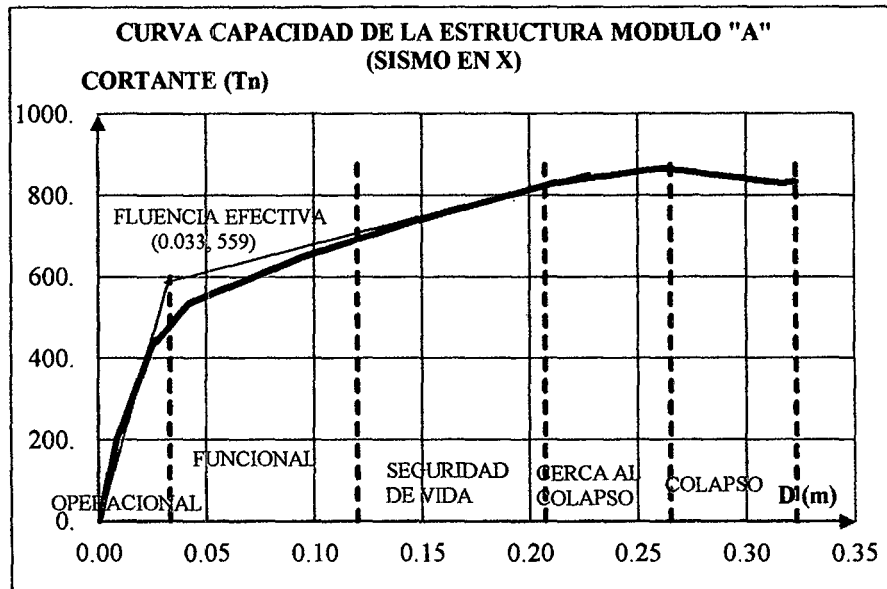


Figura 4. 24. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X.

En la Figura 4.24. Se muestra el punto de fluencia efectiva el cual se ha obtenido mediante la aplicación del criterio de rigideces tangentes. La coordenada del punto de fluencia efectiva es la siguiente.

$$\text{PFE: (0.033 m., 559 Ton.)}$$

Los rangos elásticos y plásticos son los siguientes.

Tabla 4. 22. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.

RANGO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Rango Elástico	0	0.033
Rango Plástico	0.033	0.33

Los valores del desplazamiento en el nudo de control asociado a cada nivel de desempeño calculado según la Tabla 4.23 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC.

Tabla 4. 23. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.033
Funcional	0.033	0.120
Seguridad de vida	0.120	0.207
Cerca del Colapso	0.207	0.265
Colapso	0.265	0.323

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo al punto de desempeño que se evaluara más adelante.

4.4.2. Curva de capacidad de la estructura modulo A para sismo en dirección del eje Y.

Se modelo a la estructura en el SAP 2000 y se sometió a un análisis incremental cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje Y se obtuvieron los valores de desplazamiento en el nudo de control ubicado en la parte más alta de la estructura modulo A continuación se muestran la Figura 4.25 que contiene dichos valores.

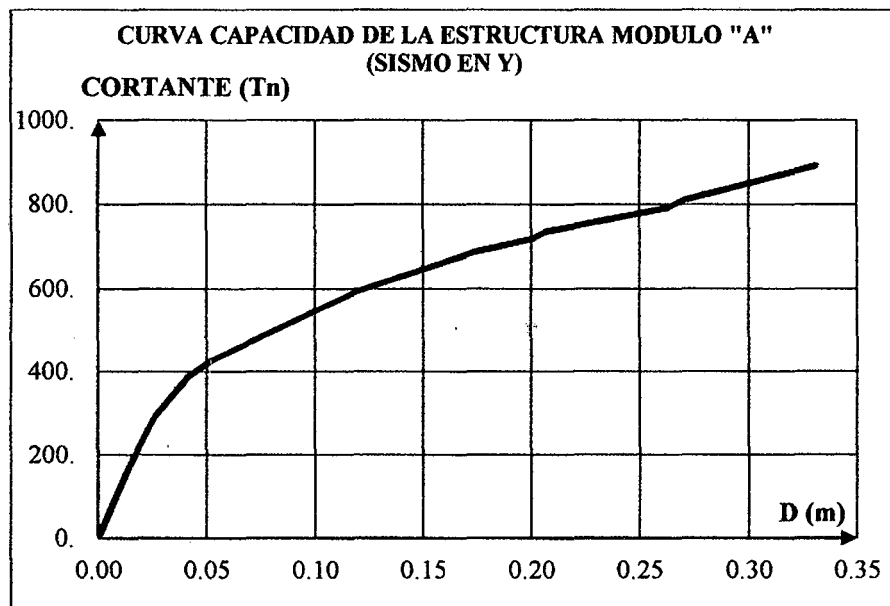


Figura 4. 25. Curva de Capacidad Modulo A (sismo en Y).

4.4.2.1. Sectorización de la curva de capacidad.

Para sectorizar la curva usaremos los cinco niveles de desempeño propuesto por la SEAOC en su documento VISION 2000 para así poder limitar a cada nivel de desempeño, para poder ubicarlos en el rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

La sectorización de la estructura que para este caso es el modulo A es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño frente a los diferentes sismos.

Se inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, luego se usa el criterio de rigideces tangentes, para poder determinar el punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

A continuación se presenta la sectorización de la curva, así como el punto de fluencia efectiva.

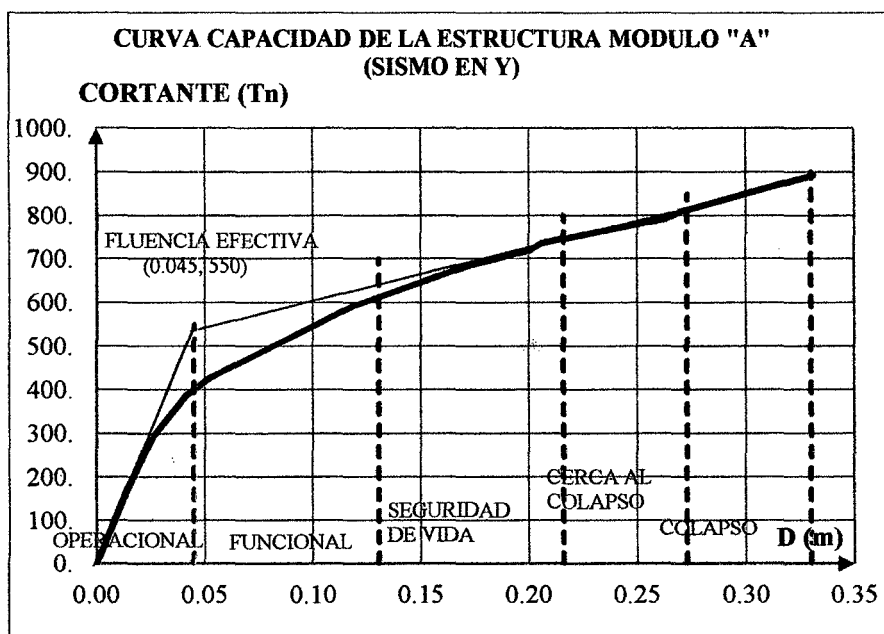


Figura 4. 26. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en Y.

En la Figura 4.26 se muestra el punto de fluencia efectiva el cual se ha obtenido mediante la aplicación del criterio de rigideces tangentes. La coordenada del punto de fluencia efectiva es la siguiente.

$$\text{PFE: (0.045 m., 550 Tn.)}$$

Los rangos elásticos y plásticos son los siguientes.

Tabla 4. 24. Limite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.

RANGO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Rango Elástico	0.000	0.045
Rango Plástico	0.045	0.33

Los valores del desplazamiento en el nudo de control asociado a cada nivel de desempeño calculado según la Tabla 4.25 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC.

Tabla 4. 25. Limite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Limite Superior (m)
Operacional	0.000	0.045
Funcional	0.045	0.131
Seguridad de vida	0.131	0.216
Cerca del Colapso	0.216	0.273
Colapso	0.273	0.330

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo al punto de desempeño que se evaluara más adelante.

4.4.3. Curva de capacidad de la estructura modulo B para sismo en dirección del eje X.

Se modelo a la estructura en el SAP 2000 y se sometió a un análisis incremental cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje X se obtuvieron los valores de desplazamiento en el nudo de control ubicado en la parte más alta de la estructura modulo "B" continuación se muestran la Figura 4.27 que contiene dichos valores.

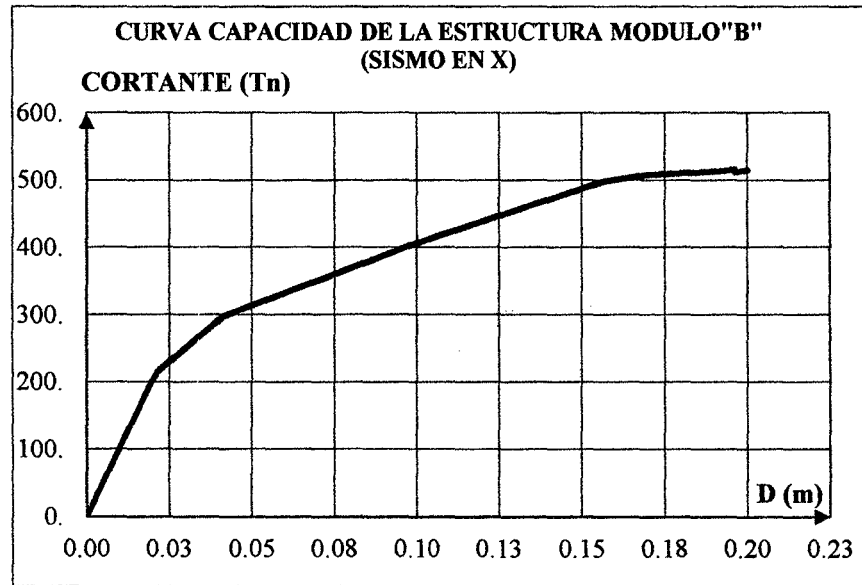


Figura 4. 27. Curva de capacidad modulo B (sismo en X).

4.4.3.1. Sectorización de la curva de capacidad.

Para sectorizar la curva usaremos los cinco niveles de desempeño propuesto por la SEAOC en su documento VISION 2000 para así poder limitar a cada nivel de desempeño, para poder ubicarlos en el rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

La sectorización de la estructura que para este caso es el modulo "B" es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño frente a los diferentes sismos.

Se inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, luego se usa el criterio de rigideces tangentes, para poder determinar el punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

A continuación se presenta la sectorización de la curva, así como el punto de fluencia efectiva.

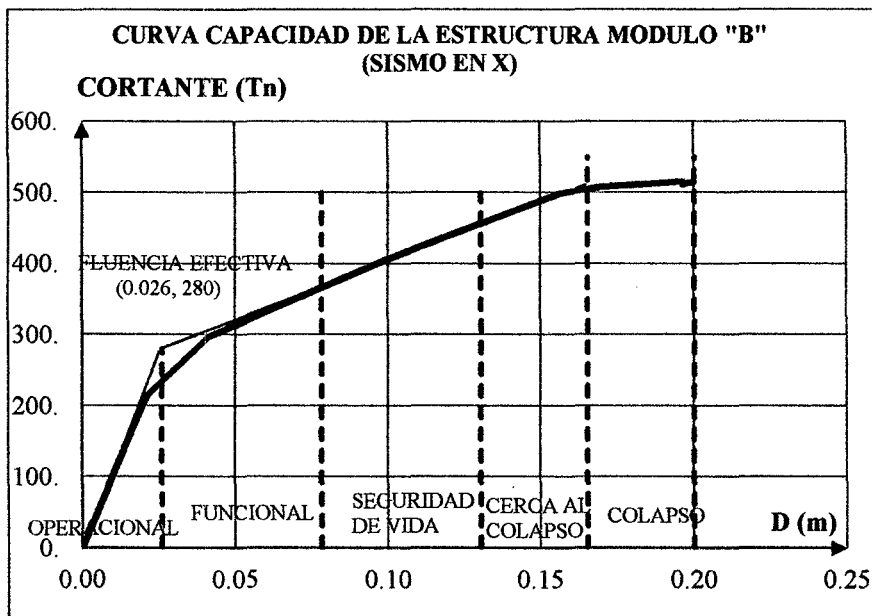


Figura 4. 28. Sectorización de la Curva de Capacidad modulo B para el Sismo en X.

En la Figura 4.28 se muestra el punto de fluencia efectiva el cual se ha obtenido mediante la aplicación del criterio de rigideces tangentes. La coordenada del punto de fluencia efectiva es la siguiente.

$$\text{PFE: (0.026 m., 280 Tn.)}$$

Los rangos elásticos y plásticos son los siguientes.

Tabla 4. 26. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.

RANGO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Rango Elástico	0	0.026
Rango Plástico	0.026	0.20

Los valores del desplazamiento en el nudo de control asociado a cada nivel de desempeño calculado según la Tabla 4.27 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la (SEAOC, 1995, pág. 175).

Tabla 4. 27. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.026
Funcional	0.026	0.078
Seguridad de vida	0.078	0.131
Cerca del Colapso	0.131	0.165
Colapso	0.165	0.200

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo al punto de desempeño que se evaluara más adelante.

4.4.4. Curva de capacidad de la estructura modulo B para sismo en dirección del eje Y.

Se modeló a la estructura en el SAP 2000 y se sometió a un análisis incremental cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje Y se obtuvieron los valores de desplazamiento en el nudo de control ubicado en la parte más alta de la estructura modulo "B" continuación se muestran la Figura 4.29 que contiene dichos valores.

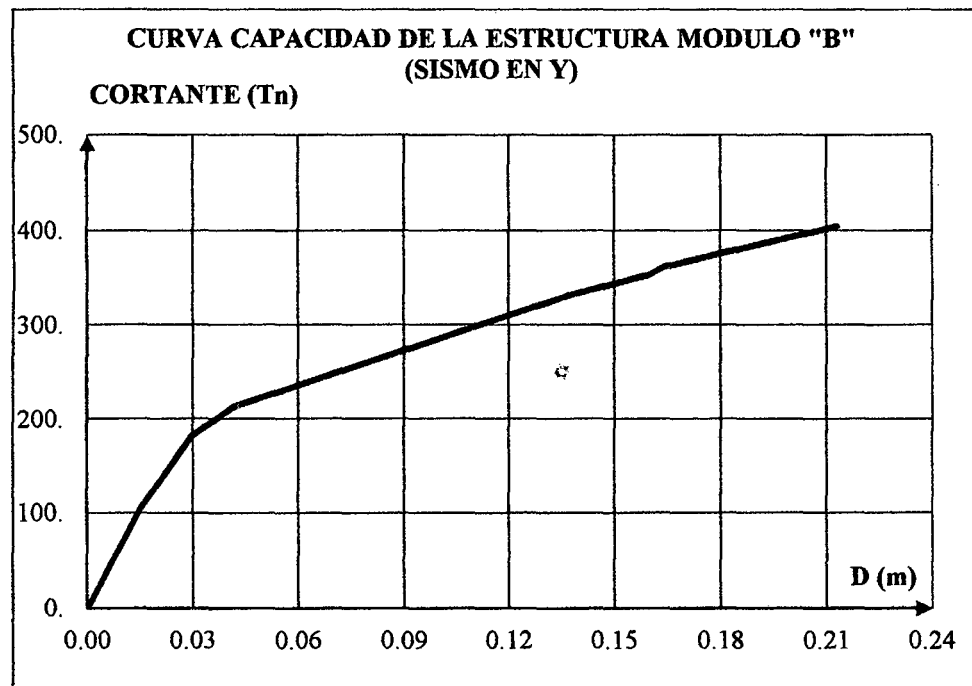


Figura 4. 29. Curva de capacidad modulo "B" (sismo en Y.).

4.4.4.1. Sectorización de la curva de capacidad.

Para sectorizar la curva usaremos los cinco niveles de desempeño propuesto por la SEAOC en su documento VISION 2000 para así poder limitar a cada nivel de desempeño, para poder ubicarlos en el rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

La sectorización de la estructura que para este caso es el modulo "B" es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño frente a los diferentes sismos.

Se inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, luego se usa el criterio de rigideces tangentes, para poder determinar el punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

A continuación se presenta la sectorización de la curva, así como el punto de fluencia efectiva.

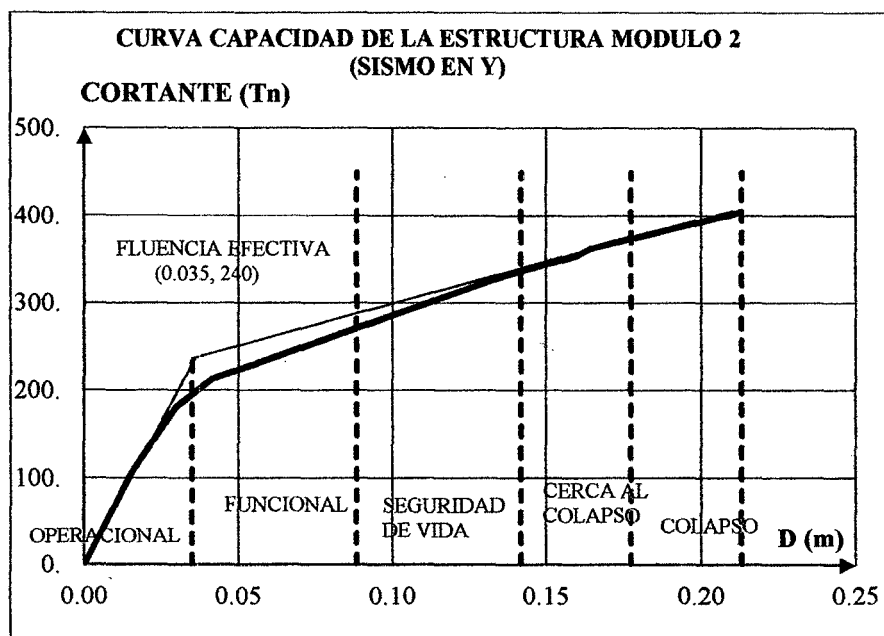


Figura 4. 30. Sectorización de la Curva de Capacidad modulo B para el Sismo en Y.

En la Figura 4.30 se muestra el punto de fluencia efectiva el cual se ha obtenido mediante la aplicación del criterio de rigideces tangentes. La coordenada del punto de fluencia efectiva es la siguiente.

$$\text{PFE: (0.035m., 240 Tn.)}$$

Los rangos elásticos y plásticos son los siguientes.

Tabla 4. 28. Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.

RANGO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Rango Elástico	0	0.035
Rango Plástico	0.035	0.213

Los valores del desplazamiento en el nudo de control asociado a cada nivel de desempeño calculado según la Tabla 4.29 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC.

Tabla 4. 29. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.035
Funcional	0.035	0.088
Seguridad de vida	0.088	0.142
Cerca del Colapso	0.142	0.177
Colapso	0.177	0.213

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo al punto de desempeño que se evaluara más adelante.

4.5. DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO SISMICO.

Se calculó los puntos de desempeño para los sismos ocasional, raro y muy raro, para el caso del sismo aplicado en la dirección X y para el sismo aplicado en la dirección Y. para esto se usaron los coeficientes sísmicos C_a y C_v indicados a continuación para cada tipo de sismos.

Tabla 4. 30. Coeficientes sísmicos para cada sismo.

Sismo de Diseño	Ca	Cv
Frecuente	0.20	0.20
Ocasional	0.25	0.25
Raro	0.4	0.4
Muy raro	0.5	0.5

Fuente: Muñoz, 2008.

4.5.1. Puntos de desempeño de la estructura modulo “A” para sismo en X.

A continuación se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección X, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son el desplazamiento del nudo de control versus la cortante basal y también las coordenadas ADRS.

Tabla 4. 31. Coeficientes sísmicos para cada sismo.

DIRECCION	SISMO	V(Tn)	Δ (m)	S_A (g)	S_V (m)	T (Seg)
X	Frecuente	278.17	1.39E-02	0.43	9.10E-03	0.28
	Ocasional	329.55	1.75E-02	0.51	1.15E-02	0.29
	Raro	452.45	2.85E-02	0.71	1.85E-02	0.32
	Muy Raro	515.82	3.86E-02	0.82	2.46E-02	0.34

4.5.2. Puntos de desempeño de la estructura modulo “A” para sismo en Y

A continuación se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicado en la dirección Y representados en dos tipos de coordenadas como ya se indicó anteriormente.

Tabla 4. 32. Puntos de desempeño de la estructura módulo “A” sismo en Y.

DIRECCION	SISMO	V(Tn)	Δ (m)	S_A (g)	S_V (m)	T (Seg)
Y	Frecuente	233.82	2.04E-02	0.44	1.18E-02	0.23
	Ocasional	277.05	2.46E-02	0.52	1.46E-02	0.23
	Raro	369.15	3.83E-02	0.71	2.41E-02	0.23
	Muy Raro	411.77	4.80E-02	0.81	3.15E-02	0.23

4.5.3. Puntos de desempeño de la estructura modulo "B" para sismo en X

A continuación se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicado en la dirección X representados en dos tipos de coordenadas como ya se indicó anteriormente.

Tabla 4. 33. Puntos de desempeño de la estructura módulo "B" sismo en X.

DIRECCION	SISMO	V(Tn)	Δ (m)	S_A (g)	S_V (m)	T (Seg)
X	Frecuente	250.88	2.99E-02	0.37	2.03E-02	0.46
	Ocasional	277.66	3.65E-02	0.41	2.40E-02	0.48
	Raro	333.99	6.08E-02	0.50	3.96E-02	0.54
	Muy Raro	369.03	7.96E-02	0.55	5.11E-02	0.59

4.5.4. Puntos de desempeño de la estructura modulo "B" para sismo en Y.

A continuación se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicado en la dirección Y representados en dos tipos de coordenadas como ya se indicó anteriormente.

Tabla 4. 34. Puntos de desempeño de la estructura módulo "B" sismo en Y.

DIRECCION	SISMO	V(Tn)	Δ (m)	S_A (g)	S_V (m)	T (Seg)
Y	Frecuente	191.51	3.34E-02	0.26	2.33E-02	0.58
	Ocasional	211.71	4.09E-02	0.29	2.87E-02	0.62
	Raro	247.31	6.91E-02	0.33	4.88E-02	0.75
	Muy Raro	269.42	9.08E-02	0.36	6.44E-02	0.83

4.6. NIVELES DE DESEMPEÑO ALCANZADO POR LAS ESTRUCTURAS.

Para determinar el nivel de sismo sísmico alcanzado por las estructuras en cada nivel de sismo aplicado, el desplazamiento del punto de control con la sectorización de curva de capacidad. Con esta comparación se verá en rango se encuentra el desplazamiento y por lo tanto el nivel de desempeño.

4.6.1. Niveles de desempeño para la estructura del módulo A sismo en X.

A continuación se presentan el desplazamiento de los puntos de desempeño para los diferentes sismos.

Tabla 4. 35. Desplazamiento de los puntos de desempeño.

DIRECCION	SISMO	Δ (m)
X	Frecuente	1.39E-02
	Ocasional	1.75E-02
	Raro	2.85E-02
	Muy Raro	3.86E-02

Estos valores se comparan con la sectorización de la curva de capacidad de la estructura del módulo A sismo en dirección X.

Tabla 4. 36. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.033
Funcional	0.033	0.120
Seguridad de vida	0.120	0.207
Cerca del Colapso	0.207	0.265
Colapso	0.265	0.323

a) Nivel de desempeño para el sismo frecuente.

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 1.39 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **operacional** cuyo rango esta $0 < \Delta = 1.39 \text{ cm} < 3.3 \text{ cm}$.

b) Nivel de desempeño para el sismo ocasional (SEAO), sismo de servicio (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 1.75 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel operacional** cuyo rango esta $0 < \Delta = 1.75 \text{ cm} < 3.3 \text{ cm}$.

c) Nivel de desempeño para el sismo raro (SEAOC), sismo de diseño (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 2.85 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel operacional** cuyo rango esta $0 < \Delta = 2.85 \text{ cm} < 3.3 \text{ cm}$.

d) Nivel de desempeño para el sismo muy raro (SEAOC), sismo máximo (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 3.86 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel funcional** cuyo rango esta $3.3 < \Delta = 3.86 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$.

En la siguiente Tabla 4.37 muestra el desempeño alcanzado por la estructura

Tabla 4. 37. Niveles alcanzados de la estructura modulo A sismo X.

VISION 2000	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
ATC-40	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural

VISION 2000	ATC-40	Probabilidad. Excedencia				
Frecuente		50% /30años	√			
Ocasional	Sismo de servicio	50% /50años	√			
Raro	Sismo de diseño	10% /50años	√			
Muy raro	Sismo máximo	5% /50años		√		

Fuente: Datos de Sap2000.

4.6.2. Niveles de desempeño para la estructura del módulo A sismo en Y.

A continuación se presentan el desplazamiento de los puntos de desempeño para los diferentes sismos.

Tabla 4. 38. Desplazamientos de los puntos de desempeño.

DIRECCION	SISMO	Δ (m)
Y	Frecuente	2.04E-02
	Ocasional	2.46E-02
	Raro	3.83E-02
	Muy Raro	4.80E-02

Estos valores se comparan con la sectorización de la curva de capacidad de la estructura del módulo A sismo en dirección Y.

Tabla 4. 39. Desplazamientos de los puntos de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.045
Funcional	0.045	0.131
Seguridad de vida	0.131	0.216
Cerca del Colapso	0.216	0.273
Colapso	0.273	0.330

a) Nivel de desempeño para el sismo frecuente.

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=2.04 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel operacional** cuyo rango esta $0 < \Delta=2.04 \text{ cm} < 4.5 \text{ cm}$.

b) Nivel de desempeño para el sismo ocasional (SEAOC), sismo de servicio (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=2.46 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel**

operacional cuyo rango esta $0 < \Delta = 2.46 \text{ cm} < 4.5 \text{ cm}$.

c) Nivel de desempeño para el sismo raro (SEAOC), sismo de diseño (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 3.83 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel operacional cuyo rango esta $0 < \Delta = 3.83 \text{ cm} < 4.5 \text{ cm}$.

d) Nivel de desempeño para el sismo muy raro (SEAOC), sismo máximo (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 4.80 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel funcional cuyo rango esta $4.5 < \Delta = 4.80 \text{ cm} < 13.1 \text{ cm}$.

En la siguiente Tabla 4.40 muestra el desempeño alcanzado por la estructura

Tabla 4. 40. Niveles alcanzados de la estructura modulo A sismo en Y.

VISION 2000	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
ATC-40	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural

VISION 2000	ATC-40	Probabilidad. Excedencia				
Frecuente		50% /30años	√			
Ocasional	Sismo de servicio	50% /50años	√			
Raro	Sismo de diseño	10% /50años	√			
Muy raro	Sismo máximo	5% /50años		√		

Fuente: Datos de Sap2000.

4.6.3. Niveles de desempeño para la estructura del módulo B sismo en X.

A continuación se presentan el desplazamiento de los puntos de desempeño para los diferentes sismos.

Tabla 4. 41. Desplazamientos de los puntos de desempeño.

DIRECCION	SISMO	Δ (m)
X	Frecuente	2.99E-02
	Ocasional	3.65E-02
	Raro	6.08E-02
	Muy Raro	7.96E-02

Estos valores se comparan con la sectorización de la curva de capacidad de la estructura del módulo B sismo en dirección X.

Tabla 4. 42. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.026
Funcional	0.026	0.078
Seguridad de vida	0.078	0.131
Cerca del Colapso	0.131	0.165
Colapso	0.165	0.200

a) Nivel de desempeño para el sismo frecuente.

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=2.99 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel funcional** cuyo rango esta $2.6 < \Delta=2.99 \text{ cm} < 7.8 \text{ cm}$.

b) Nivel de desempeño para el sismo ocasional (SEAO), sismo de servicio (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=3.65 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel**

funcional cuyo rango esta $2.6 < \Delta = 3.65 \text{ cm} < 7.8 \text{ cm}$.

c) Nivel de desempeño para el sismo raro (SEAOC), sismo de diseño (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 6.08 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel funcional** cuyo rango esta $2.6 < \Delta = 6.08 \text{ cm} < 7.8 \text{ cm}$.

d) Nivel de desempeño para el sismo muy raro (SEAOC), sismo máximo (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 7.96 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel resguardo de vida** cuyo rango esta $7.8 < \Delta = 7.96 \text{ cm} < 13.1 \text{ cm}$.

En la siguiente Tabla 4.43 muestra el desempeño alcanzado por la estructura.

Tabla 4. 43. Niveles alcanzados de la estructura modulo B sismo en X.

VISION 2000	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
ATC-40	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural

VISION 2000	ATC-40	Probabilidad. Excedencia				
Frecuente		50% /30años		√		
Ocasional	Sismo de servicio	50% /50años		√		
Raro	Sismo de diseño	10% /50años		√		
Muy raro	Sismo máximo	5% /50años			√	

Fuente: Datos de Sap2000.

4.6.4. Niveles de desempeño para la estructura del módulo B sismo en Y.

A continuación se presentan el desplazamiento de los puntos de desempeño para los diferentes sismos.

Tabla 4. 44. Desplazamientos de los puntos de desempeño.

DIRECCION	SISMO	Δ (m)
Y	Frecuente	3.34E-02
	Ocasional	4.09E-02
	Raro	6.91E-02
	Muy Raro	9.08E-02

Estos valores se comparan con la sectorización de la curva de capacidad de la estructura del módulo B sismo en dirección Y.

Tabla 4. 45. Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite Inferior (m)	Límite Superior (m)
Operacional	0.000	0.035
Funcional	0.035	0.088
Seguridad de vida	0.088	0.142
Cerca del Colapso	0.142	0.177
Colapso	0.177	0.213

a) Nivel de desempeño para el sismo frecuente.

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=3.34 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel operacional** cuyo rango esta $0 < \Delta=3.34 \text{ cm} < 3.5 \text{ cm}$.

b) Nivel de desempeño para el sismo ocasional (SEAOC), sismo de servicio (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=4.09 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel**

funcional cuyo rango esta $3.5 < \Delta = 4.09 \text{ cm} < 8.8 \text{ cm}$.

c) Nivel de desempeño para el sismo raro (SEAOC), sismo de diseño (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 6.91 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel funcional** cuyo rango esta $3.5 < \Delta = 6.91 \text{ cm} < 8.8 \text{ cm}$.

d) Nivel de desempeño para el sismo muy raro (SEAOC), sismo máximo (ATC-40).

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 9.08 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del **nivel resguardo de vida** cuyo rango esta $8.8 < \Delta = 9.08 \text{ cm} < 14.2 \text{ cm}$.

En la siguiente Tabla 4.46 muestra el desempeño alcanzado por la estructura.

Tabla 4. 46. Niveles alcanzados de la estructura modulo B sismo en Y.

VISION 2000	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
ATC-40	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural

VISION 2000	ATC-40	Probabilidad. Excedencia				
Frecuente		50% /30años	√			
Ocasional	Sismo de servicio	50% /50años		√		
Raro	Sismo de diseño	10% /50años		√		
Muy raro	Sismo máximo	5% /50años			√	

Fuente: Datos de Sap2000.

4.6.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

4.6.5.1. Niveles De Desempeño Alcanzado Para Los Sismos En Dirección X módulo A.

En la tabla 4.37, se une los componentes tanto del comité Visión 2000 del SEAOC y el ATC-40 y sus sismos de diseños como en el desempeño esperado del edificio. Notamos que el edificio alcanza el **nivel operacional** para sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y **nivel funcional** para sismo muy raro. Superando los niveles sugeridos.

4.6.5.2. Niveles De Desempeño Alcanzado Para Los Sismos En Dirección Y módulo A.

En la tabla 4.40, se une los componentes tanto del comité Visión 2000 del SEAOC y el ATC-40 y sus sismos de diseños como en el desempeño esperado del edificio. Notamos que el edificio alcanza el **nivel operacional** para sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y **nivel funcional** para sismo muy raro. Superando los niveles sugeridos.

Niveles De Desempeño Alcanzado Para Los Sismos En Dirección X módulo B.

En la tabla 4.43, se une los componentes tanto del comité Visión 2000 del SEAOC y el ATC-40 y sus sismos de diseños como en el desempeño esperado del edificio. Notamos que el edificio alcanza el **nivel funcional** para sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y **nivel resguardo de vida** para sismo muy raro. Cumpliendo con los niveles sugeridos.

Niveles De Desempeño Alcanzado Para Los Sismos En Dirección y módulo B.

En la tabla 4.46, se une los componentes tanto del comité Visión 2000 del SEAOC y el ATC-40 y sea en sus sismos de diseños como en el desempeño esperado del edificio. Notamos que el edificio alcanza el **nivel operacional** para sismo frecuente, **nivel funcional** sismo ocasional, sismo raro y **nivel resguardo** de vida para sismo muy raro. Cumpliendo con los niveles sugeridos.

4.7. ESTIMACIÓN DE DAÑO CON HAZUS-MH 2.1.

El programa HAZUS fue desarrollado en Estados Unidos para evaluar la vulnerabilidad sísmica, en forma aproximada, de ciudades empleando el Método del Espectro de Capacidad

(Análisis Pushover).

Lo más importante de los estudios de vulnerabilidad sísmica de estructuras, es indicar los porcentajes de daño esperados tanto en elementos estructurales, elementos no estructurales y en el contenido del edificio.

La metodología HAZUS para predecir los daños se describe brevemente a continuación.

4.7.1. Tipo de estructura Modelo

HAZUS agrupa a los edificios con similares características de daño o pérdida en un conjunto de clases predefinidas de estructura (edificios modelo). Así, metodologías de predicción de daños y de pérdidas pueden ser desarrollados para estos edificios modelo, que representan las características promedio de la población total de los edificios dentro de cada clase (HAZUS-MH 2.1 2003).

En la siguiente tabla se muestran los valores del HAZUS para estructuras duales analizando la tabla se concluye que el tipo es C2M.

Tabla 4. 47. Tipo de estructura - modelo de estructura

Tipo de Edificio	Descripción	Altura			
		Rango		Típico	
		Nombre	Pisos	Pisos	Pies
C2L	Estructuras de concreto armado formada por vigas, columnas y muros de estructurales	Bajo	"1-3"	2	20
C2M		Medio	"4-7"	5	50
C2H		Alto	"8+"	12	120

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

4.7.2. NIVELES DE DAÑO.

Los niveles de daño describen cualitativamente los daños que va sufriendo el edificio a medida que va incrementando la deriva de entrepiso. El alcance y la gravedad de los daños a los elementos estructurales y no estructurales y contenido de un edificio es descrito por uno de los cuatro estados de daño: Leve, Moderado, Extenso y Completo. Estos niveles de daño se

describen en las tablas siguientes.

Tabla 4. 48. Daño en Elementos Estructurales.

Daño estructural	Descripción
Ligero	Grietas diagonales en la mayoría muro de concreto superficies; desprendimiento de hormigón de menor importancia en algunos lugares.
Moderado	La mayoría de las superficies de pared de cizalla presentan grietas diagonales; algunos muros de corte han excedido la capacidad de rendimiento indicado por grandes grietas diagonales y desprendimiento de hormigón en los extremos de la pared.
Extenso	La mayoría de los muros de corte de concreto han sobrepasado su rendimiento capacidades; algunas paredes han excedido sus capacidades finales indican con grandes, grietas diagonales a través de la pared, extenso desprendimiento alrededor de las grietas
Completo	Estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapsar debido al fracaso de la mayoría de los muros de corte y el fracaso de algunas vigas críticos o columnas.

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

Tabla 4. 49. Daño en Elementos No Estructurales: Tabiques.

Daño no estructural	Descripción
Ligero	Se observan unas grietas en la intercepción de las paredes y techo en las esquinas de las aberturas de puertas.
Moderado	Grietas más grandes y más extensas que requieren de reparación y de repintado. Algunos tabiques pueden requerir el reemplazo del tarrajeo y otros acabados
Extenso	La mayoría de los tabiques están agrietados y una porción significativa puede requerir reemplazo de acabados. Algunos marcos de la puertas están dañado y requieren reparación
Completo	La mayoría de los acabados en tabiquerías tiene que ser eliminados y reemplazados. La mayoría de los muros de las puertas también tienen que ser reemplazado

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

Tabla 4. 50. Daño en Contenido: Equipos electro-mecánicos, tuberías y conductos.

Daño no estructural	Descripción
Ligero	Los equipos no anclados se mueven. Se producen daño de tuberías o conductos adjuntos
Moderado	Los movimientos son más fuertes y el daño es más extenso. Hay fugas de tuberías en algunos lugares; maquinaria del ascensor puede requerir reajuste.
Extenso	Los equipos sin anclajes se caen. Se rompen las conexiones de las tuberías y conductos, fugas se desarrollan en muchos lugares. Los equipos anclados estiran a pernos o deforman a anclajes.
Completo	Equipo está dañado por deslizamiento, vuelco o falla de sus anclajes y no es operable. Tuberías con fugas en muchos lugares. Algunas soportes de tuberías y conductos han colapsado; las tuberías y conductos han caído o cuelgan

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

4.7.3. Curvas de Fragilidad Estructural.

Las curvas de fragilidad representan una estimación de la probabilidad acumulada de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica.

La metodología HAZUS obtiene las curvas de fragilidad en función del punto de demanda en coordenadas espectrales S_A, S_D .

✓ Construcción de las Curvas de Fragilidad Estructural.

Cada curva de fragilidad es caracterizada por los valores de la media y la desviación estándar logarítmica normal (β) de la demanda. La probabilidad de superar el daño dado se modela como una distribución logarítmica normal acumulativa.

Para daños estructurales, dado el desplazamiento espectral S_D la probabilidad de superar a un nivel de daño d_s se modela como:

$$P \left[d_s / D_d \right] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} * \text{Ln} \left(\frac{S_D}{\overline{S_D, d_s}} \right) \right]$$

Dónde:

- ✓ $\overline{S_D, d_s}$: es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del nivel de daño d_s .
- ✓ β_{ds} : es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del nivel de daño d_s .
- ✓ Φ : es la función de distribución acumulativa normal estándar.

El desplazamiento espectral del punto de demanda es el parámetro utilizado para encontrar el nivel de daños estructurales y daños no estructurales S_D . El daño de los contenidos se encuentra en función a la aceleración espectral del punto de demanda S_A .

En el Manual HAZUS – MH 2.1 se brindan los parámetros característicos para construir las Curvas de Fragilidad para cada nivel de diseño sísmico y para cada modelo de edificio. Estos valores se muestran en las Tablas 4.51, 4.52 y 4.53.

Tabla 4. 51 Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño Estructural en Estructuras C2M Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar(β).

Niveles de diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio		Medio		Medio		Medio	
Pre-norma	0.96	0.86	1.83	0.83	4.74	0.80	12.00	0.98
Bajo	1.20	0.82	2.29	0.81	5.92	0.81	15.00	0.99
Moderado	1.20	0.81	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91
Alto	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

Tabla 4. 52. Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño no Estructural en Estructuras C2M
Desplazamiento espectral medio (μg) y Desviación Lognormal Estándar (β).

Niveles de diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio		Medio		Medio		Medio	
Pre-norma	1.80	0.88	3.60	0.90	11.25	1.03	22.50	1.07
Bajo	1.80	0.84	3.60	0.87	11.25	1.00	22.50	1.06
Moderado	1.80	0.84	3.60	0.81	11.25	0.83	22.50	0.98
Alto	1.80	0.84	3.60	0.82	11.25	0.74	22.50	0.81

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

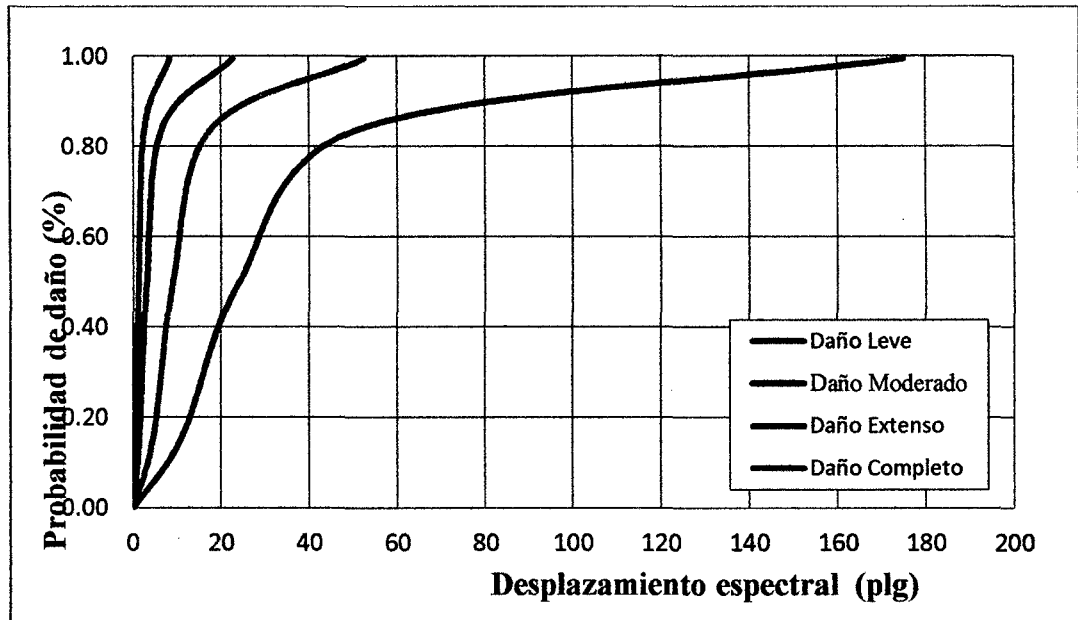
Tabla 4. 53 Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño en Contenidos en Estructuras C2M
Desplazamiento espectral medio (μg) y Desviación Lognormal Estándar (β).

Niveles de diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio		Medio		Medio		Medio	
Pre-norma	0.20	0.64	0.40	0.67	0.80	0.67	1.60	0.67
Bajo	0.20	0.64	0.40	0.66	0.80	0.65	1.60	0.65
Moderado	0.25	0.67	0.50	0.64	1.00	0.67	2.00	0.67
Alto	0.30	0.70	0.60	0.65	1.20	0.65	2.40	0.65

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

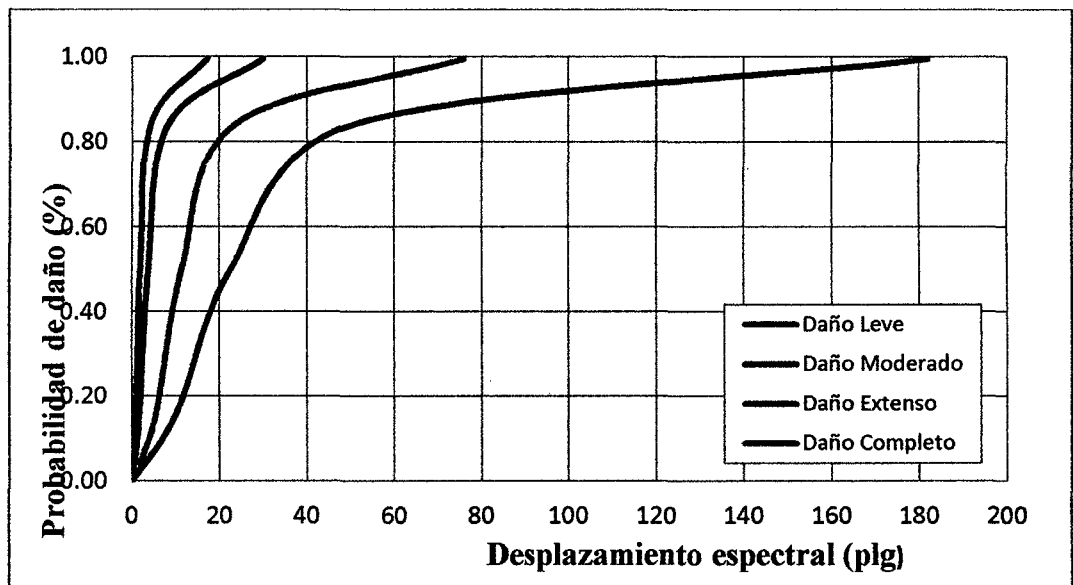
Con los datos de las tablas 4.51, 4.52 y 4.53. Utilizando la última ecuación se construyen las curvas de fragilidad estructural con las cuales podemos estimar el daño estructural, el daño no estructural y el daño de contenidos de la edificación según el nivel de diseño sísmico. A continuación presentamos las curvas de fragilidad del nivel de diseño sismo alto para estructuras C2M.

Figura 4. 31 Curva de fragilidad Estructural para Nivel de Diseño sísmico Alto. DAÑO ESTRUCTURAL C2M.



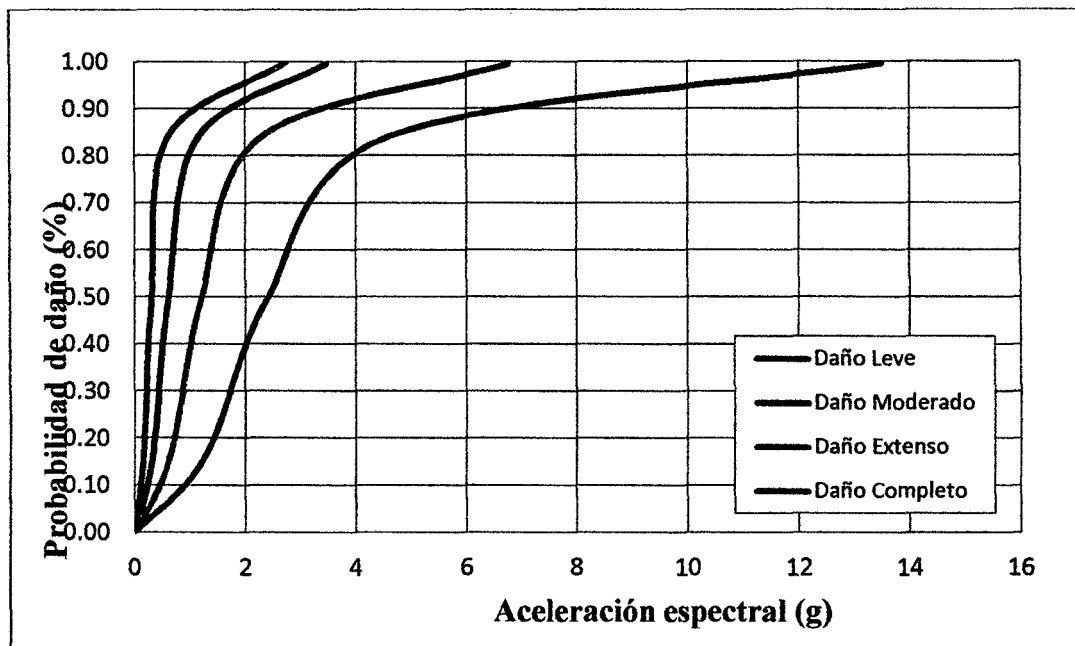
Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

Figura 4. 32 Curva de fragilidad Estructural para Nivel de Diseño sísmico Alto. NO DAÑO ESTRUCTURAL C2M.



Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

Figura 4. 33. Curva de fragilidad Estructural para Nivel de Diseño sísmico Alto. DAÑO EN CONTENIDO C2M.



Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003.

4.7.4. Estimación de Daños

Con los puntos de demanda obtenidos del Análisis Pushover del Edificio “Senati Cajamarca” y las curvas de fragilidad obtenidas para el Nivel de Diseño Sísmico Alto, estimamos los niveles de daño estructural, no estructural y en el contenido de la edificación. Para una explicación más extensa se toma el edificio del SENATI CAJAMARCA modulo B sismo, para el modulo A se colocara en una forma más resumida.

Tabla 4. 54. Aceleración y desplazamiento espectral modulo B.

Nivel del Movimiento. Sísmico	Dirección "X"		Dirección "Y"	
	Sa. (g)	Sd. (plg)	Sa. (g)	Sd. (plg)
Frecuente	1.64	0.26	0.96	0.38
Ocasional	2.05	0.32	0.59	0.47
Raro	3.28	0.51	0.82	0.74
Muy Raro	3.97	0.63	0.96	0.92

Fuente: Datos del análisis estático no lineal.

Tabla 4. 55. Aceleración y desplazamiento espectral modulo B.

Nivel del Movimiento. Sísmico	Dirección "X"		Dirección "Y"	
	Sa (g)	Sd (plg)	Sa (g)	Sd (plg)
Frecuente	0.43	0.36	0.44	0.46
Ocasional	0.51	0.45	0.52	0.57
Raro	0.71	0.73	0.71	0.95
Muy Raro	0.82	0.97	0.81	1.24

Fuente: Datos del análisis estático no lineal.

A continuación se muestran los resultados para los dos módulos A y B cómo estimar los daños para dichos edificios aplicado el sismo en dirección "Y" y "X" para los movimientos sísmico (frecuente, ocasional, raro y muy raro). Seguidamente se presenta gráficos de los resultados de la estimación de daños según el HAZUS 2.1.

Primero presentaremos para el modulo A con todos los sismo, para luego presentar los del módulo B.

Figura 4. 34 Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "X" modulo A.

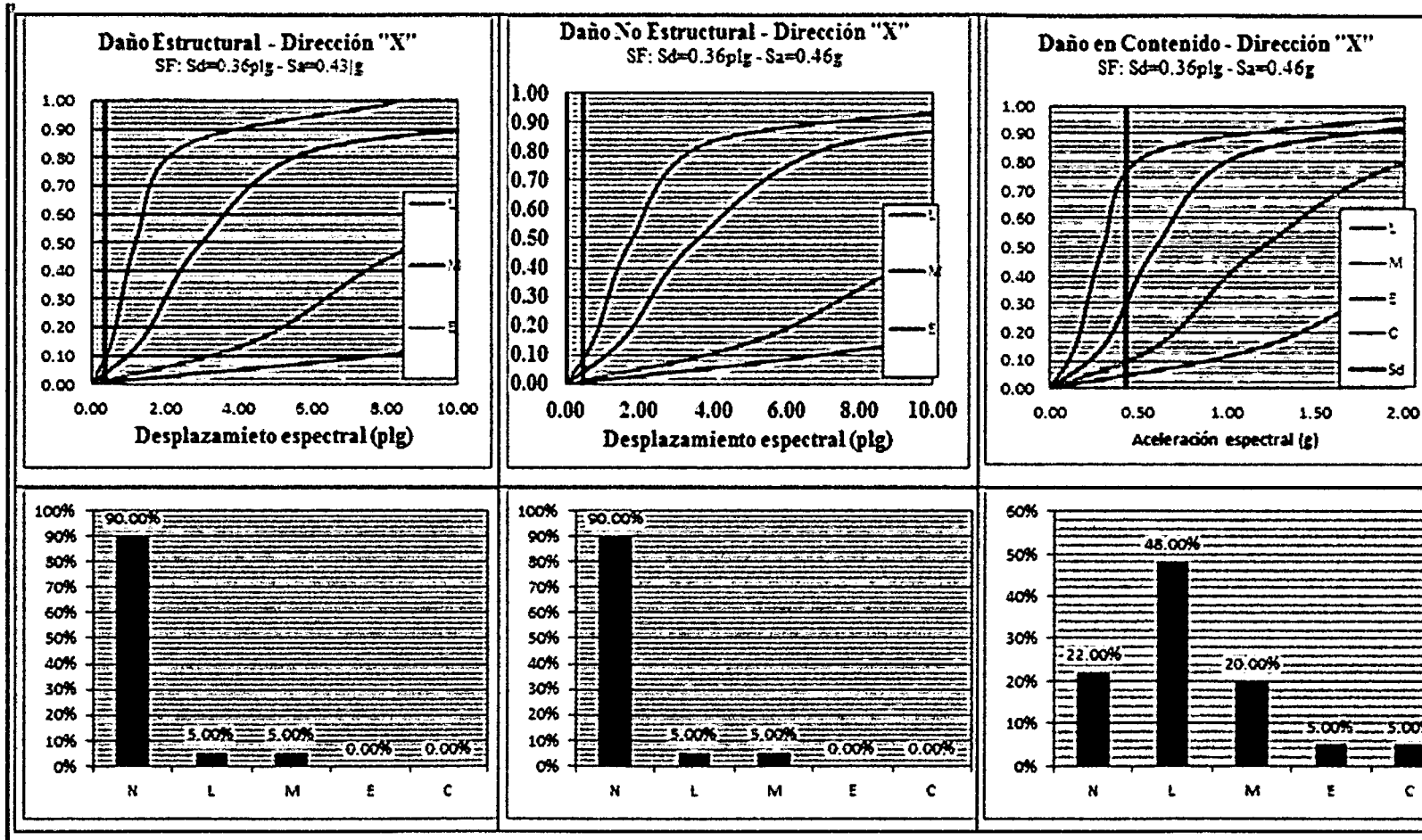


Figura 4. 35. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "Y" modulo A.

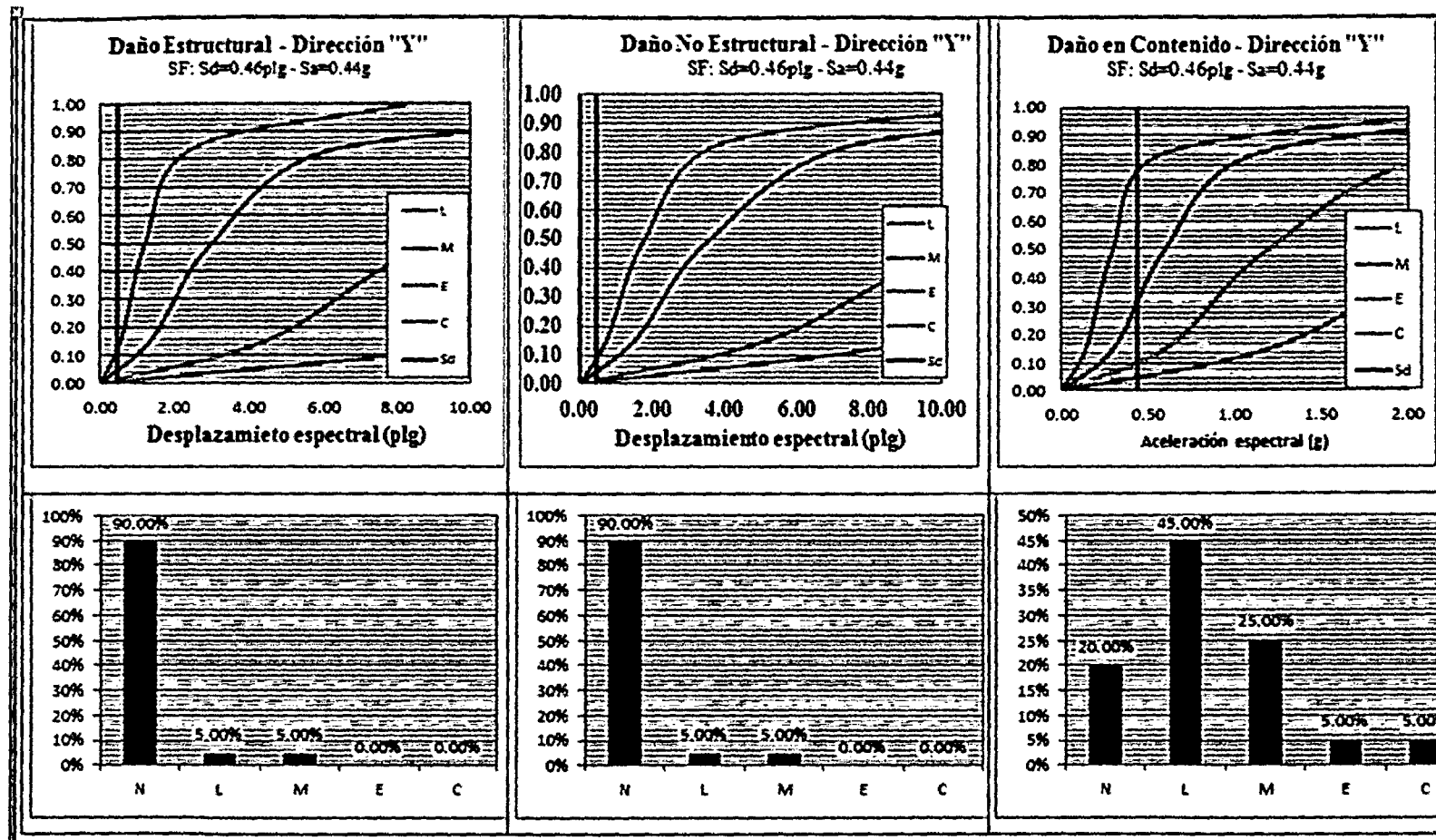


Figura 4. 36. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico Ocasional dirección "X" modulo A.

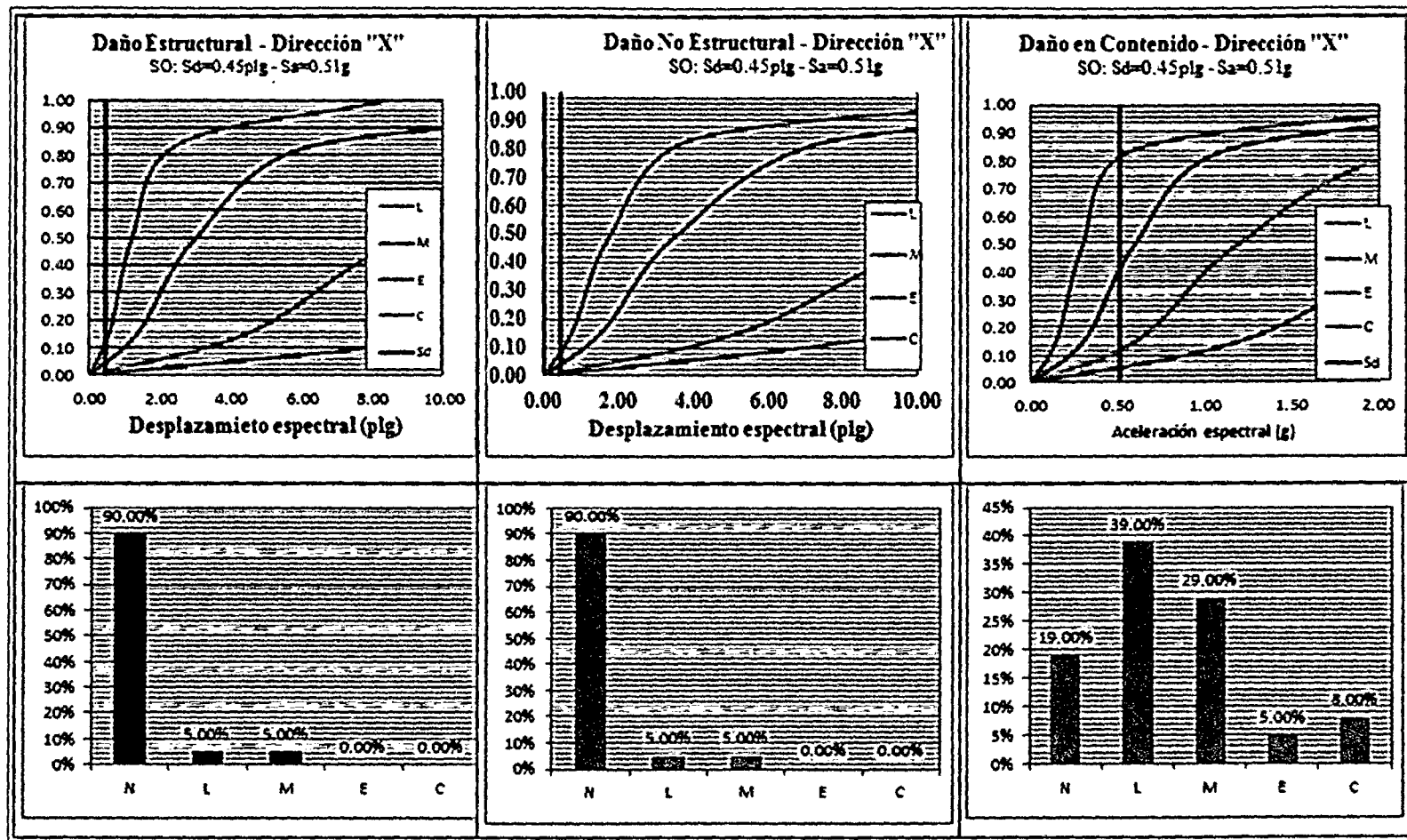


Figura 4. 37. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico Ocasional dirección "Y" modulo A.

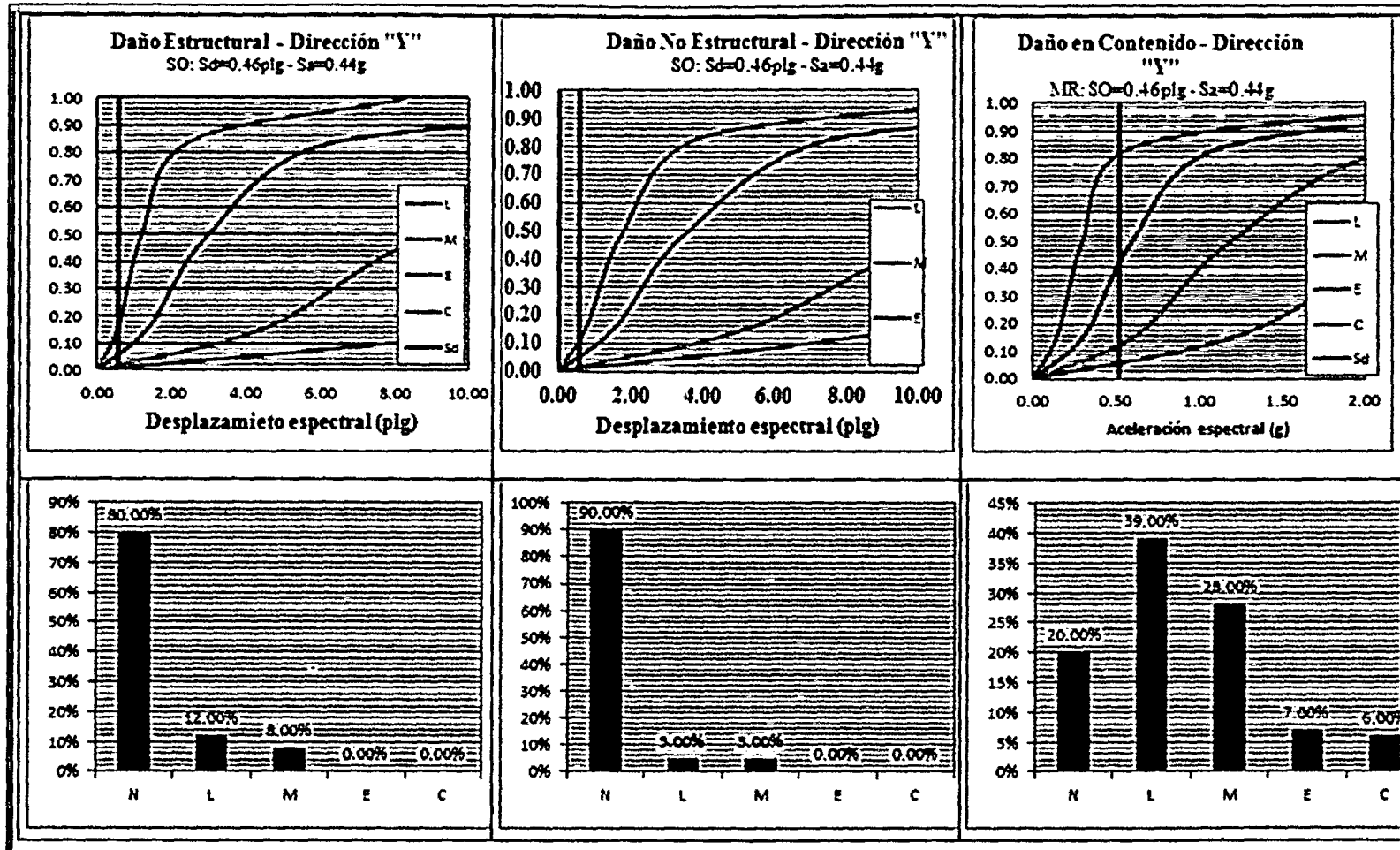


Figura 4.38. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "X" modulo A.

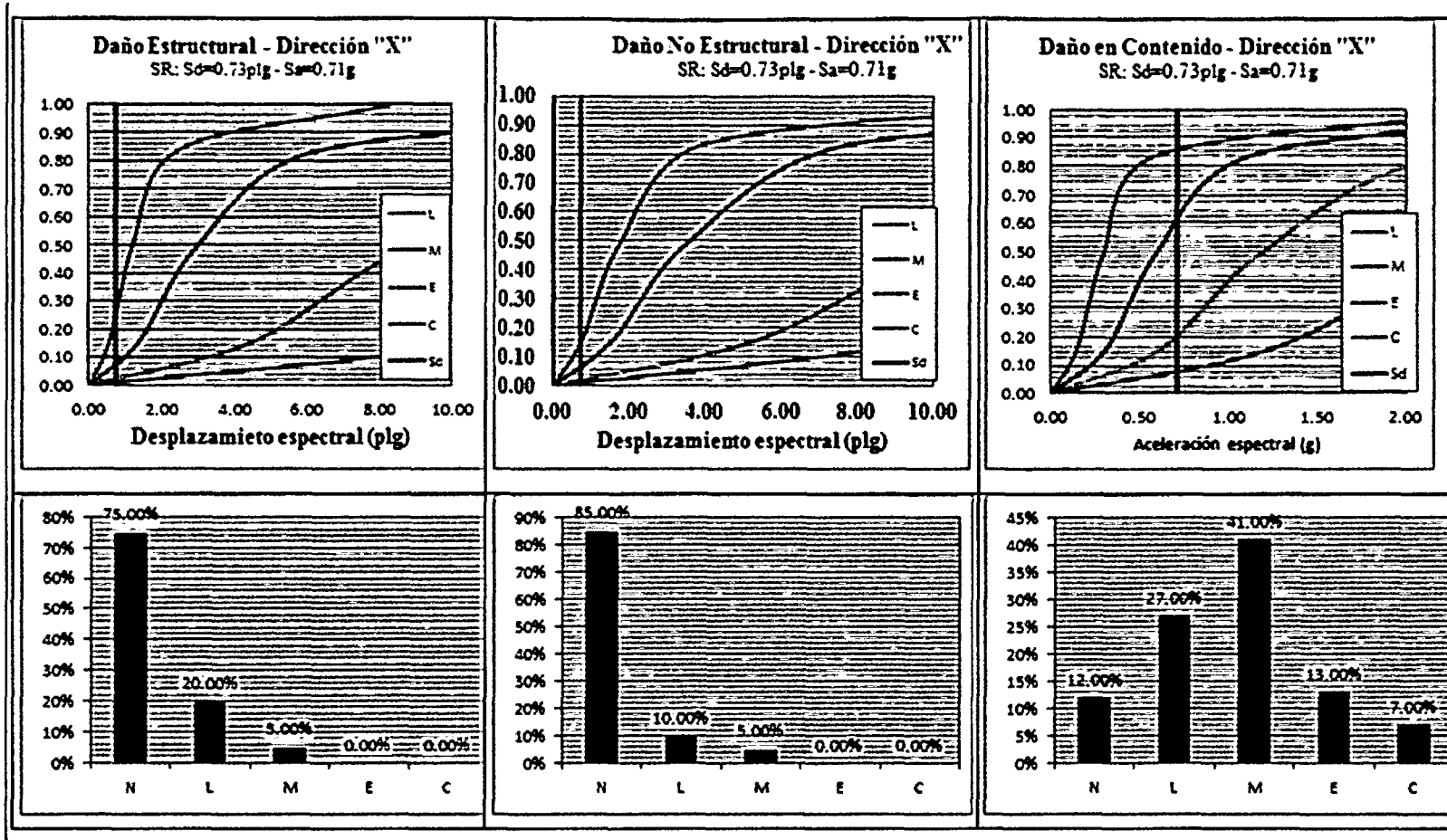


Figura 4.39. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "Y" modulo A.

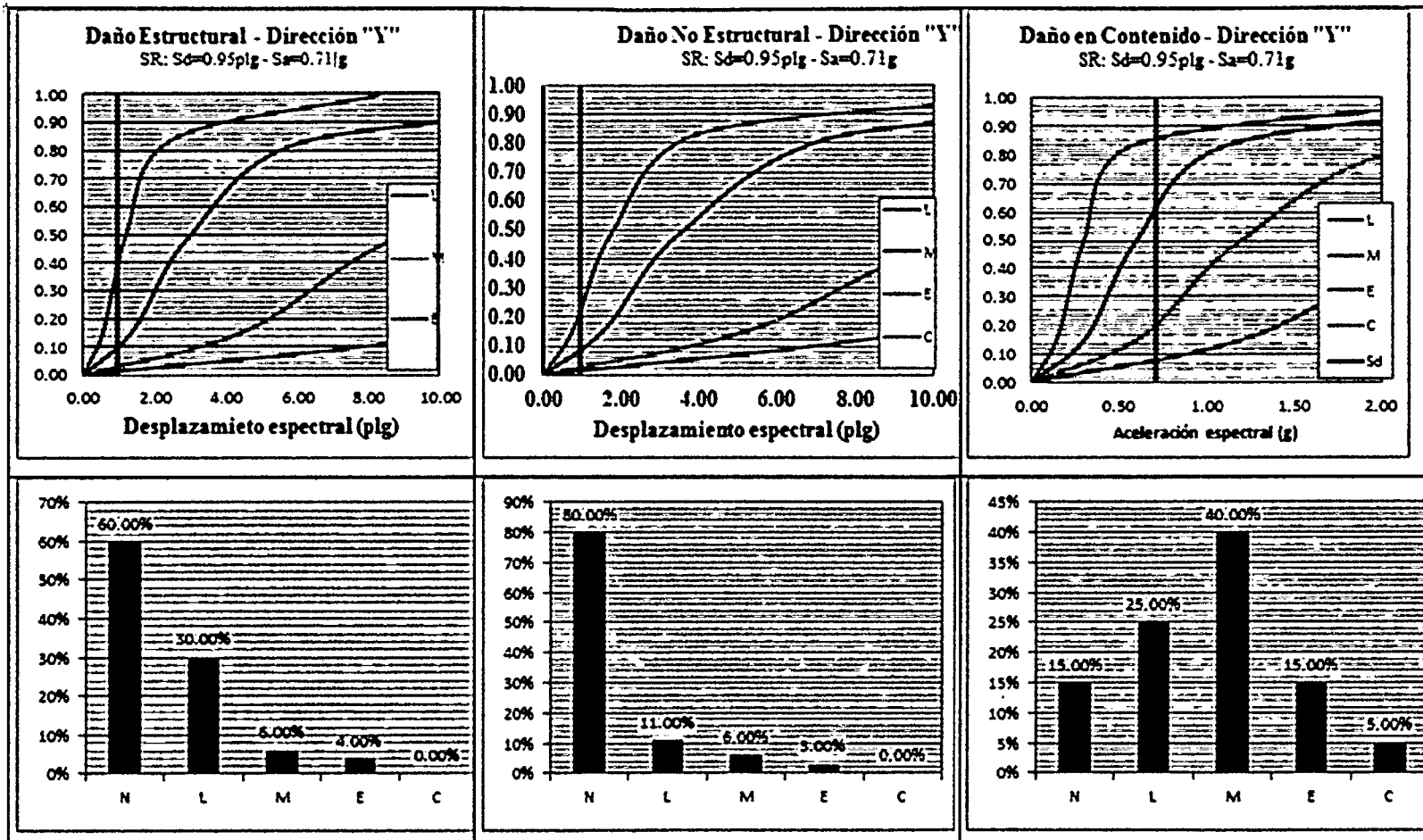


Figura 4. 40. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "X" modulo A.

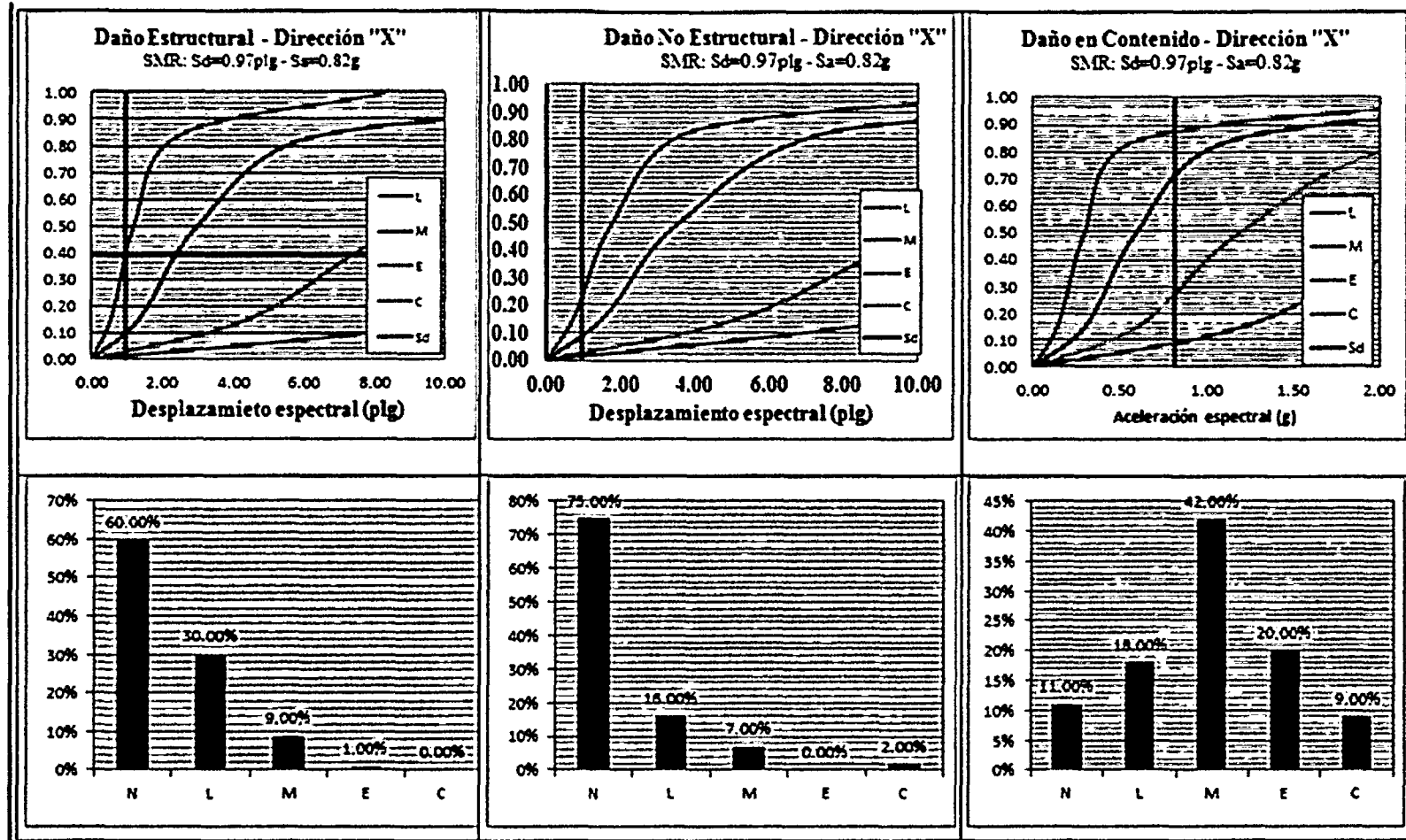


Figura 4. 41. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "Y" modulo A.

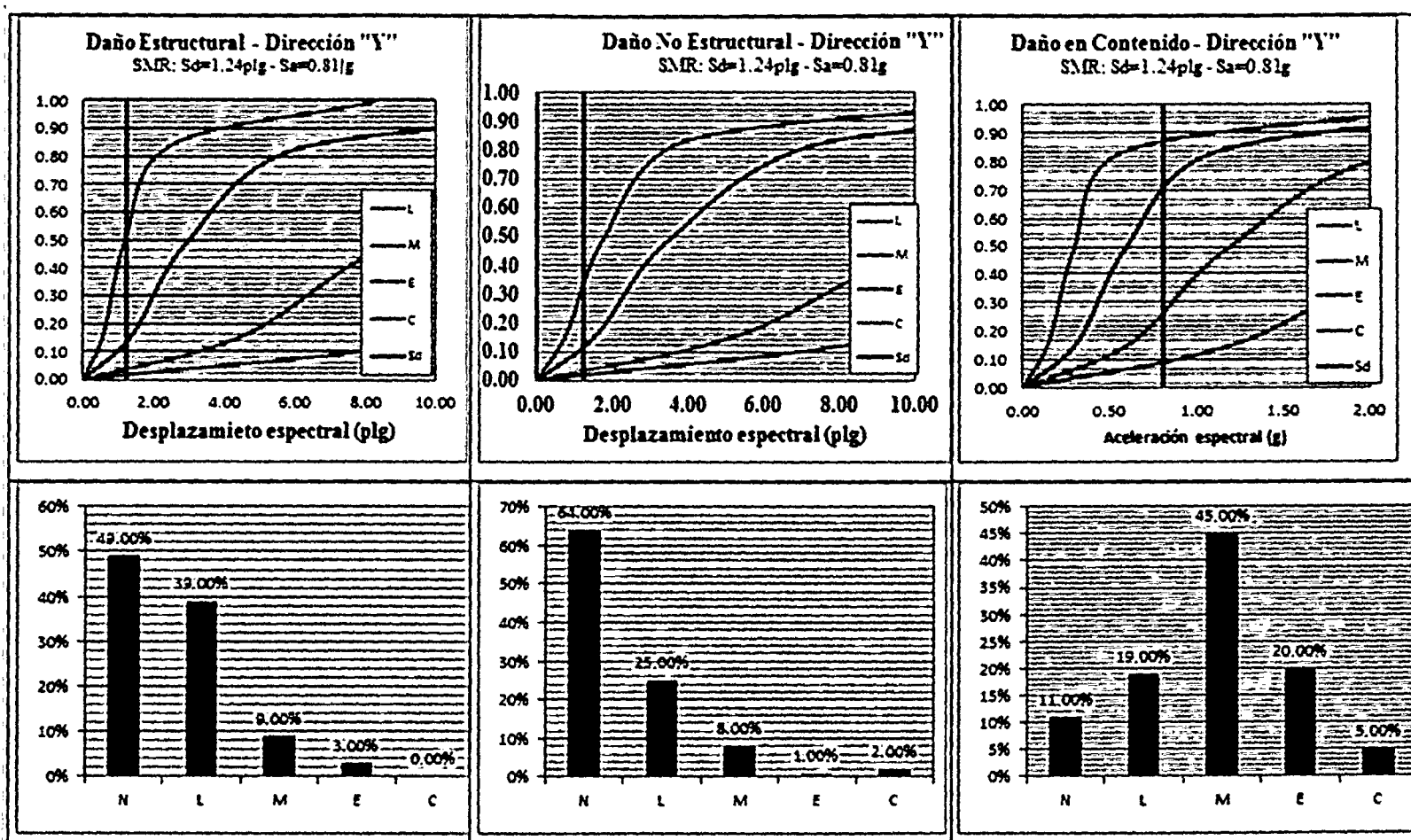


Figura 4. 42. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "X" modulo B.

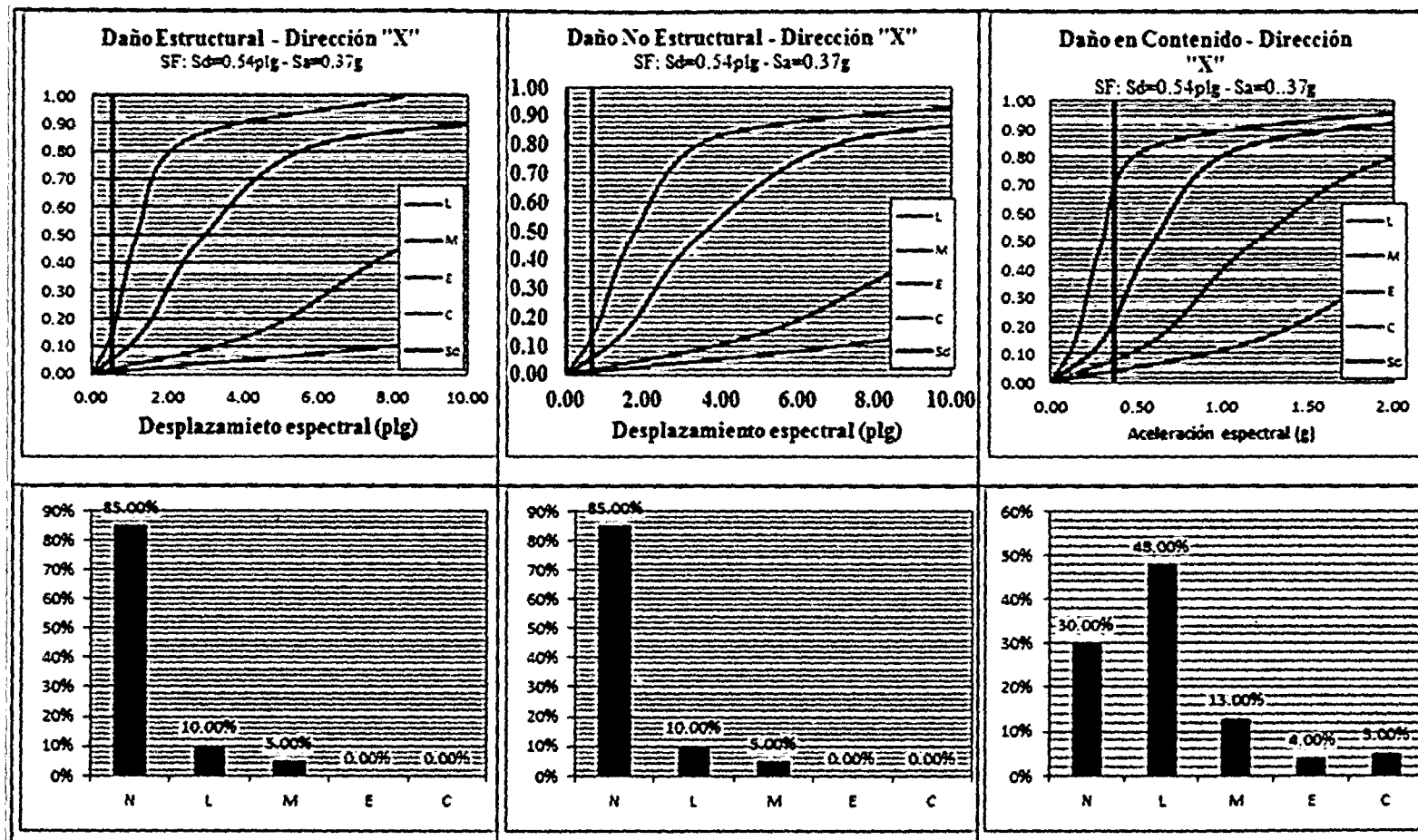


Figura 4. 43. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico frecuente dirección "Y" modulo B.

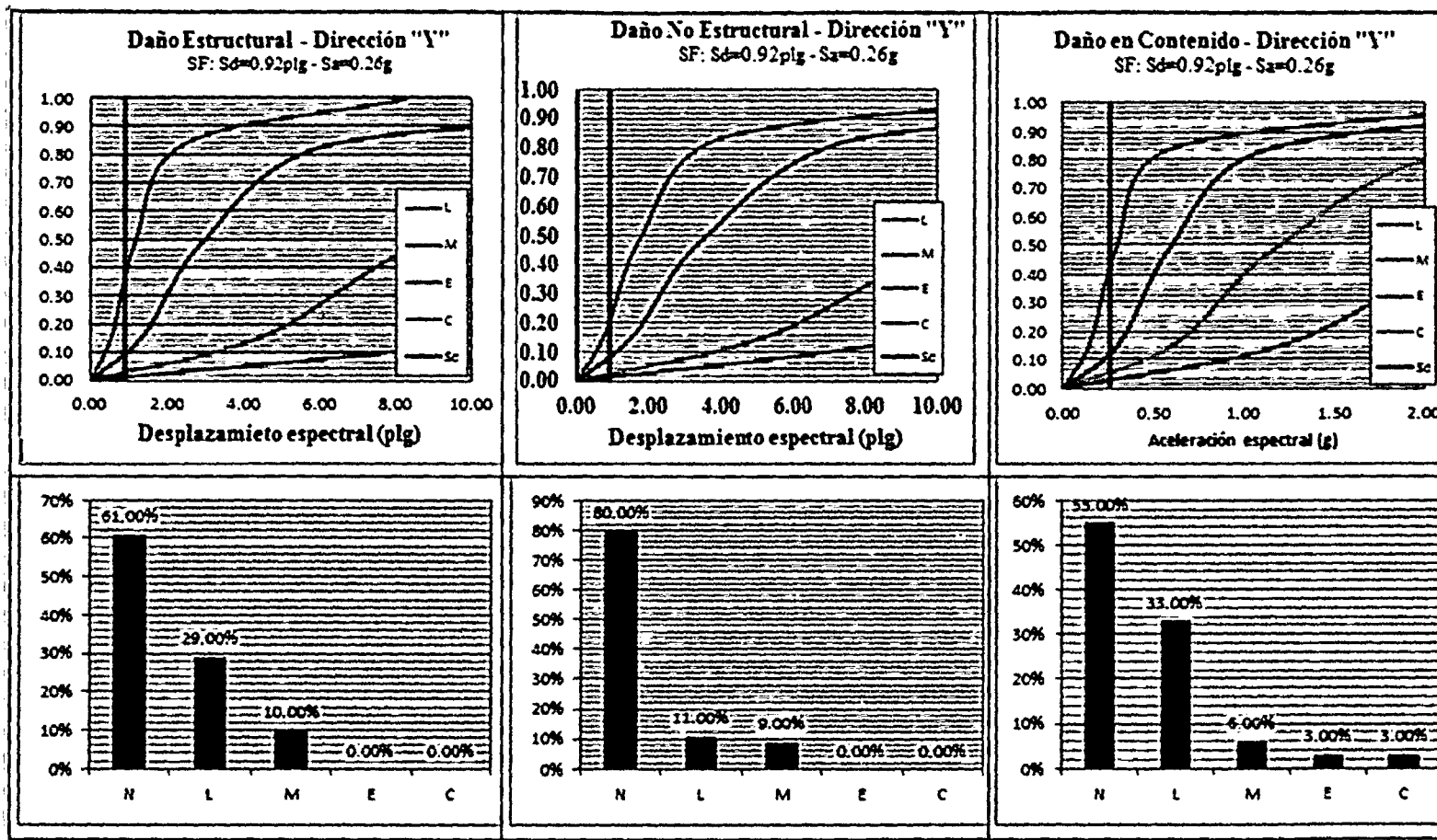


Figura 4. 44. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico ocasional dirección "X" modulo B.

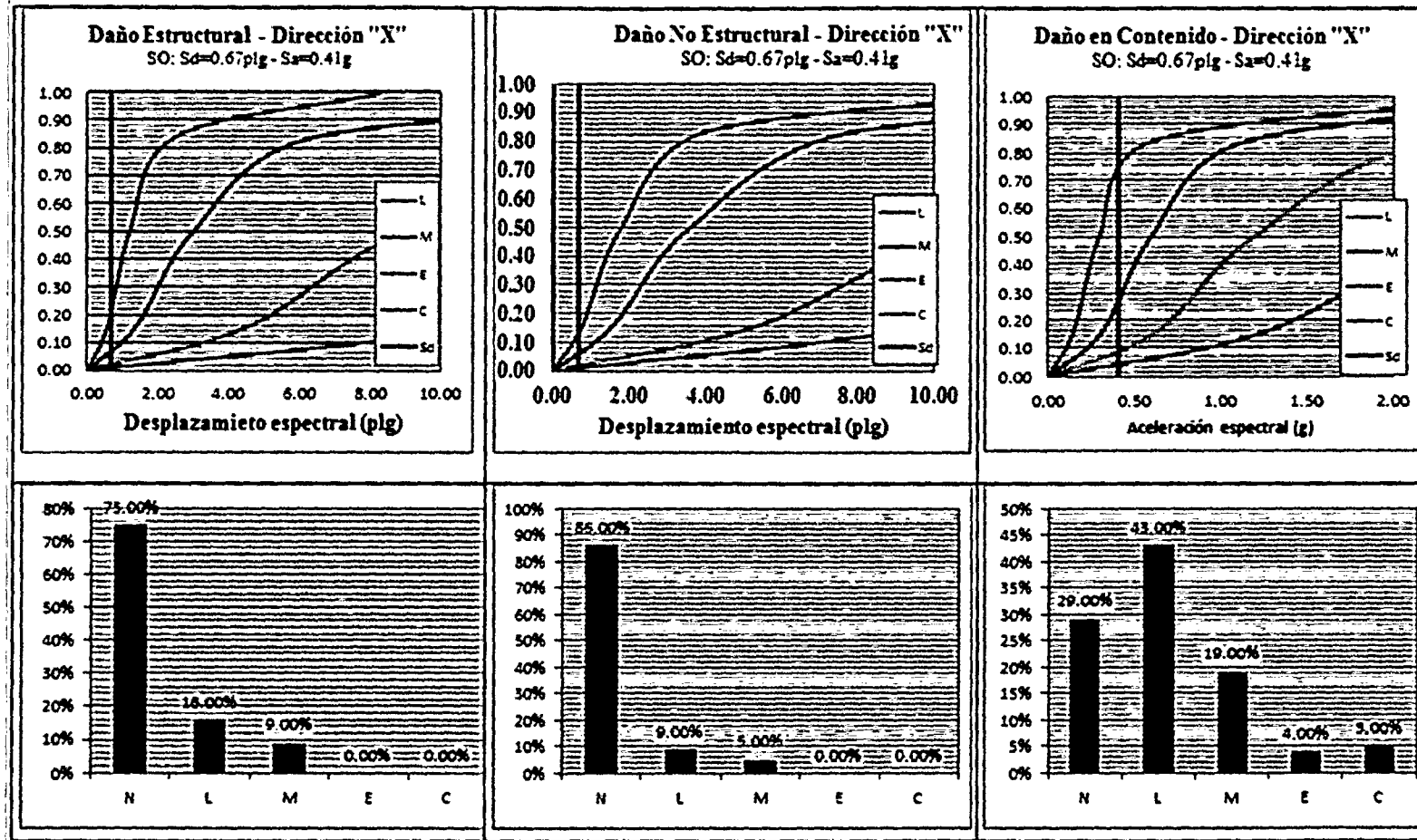


Figura 4. 45. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico ocasional dirección "Y" modulo B.

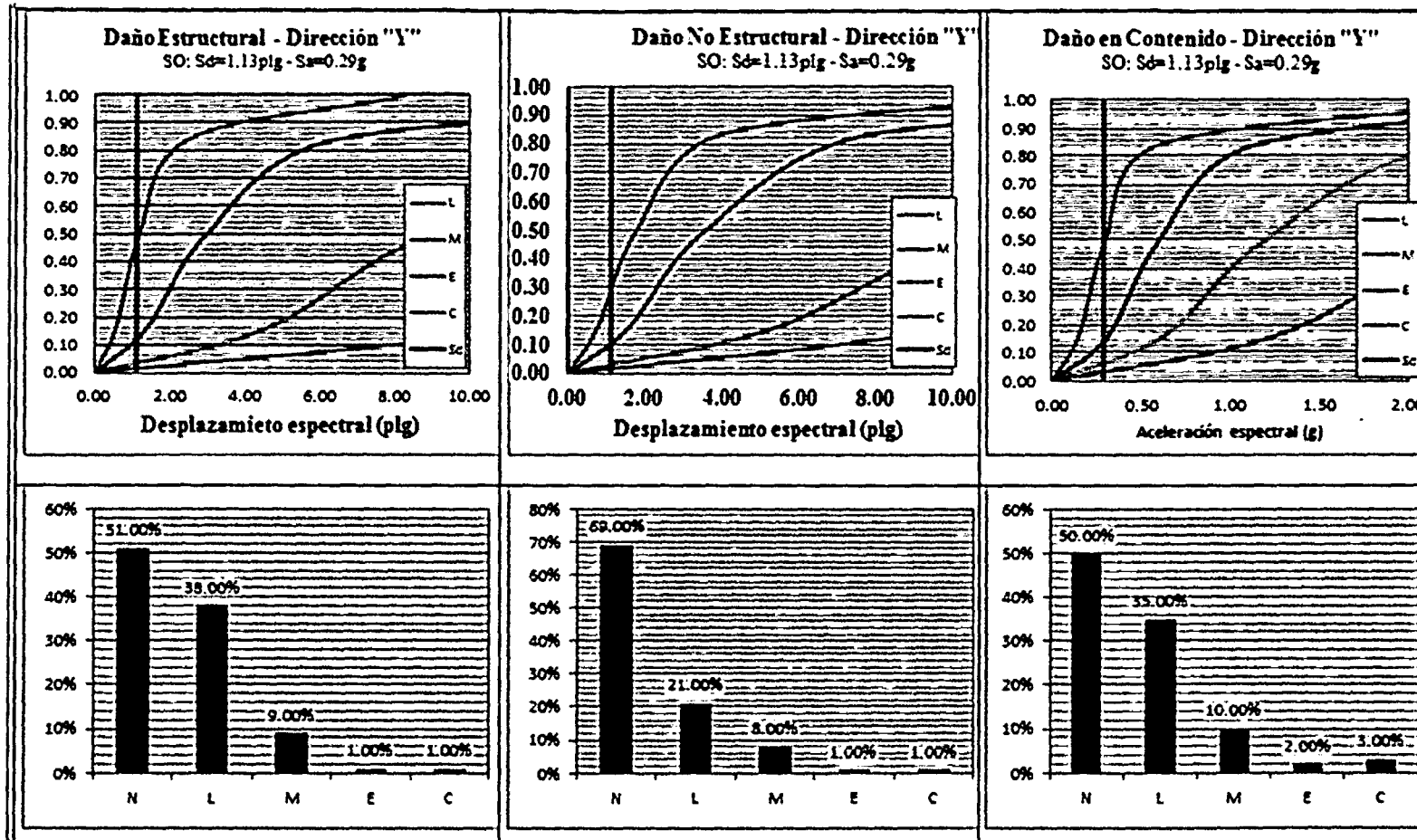


Figura 4. 46. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "X" modulo B.

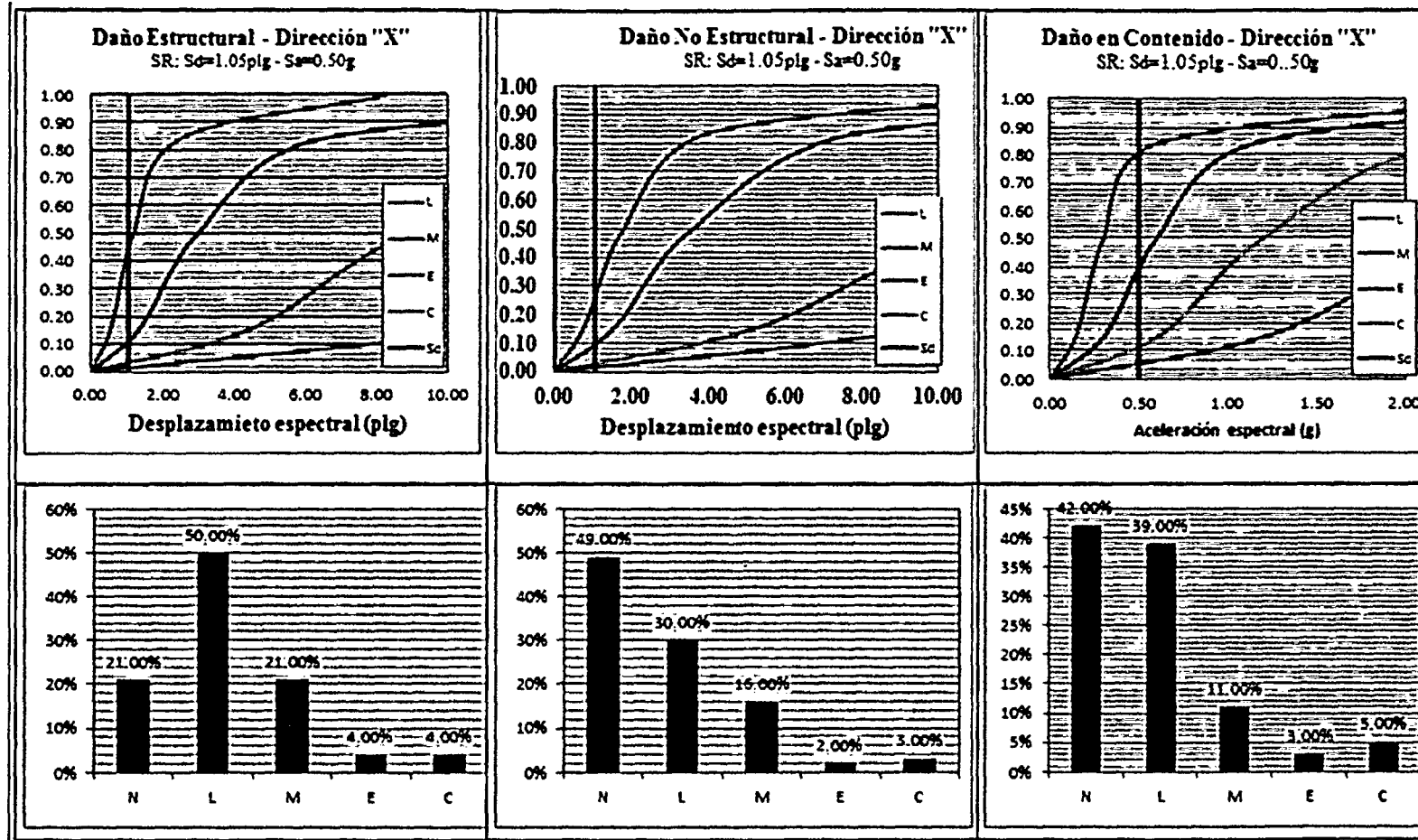


Figura 4. 47. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico raro dirección "Y" modulo B.

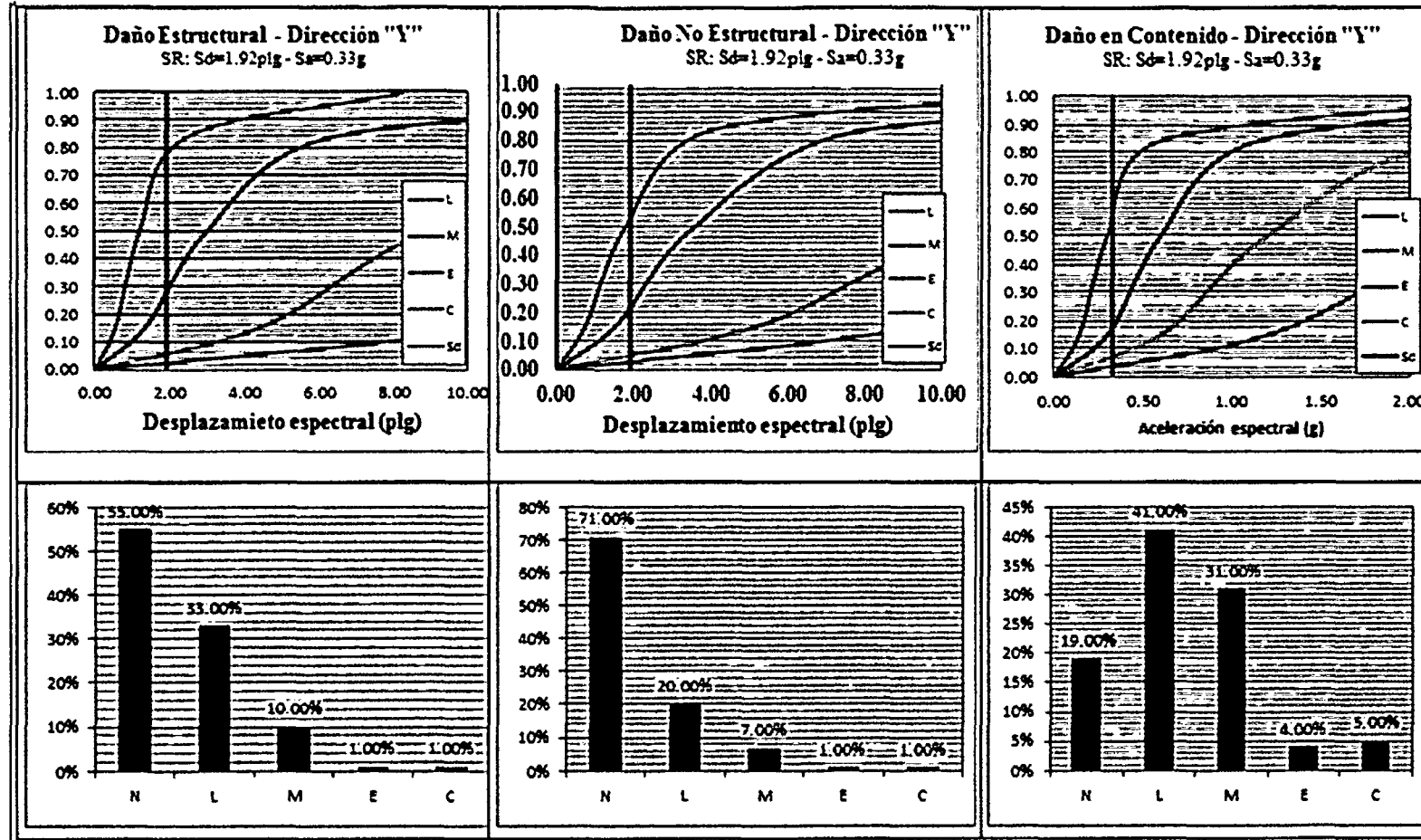


Figura 4. 48. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "X" modulo B.

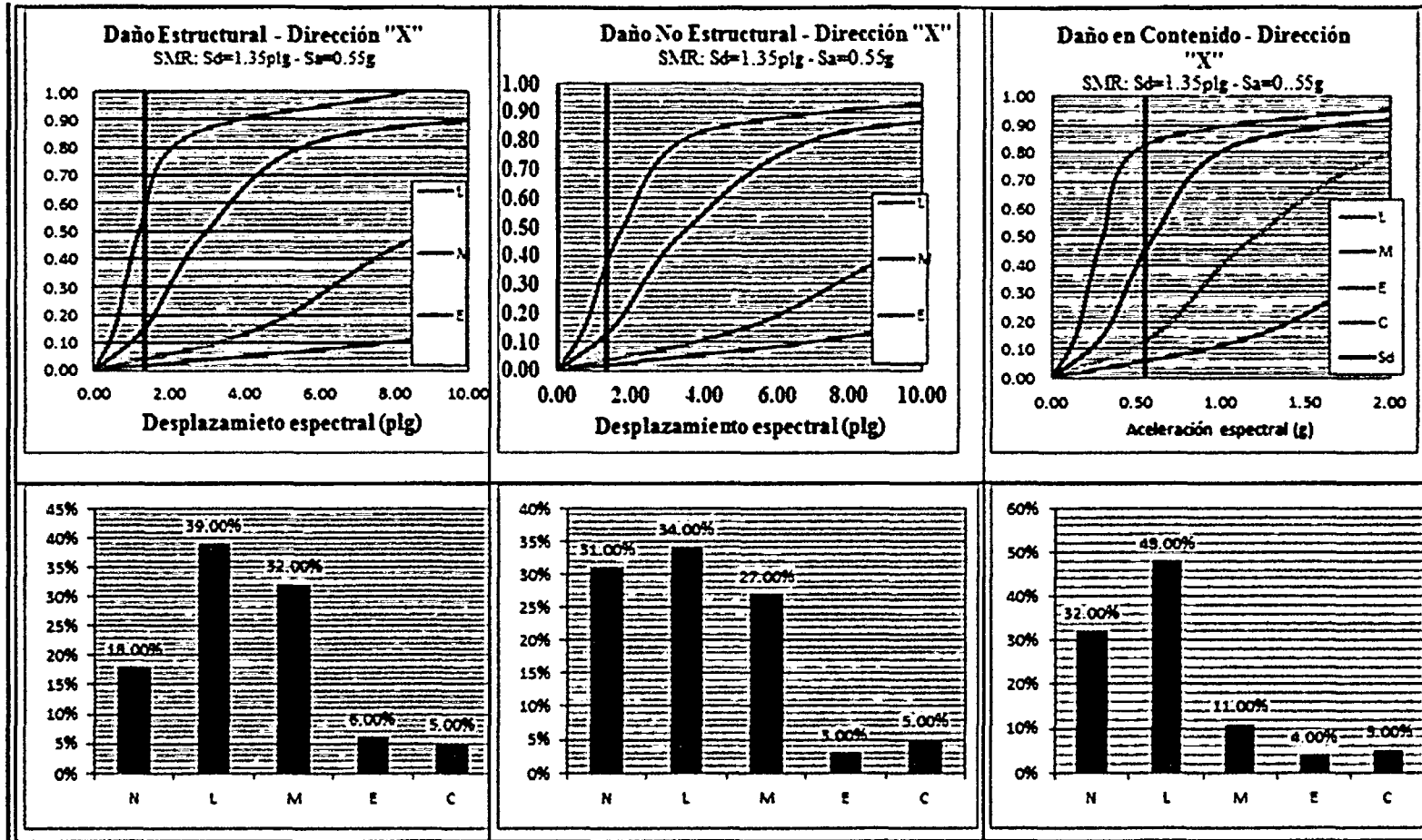
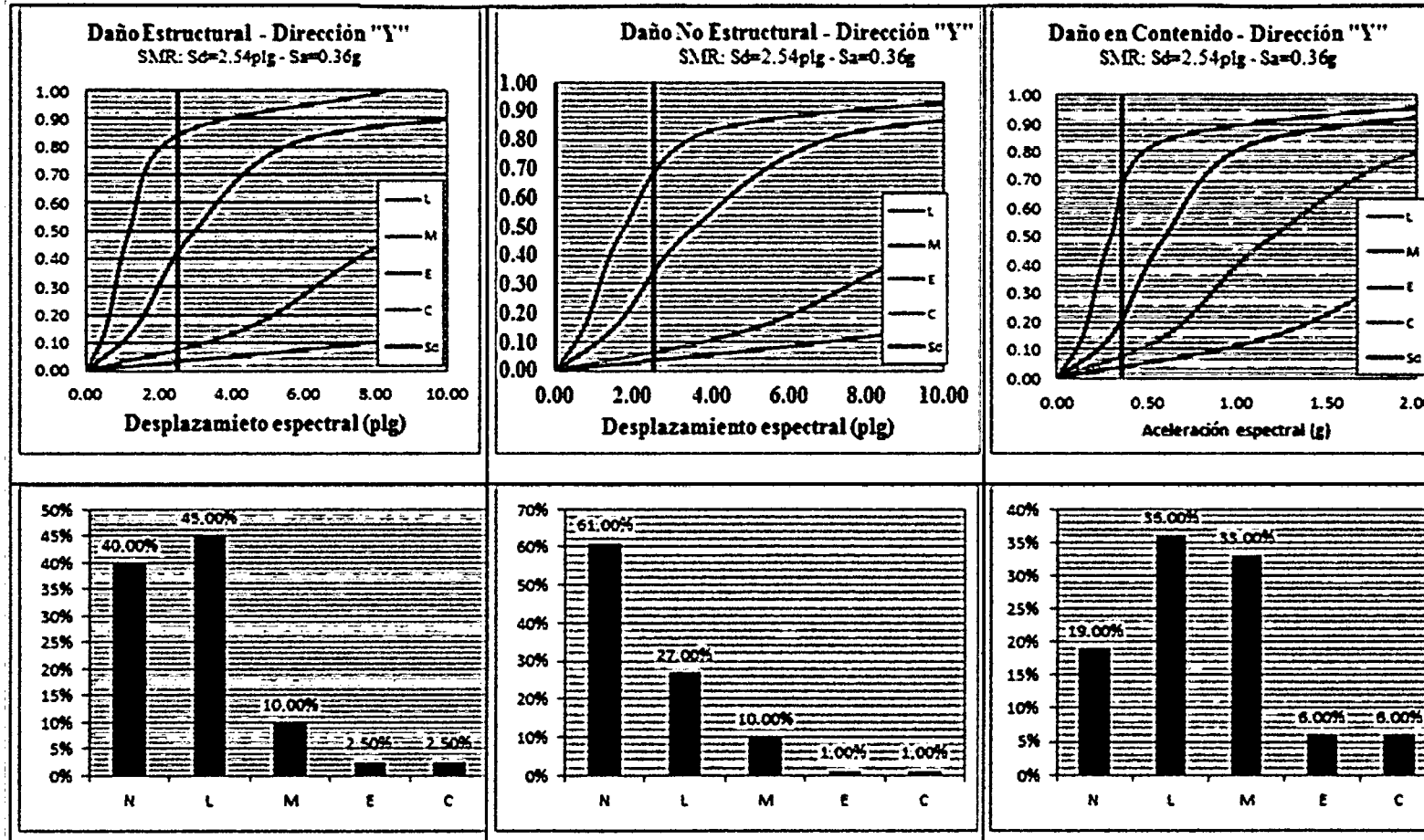


Figura 4. 49. Estimación de daño para nivel de movimiento sísmico muy raro dirección "Y" modulo B.



CAPITULO V

5. CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES

Del objetivo General:

Se analizó el desempeño sismorresistente estructural del edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas de uso múltiple centro de formación profesional Senati – Cajamarca. El cual es un **desempeño óptimo**.

Del objetivo Específicos:

La estructura del módulo “A”, alcanza un **desempeño óptimo** para los sismos aplicados en la dirección “X” según lo indicado por SEAOC y ATC-40, e incluso alcanzaron niveles de desempeño aún mejores que los considerados como óptimos también por SEAOC y ATC-40.

La estructura del módulo “A”, alcanza un **desempeño óptimo** para los sismos aplicados en la dirección “Y” según lo indicado por SEAOC y ATC-40, e incluso alcanzaron niveles de desempeño aún mejores que los considerados como óptimos también por SEAOC y ATC-40

La estructura del módulo “B”, alcanza un **desempeño óptimo** para los sismos aplicados en la dirección “X” según lo indicado por SEAOC y ATC-40, cumpliendo con los niveles de desempeño considerados como óptimos también por SEAOC y ATC-40

La estructura del módulo “B”, alcanza un **desempeño óptimo** para los sismos aplicados en la dirección “Y” según lo indicado por SEAOC y ATC-40, cumpliendo con los niveles de desempeño considerados como óptimos también por SEAOC y ATC40

La estructura del módulo A, para el sismo actuante en dirección en “X” se sometió a los cuatro niveles de sismo propuestos por el comité Visión 2000 y ATC-40, llegando al **nivel operacional** para un sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro esto representa un daño

estructural muy limitado no presenta pérdidas significativas en rigidez y resistencia. Para el sismo muy raro llega al **nivel funcional**, el daño estructural varía de pequeño a moderado. Por lo tanto no hay fallas en dichas estructuras.

La estructura del módulo A, para el sismo actuante en dirección en "Y" se sometió a los cuatro niveles de sismo propuestos por el comité Visión 2000 y ATC-40, llegando al nivel operacional para un sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro esto representa un daño estructural muy limitado no presenta pérdidas significativas en rigidez y resistencia. Para el sismo muy raro llega al nivel funcional, el daño estructural varía de pequeño a moderado. Por lo tanto no hay fallas en dichas estructuras.

La estructura del módulo B, para el sismo actuante en dirección en "Y" se sometió a los cuatro niveles de sismo propuestos por el comité Visión 2000 y ATC-40, llegando al **nivel funcional** para un sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro esto representa un daño estructural muy limitado no presenta pérdidas significativas en rigidez y resistencia. Para el sismo muy raro llega al **nivel de resguardo de vida**, el daño estructural varía de moderado a grande.

La estructura del módulo B, para el sismo actuante en dirección en "Y" se sometió a los cuatro niveles de sismo propuestos por el comité Visión 2000 y ATC-40, llegando al nivel operacional para un sismo frecuente, esto representa un daño estructural muy limitado no presenta pérdidas significativas en rigidez y resistencia. Para el sismo ocasional y sismo raro, **el nivel es funcional**, el daño estructural varía de pequeño a moderado. Para el sismo muy raro llega al nivel funcional, el daño estructural varía de pequeño a moderado. Para el sismo muy raro llega al nivel de **resguardo de vida**, el daño estructural varía de moderado a grande.

Usando la teoría y el análisis con el programa sap2000 se determinaron los desplazamientos aplicando los diferentes sismos propuestos por Visión 2000 y ATC-40, a continuación se detallan los desplazamientos para los dos módulos sismo en X, Y.

- Módulo A sismo en X. el desplazamiento durante un sismo frecuente (0.20g) fue de 1.39 cm. Para un sismo ocasional, sismo de servicio (0.25g) fue de 1.75 cm. Para un sismo raro, sismo de diseño (0.4g) fue de 2.85 cm. Y para un sismo muy raro, sismo

- máximo (0.5g) fue de 3.86 cm. Llegando al **nivel de operacional** para los cuatro niveles de sismos.
- Modulo A sismo en Y. el desplazamiento durante un sismo frecuente (0.20g) fue de 2.04 cm. Para un sismo ocasional, sismo de servicio (0.25g) fue de 2.46 cm. Para un sismo raro, sismo de diseño (0.4g) fue de 3.83 cm. Y para un sismo muy raro, sismo máximo (0.5g) fue de 4.80 cm. Llegando al **nivel de operacional** para los cuatro niveles de sismos.
 - Modulo B sismo en X. el desplazamiento durante un sismo frecuente (0.20g) fue de 2.99 cm. Para un sismo ocasional, sismo de servicio (0.25g) fue de 3.65 cm. Para un sismo raro, sismo de diseño (0.4g) fue de 6.08 cm. Y para un sismo muy raro, sismo máximo (0.5g) fue de 7.96 cm. Llegando al **nivel de operacional** para los cuatro niveles de sismos.
 - Modulo B sismo en X. el desplazamiento durante un sismo frecuente (0.20g) fue de 3.34 cm. Para un sismo ocasional, sismo de servicio (0.25g) fue de 4.09 cm. Para un sismo raro, sismo de diseño (0.4g) fue de 6.91 cm. Y para un sismo muy raro, sismo máximo (0.5g) fue de 9.08 cm. Llegando al **nivel de operacional** para los cuatro niveles de sismos.

5.2. RECOMENDACIONES

- ✓ Evaluar la edificación usando métodos de patología de estructuras para concreto armado para la subestructura y superestructura. Esta evaluación sería el primer resultado del desempeño.
- ✓ Implementar los conceptos y métodos del desempeño sismorresistente al momento del diseño de edificaciones, considerando el tipo de uso que este destinada dicha edificación.
- ✓ Realizar un análisis de comparación de los demás métodos de desempeño sísmico (FEMA 356, FEMA 440 y MPA), para compararlos con el método convencional del ATC-40.
- ✓ Para estudios posteriores se debe mejorar el método del atc-40 por ejemplo tomar en

cuenta la subestructura (cimentación).

- ✓ En cuanto a los patrones de carga se debe usar el método de Los profesores Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel desarrollaron un procedimiento de análisis estático no-lineal, denominado análisis estático no-lineal modal (MPA), ya que son los exactos.
- ✓ Se espera que el presente trabajo se divulgue para que sirva de fuente bibliográfica y como base para otros trabajos similares.

CONCLUSIONES DE HAZUS MH 2.1.

Estructura modulo A,

Sismo aplicado en X

Sismo frecuente

El 90% no sufre **ningún** daño estructural, el 5% sufre daño estructural leve y 5% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 90% no sufre ningún daño no estructural, el 5% sufre daño no estructural leve y 5% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 22% no sufre ningún daño en contenidos, el 48% sufre daño leve en contenidos y 20% sufre daño moderado, el 5% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo ocasional.

El 90% no sufre **ningún** daño estructural, el 5% sufre daño estructural leve y 5% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 90% no sufre ningún daño no estructural, el 5% sufre daño no estructural leve y 5% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 19% no sufre ningún daño en contenidos, el 39% sufre daño leve en contenidos y 29% sufre daño moderado, el 5% sufre daño extensivo en los contenidos y 8% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la

edificación.

Sismo raro.

El 75% no sufre **ningún** daño estructural, el 20% sufre daño estructural leve y 5% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 85% no sufre ningún daño no estructural, el 10% sufre daño no estructural leve y 5% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 12% no sufre ningún daño en contenidos, el 27% sufre daño leve en contenidos y 41% sufre daño moderado, el 13% sufre daño extensivo en los contenidos y 7% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo muy raro.

El 60% no sufre **ningún** daño estructural, el 30% sufre daño estructural leve y 9% sufre daño estructural moderado, el 1% sufre daño estructural extensivo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 75% no sufre ningún daño no estructural, el 16% sufre daño no estructural leve y 7% sufre daño no estructural moderado, 2% sufre daño no estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 11% no sufre ningún daño en contenidos, el 18% sufre daño leve en contenidos y 42% sufre daño moderado, el 20% sufre daño extensivo en los contenidos y 9% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo aplicado en Y

Sismo frecuente

El 90% no sufre **ningún** daño estructural, el 5% sufre daño estructural leve y 5% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 90% no sufre ningún daño no estructural, el 5% sufre daño no estructural leve y 5% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 20% no sufre ningún daño en contenidos, el 45% sufre daño leve en contenidos y 25% sufre daño moderado, el 5% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo ocasional.

El 80% no sufre **ningún** daño estructural, el 12% sufre daño estructural leve y 8% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 90% no sufre ningún daño no estructural, el 5% sufre daño no estructural leve y 5% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 20% no sufre ningún daño en contenidos, el 39% sufre daño leve en contenidos y 28% sufre daño moderado, el 7% sufre daño extensivo en los contenidos y 6% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo raro.

El 60% no sufre **ningún** daño estructural, el 30% sufre daño estructural leve y 6% sufre daño estructural moderado, 3% sufre daño estructural extensivo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 80% no sufre ningún daño no estructural, el 11% sufre daño no estructural leve y 6% sufre daño no estructural moderado, 3% sufre daño no estructural extensivo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 15% no sufre ningún daño en contenidos, el 25% sufre daño leve en contenidos y 40% sufre daño moderado, el 15% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo muy raro.

El 49% no sufre **ningún** daño estructural, el 39% sufre daño estructural leve y 9% sufre daño estructural moderado, el 3% sufre daño estructural extensivo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 64% no sufre ningún daño no estructural, el 25% sufre daño no estructural leve y 8% sufre daño no estructural moderado, 1% sufre daño no estructural extensivo, el 2% sufre daño no estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 11% no sufre ningún daño en contenidos, el 19% sufre daño leve en contenidos y 45% sufre daño moderado, el 20% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Estructura modulo B,

Sismo aplicado en X

Sismo frecuente

El 85% no sufre **ningún** daño estructural, el 10% sufre daño estructural leve y 5% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 85% no sufre ningún daño no estructural, el 10% sufre daño no estructural leve y 5% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 30% no sufre ningún daño en contenidos, el 48% sufre daño leve en contenidos y 13% sufre daño moderado, el 4% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo ocasional.

El 75% no sufre **ningún** daño estructural, el 16% sufre daño estructural leve y 9% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 86% no sufre ningún daño no estructural, el 9% sufre daño no estructural leve y 5% sufre

daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 29% no sufre ningún daño en contenidos, el 43% sufre daño leve en contenidos y 19% sufre daño moderado, el 4% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo raro.

El 21% no sufre **ningún** daño estructural, el 50% sufre daño estructural leve y 21% sufre daño estructural moderado, 4 sufre daño estructural extensivo y 4% sufre daño estructural completo por lo tanto la estructura requiere pequeñas reparaciones.

El 49% no sufre ningún daño no estructural, el 30% sufre daño no estructural leve y 16% sufre daño no estructural moderado, 2% sufre daño no estructural extensivo, 3% sufre daño no estructural completo por lo tanto la estructura requiere pequeñas reparaciones..

El 42% no sufre ningún daño en contenidos, el 39% sufre daño leve en contenidos y 11% sufre daño moderado, el 3% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo muy raro.

El 18% no sufre **ningún** daño estructural, el 39% sufre daño estructural leve y 32% sufre daño estructural moderado, el 6% sufre daño estructural extensivo y 5% sufre daño estructural completo por lo tanto la estructura requerirá pequeñas reparaciones.

El 31% no sufre ningún daño no estructural, el 34% sufre daño no estructural leve y 27% sufre daño no estructural moderado, 3% sufre daño no estructural extensivo, 5% sufre daño no estructural completo por lo tanto la estructura requerirá pequeñas reparaciones.

El 32% no sufre ningún daño en contenidos, el 48% sufre daño leve en contenidos y 11% sufre daño moderado, el 4% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la

edificación.

Sismo aplicado en Y

Sismo frecuente

El 61% no sufre **ningún** daño estructural, el 29% sufre daño estructural leve y 10% sufre daño estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 80% no sufre ningún daño no estructural, el 11% sufre daño no estructural leve y 9% sufre daño no estructural moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 55% no sufre ningún daño en contenidos, el 33% sufre daño leve en contenidos y 6% sufre daño moderado, el 3% sufre daño extensivo en los contenidos y 3% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo ocasional.

El 51% no sufre **ningún** daño estructural, el 38% sufre daño estructural leve y 9% sufre daño estructural moderado, 1% sufre daño estructural extensivo, 1% sufre daño estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 69% no sufre ningún daño no estructural, el 21% sufre daño no estructural leve y 8% sufre daño no estructural, 1% sufre daño no estructural extensivo, 1% sufre daño no estructural completo moderado por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 50% no sufre ningún daño en contenidos, el 35% sufre daño leve en contenidos y 10% sufre daño moderado, el 2% sufre daño extensivo en los contenidos y 3% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo raro.

El 40% no sufre **ningún** daño estructural, el 45% sufre daño estructural leve y 10% sufre daño estructural moderado, 2.5% sufre daño estructural extensivo, 2.5% sufre daño estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 71% no sufre ningún daño no estructural, el 20% sufre daño no estructural leve y 7% sufre daño no estructural moderado, 1% sufre daño no estructural extensivo, 1% sufre daño no estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 19% no sufre ningún daño en contenidos, el 41% sufre daño leve en contenidos y 31% sufre daño moderado, el 4% sufre daño extensivo en los contenidos y 5% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

Sismo muy raro.

El 40% no sufre **ningún** daño estructural, el 45% sufre daño estructural leve y 10% sufre daño estructural moderado, el 2.5% sufre daño estructural extensivo, el 2.5% sufre daño estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 61% no sufre ningún daño no estructural, el 27% sufre daño no estructural leve y 10% sufre daño no estructural moderado, 1% sufre daño no estructural extensivo, el 1% sufre daño no estructural completo por lo tanto la estructura se encuentra sin daño.

El 19% no sufre ningún daño en contenidos, el 36% sufre daño leve en contenidos y 33% sufre daño moderado, el 6% sufre daño extensivo en los contenidos y 6% sufre un daño completo en los contenidos por lo tanto se debe tener más cuidados en los contenidos de la edificación.

CONCLUSIONES PARA PATOLOGIAS DE CONCRETO ARMADO

CONCLUSIONES

La patología que se encontró el edificio en estudio fueron las fisuras afectando solo a la apariencia de dicho edificio ya que la fisura es en el adhesivo epóxico.

Se concluyó que el origen de dichas fisuras fue porque al momento de colocar dicho epóxico la superficie del concreto en todas las juntas no se limpió adecuadamente retirándose la lechada superficial donde iba a ser colocado dicho epóxico.

En este caso se trata de una fisura no estructural.

Se detectaron deterioro cuyo riesgo no afectan a la seguridad constructiva ni a los habitantes. Por lo tanto el dictamen es FAVORABLE.

RECOMENDACIONES

En el proceso constructivo

El ingeniero residente debe estar verificando todo lo que se construye afin de cumplir con todo lo que dice el expediente técnico como calidad de los materiales a usar, diámetros de acero, espaciamientos, traslapes, recubrimiento, espesor de los morteros, ya que una falla en esto se ocasionaría las patologías en el concreto más adelante.

Se deberá tener en cuenta la calidad de los materiales de los agregados utilizados en la edificación.

Se deberá tener en cuenta las especificaciones técnicas de la partida que se está construyendo en la edificación.

Se deberá contar con el personal técnico adecuado, capacitado en el trabajo que realiza.

Se deberá contar con la presencia del ingeniero residente ante cualquier pregunta en obra como para la calidad de los materiales de obra.

Ante cualquier inconveniente en obra se debe recurrir al ingeniero residente, para la mejor solución y no generar fallas más adelante.

El concreto que se va usar debe ser el que se estipula en el expediente técnico por lo tanto de debe hacer las pruebas cuidadosamente.

Se debe tener cuidado con el curado del concreto para evitar las fallas del concreto.

De debe tener un plan para el mantenimiento de dicha estructura.

Si aparecieran fisuras se recomienda observar el proceso evolutivo de dicha fisura.

CAPITULO VI

6. CAPITULO VI: PATOLOGIAS DEL CONCRETO ARMADO

6.1. Introducción a Patología del concreto armado.

Entre las causas que pueden motivar la intervención sobre una estructura ya construida, cabe señalar las siguientes:

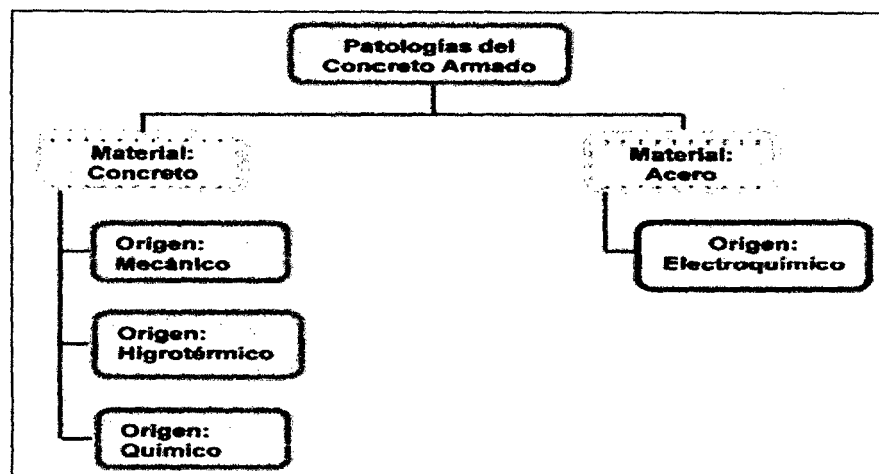
- ✓ Problemas patológicos:
- ✓ Errores de diseño y/o cálculo de la estructura, incluyendo la concepción de los detalles.
- ✓ Errores de ejecución en sus más diversas formas.
- ✓ Baja calidad de los materiales estructurales.
- ✓ Problemas de durabilidad, especialmente degradación de los materiales por agresión del ambiente.
- ✓ Uso y/o mantenimiento incorrecto de la construcción.
- ✓ Acciones "imprevisibles" de carácter excepcional:
 - Catástrofes naturales: terremotos, huracanes, etc.
 - Accidentes: fuego, explosiones, etc.
- ✓ Remodelación y/o reutilización del edificio:
 - Modificación de la estructura o de su distribución de esfuerzos.
 - Cambios de utilización del edificio, con incremento de las sobrecargas de uso.

Aun cuando las causas patológicas no son las únicas que determinan la intervención sobre estructuras existentes, su gran incidencia hace conveniente efectuar una aproximación a las mismas. La distribución estadística de las causas de deterioro de estructuras ha sido extensamente estudiada en el caso español por J.A. Vieitez y J.L. Ramírez. Estos autores efectúan una revisión de problemas patológicos de estructuras habidos en España en los últimos años, analizando sus manifestaciones, causas, tipologías afectadas y medidas de intervención. Los resultados obtenidos son comparables a los correspondientes a trabajos similares de países europeos y sensiblemente coinciden con los que específicamente sobre estructuras de concreto ha publicado más recientemente el Grupo Español del concreto,

GEHO.

De acuerdo con el trabajo de J.A. Vieitez y J.L. Ramírez, la causa patológica predominante es la existencia de errores de proyecto, presentes en el 51,5% de los casos y agentes únicos en el 31,0%. Los fallos de ejecución están presentes en el 38,5% de los casos, siendo causa única en el 18,7%. Finalmente, los defectos propios de la calidad de materiales aparecen en el 16,2% de casos, los derivados del mal uso o mantenimiento en el 13,4%, y las causas naturales excepcionales tan sólo en el 4,0%. Como ya se ha indicado, los resultados anteriores concuerdan sensiblemente con estadísticas semejantes realizadas en países europeos (parte de las discrepancias existentes obedecen a diferentes criterios de clasificación). Por el contrario, las estadísticas correspondientes a países menos desarrollados e industrializados localizan como causa fundamental de patología de estructuras los defectos de ejecución.

Tabla 6. 1. Patología del concreto armado.



Fuente: (Stuardo P., 2008).

6.1.1. Origen Mecánico.

Son originadas por falta de resistencia a esfuerzos de tracción o compresión en el concreto y de tracción en el acero, debido a las acciones que soportan los elementos estructurales y las deformaciones impuestas. (Pérez, 2008)

Gritas

Son aberturas longitudinales que afectan a todo el espesor de un elemento constructivo, estructural o de albañilería

Fisura

Las fisuras son rotulas que aparecen en la superficie del concreto, por la existencia de tensiones superiores a su capacidad de resistencia. Las fisuras por origen mecánico son aquellas que aparecen en los elementos estructurales cuando se ha producido un agotamiento del concreto. El estudio de las deformaciones en estructuras de concreto, tienen dos estados que se diferencian por que la pieza pasa de un primer estado sin fisura a un segundo estado fisurado, sin que ello implique problemas patológicos, si realmente corresponde a una situación de alarma es preciso atender su evolución. (Pérez, 2008, pág. 171)

6.1.1.1. Fisuras por esfuerzo de flexión.

Los fallos por esfuerzos de flexión se deben a acciones mecánicas y son los más comunes en vigas y viguetas de concreto, pudiendo presentar diferentes formas, según correspondan a flexión pura o flexión combinada con esfuerzo cortante.

Las fisuras provocadas por esfuerzos de flexión más fácilmente detectables son las ubicadas en la parte inferior del elemento, generalmente en el ala inferior de viguetas y de vigas.

Se estudian los siguientes tipos de fisuras:

- ✓ Fisuración transversal en vigas y viguetas debida a esfuerzos a tracción.
- ✓ Fisuración longitudinal en vigas y viguetas debida a esfuerzos de compresión.
- ✓ Fisuración inclinada en vigas y viguetas debida a esfuerzos cortantes
- ✓ Fisuración longitudinal en vigas, en encuentro con viguetas (cara superior)

En la figura adjunta se muestra, de forma esquemática, la figuración típica en elementos sometidos a esfuerzos de flexión.

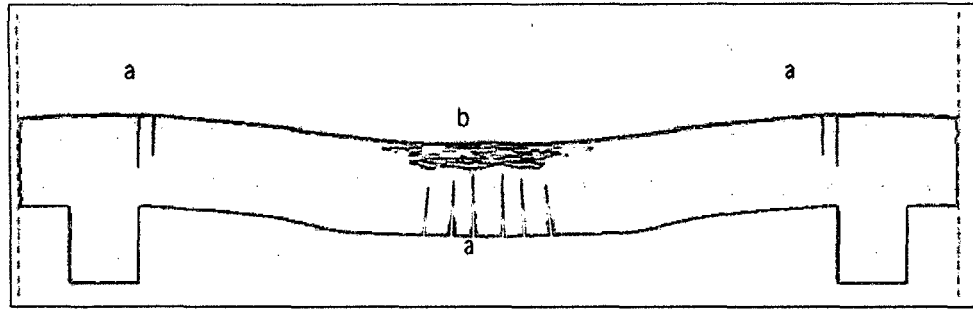


Figura 6. 1. Fisuras transversales en vigas debido a esfuerzos de tracción. Fuente: (Stuardo P., 2008, pág. 171)

6.1.1.1.1. Figuración transversal en vigas y viguetas debida a esfuerzos de tracción.

- ✓ Localización: Cara inferior de vigas o viguetas, en el centro
- ✓ Causa probable: Falta de resistencia a tracción
- ✓ Origen: Mecánico
- ✓ Material: concreto
- ✓ Calificación del daño: Alto

Descripción de la lesión:

Se presentan en la zona central de la pieza, en la cara inferior, esto es en la zona de máximo esfuerzo flector, y, de ser varias, se presentan repartidas más o menos uniformemente a lo largo de su emplazamiento. En los laterales del elemento, el ancho de las fisuras es variable, mayor en la parte inferior, desapareciendo en la superior.

Observaciones:

La localización de fisuras de flexión no indica necesariamente el agotamiento o la certeza de insuficiente capacidad resistente de la pieza. Es sobradamente conocida la aparición de esta fisuración en elementos a flexión (especialmente en los de concreto armado) contemplándose en todos los códigos técnicos e instrucciones el control de la abertura de las mismas, para las cargas de servicio.

La limitación del ancho de fisura de flexión es un condicionante de durabilidad de la estructura, ya que a mayor cantidad y ancho de las fisuras, se facilita la difusión de agentes

que favorecen el desarrollo de procesos de corrosión de la armadura. Para anchos de fisura, menores de 0,3 mm, la abertura tiene poca incidencia en la durabilidad del elemento estructural.

En elementos de concreto armado, desde el punto de vista de la seguridad estructural, únicamente valores excesivos del ancho de fisura, superiores a 0,4 mm, podrían ser un indicio de insuficiencia de armadura inferior de tracción o de sobrecargas excesivas y, en consecuencia, se consideran lesión de carácter grave, aceptando como leves las de menor amplitud. En piezas pretensadas, podríamos indicar que fisuras de ancho superior a 0,2 mm, son indicativas de insuficiencia de armadura o también de pérdida de fuerza de pretensado; o de sobrecarga excesiva. La fisuración a partir de este orden de ancho de abertura se considera lesión grave y leve las de menor amplitud.

Reparación e intervención:

Apuntalar el elemento para añadir armadura y/o aumentar sección mediante:

- ✓ Refuerzo: Incremento de la capacidad portante
- ✓ Sustitución: Incremento o restauración de la capacidad portante. Sustitución funcional o física
- ✓ Apuntalar el elemento mientras se reducen cargas y se reparan las fisuras.

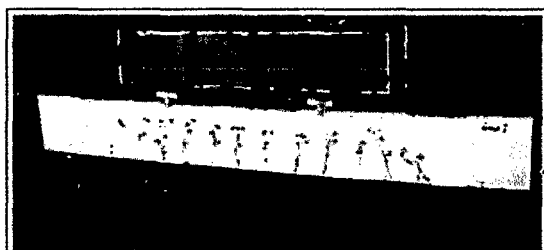


Figura 6. 2. Ejemplo de fallo a flexión (tracción) en viga de concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008)

hubiese fracasado. Este tipo de lesión no suele ser usual en forjados con capa de compresión, siendo únicamente más probable en viguetas o nervios de forjados más antiguos, sin capa de compresión ni continuidad en los vanos o con mal relleno de senos. En este último caso la lesión sería visible y muy grave.

Reparación e intervención:

Apuntalar el elemento para añadir armadura y/o aumentar sección mediante:

- ✓ Refuerzo: Incremento de la capacidad portante
- ✓ Sustitución: Incremento o restauración de la capacidad portante. Sustitución funcional o física
- ✓ Apuntalar el elemento mientras se reducen cargas y se reparan las fisuras.

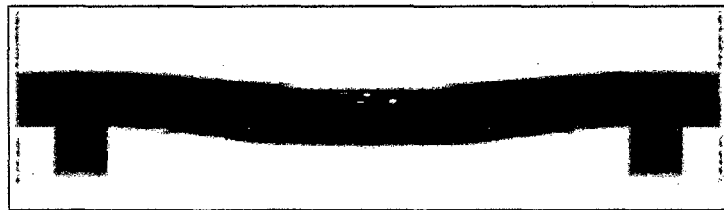


Figura 6. 4. Ejemplo de fallo a flexión (compresión) en vigas de concreto. **Fuente:** (Stuardo P., 2008)

6.1.1.1.2. Fisuración inclinada en vigas y viguetas debida a esfuerzos cortantes.

- ✓ Causa probable: Falta de resistencia a cortante
- ✓ Origen: Mecánico
- ✓ Material: Concreto
- ✓ Calificación del daño: Alto

Descripción de la lesión:

Las fisuras suelen aparecer en las caras laterales de las vigas o viguetas por falta de resistencia a esfuerzos cortantes. Si la pieza ha roto a cortante la fisura alcanza la superficie del ala afectando a todo su ancho e incluso marcándose en el recubrimiento de yeso que pueda existir. En vigas de concreto armado, aparecen las fisuras cerca de los apoyos si los estribos o barras dobladas son de cuantía deficiente.

hubiese fracasado. Este tipo de lesión no suele ser usual en forjados con capa de compresión, siendo únicamente más probable en viguetas o nervios de forjados más antiguos, sin capa de compresión ni continuidad en los vanos o con mal relleno de senos. En este último caso la lesión sería visible y muy grave.

Reparación e intervención:

Apuntalar el elemento para añadir armadura y/o aumentar sección mediante:

- ✓ Refuerzo: Incremento de la capacidad portante
- ✓ Sustitución: Incremento o restauración de la capacidad portante. Sustitución funcional o física
- ✓ Apuntalar el elemento mientras se reducen cargas y se reparan las fisuras.

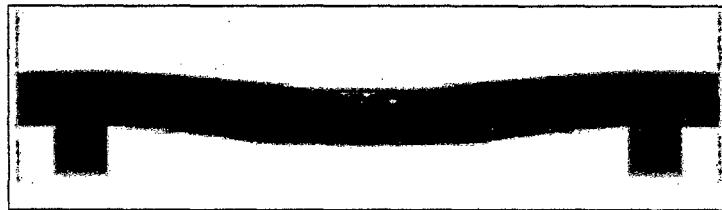


Figura 6. 4. Ejemplo de fallo a flexión (compresión) en vigas de concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.1.2. Fisuración inclinada en vigas y viguetas debida a esfuerzos cortantes.

- ✓ Causa probable: Falta de resistencia a cortante
- ✓ Origen: Mecánico
- ✓ Material: Concreto
- ✓ Calificación del daño: Alto

Descripción de la lesión:

Las fisuras suelen aparecer en las caras laterales de las vigas o viguetas por falta de resistencia a esfuerzos cortantes. Si la pieza ha roto a cortante la fisura alcanza la superficie del ala afectando a todo su ancho e incluso marcándose en el recubrimiento de yeso que pueda existir. En vigas de concreto armado, aparecen las fisuras cerca de los apoyos si los estribos o barras dobladas son de cuantía deficiente.

Este tipo de fisuras aparecen cuando se produce el agotamiento de la pieza a esfuerzo cortante

- ✓ Compresión oblicua del alma.
- ✓ Fallo del anclaje de la armadura transversal.
- ✓ Agotamiento por tracción de la armadura transversal.
- ✓ Fisuración por combinación de cortante y flexión.

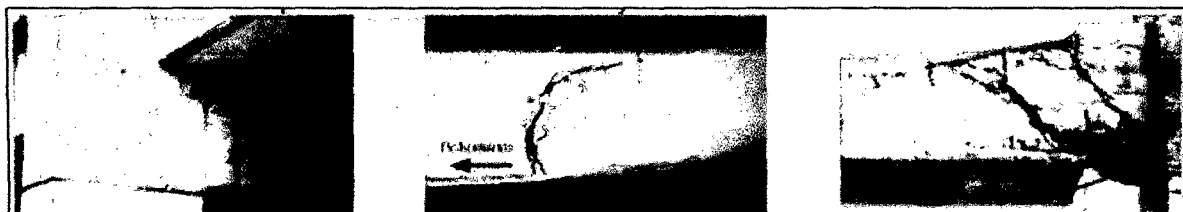


Figura 6. 5. Ejemplo de fisuras inclinada en vigas.

Observaciones:

De localizarse este tipo de fisuración se puede, previo apuntalamiento, reconocer su carácter abriendo la cara lateral y comprobar la presencia de la fisuración del alma con la clásica inclinación de 45°.

Las lesiones producidas son de carácter grave o muy grave, sobre todo en piezas sin armadura transversal, como pueden ser los forjados de semiviguetas pretensadas, o incluso en viguetas pretensadas con armadura transversal pero de escasa cuantía, como es habitual en este tipo de piezas.

Reparación e intervención:

Apuntalar el elemento para añadir armadura y/o aumentar sección mediante:

- ✓ Refuerzo: Incremento de la capacidad portante
- ✓ Sustitución: Incremento o restauración de la capacidad portante. Sustitución funcional o física
- ✓ Apuntalar el elemento mientras se reducen cargas y se reparan las fisuras.

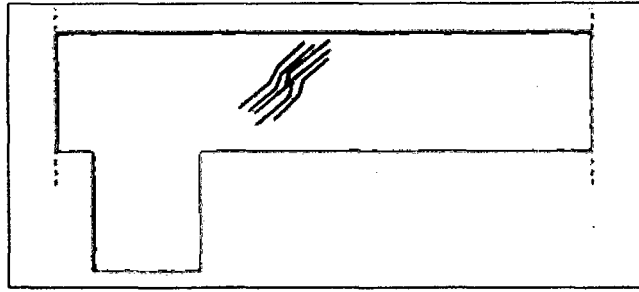


Figura 6. 6. Fisuración por compresión oblicua del alma. Fuente: (Stuardo P., 2008)

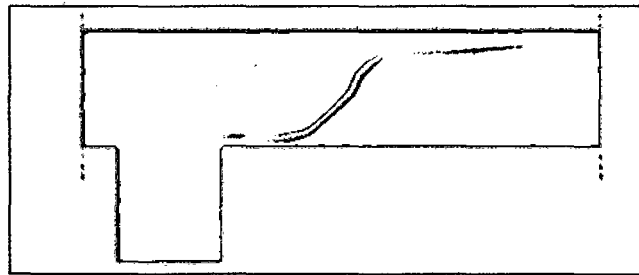


Figura 6. 7. Fisuración por fallo de anclaje. Fuente: (Stuardo P., 2008)

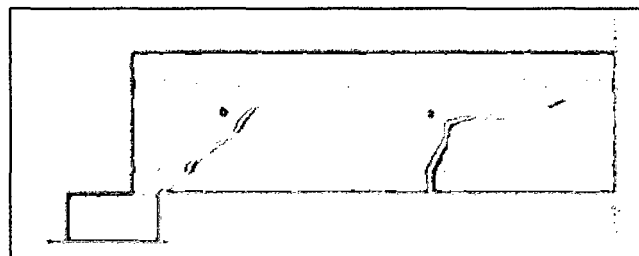


Figura 6. 8. a) Fisuración por agotamiento de la armadura transversal de tracción b) Fisuración por combinación de cortante y flexión. Fuente: (Stuardo P., 2008).

6.1.1.1.3. Fisuración longitudinal en vigas, en encuentro con viguetas (cara superior)

- ✓ Localización: Cara superior, laterales a la viga
- ✓ Causa probable: Falta de resistencia a tracción negativa
- ✓ Origen: Mecánico
- ✓ Material: Concreto.
- ✓ Calificación del daño: Alto

Descripción de la lesión:

Esta lesión se produce, en la zona de momentos negativos, debido a una insuficiente resistencia a flexión, por no disponer de armadura de negativos o, aunque esté colocada, se ha

desplazado hacia abajo durante el vaciado del concreto. Esto produce reducciones a veces importantes en el brazo mecánico de la sección, insuficiencias de solapes entre armaduras o de las longitudes de anclajes de las zonas traccionada.

Las fisuras se presentan en la cara superior del forjado a ambos lados de las vigas. Esta lesión se considera de carácter muy grave.

Observaciones:

Si los negativos de las viguetas no quedan atados a las armaduras de la viga, estos pueden caer durante el vaciado del concreto, fisurándose la zona de negativos y quedando las viguetas trabajando sin continuidad y con un momento en vano mayor que el previsto que puede provocar la rotura, de igual forma que si las viguetas no se encuentran enfrentadas y no disponen cada una de ellas de sus negativos y sus patillas.

Reparación e intervención:

- ✓ Eliminar la capa de compresión y proceder a:
- ✓ Refuerzo: Incremento de la capacidad portante
- ✓ Sustitución: Incremento o restauración de la capacidad portante. Sustitución funcional o física.

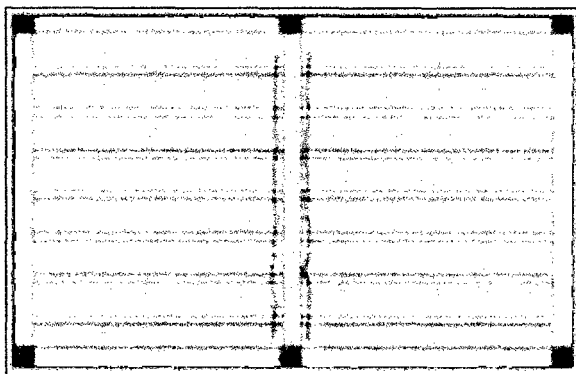


Figura 6. 9. Planta superior del forjado. Fuente: (Stuardo P., 2008).

6.1.1.1.4. Fisuración longitudinal en losas

Esta lesión se produce, en la zona de momentos negativos, debido a una insuficiente

resistencia a flexión, por no disponer de armadura negativa o, aunque esté colocada, se ha desplazado hacia abajo durante el vaciado del concreto. Las fisuras se presentan en la cara superior de la losa a ambos lados de las vigas. Esta lesión se considera de carácter muy grave.

6.1.1.2. Fisuras por esfuerzos de flexo compresión.

Es un tipo de fallo que se produce sobre todo en pilares, al ser elementos estructurales que suelen trabajar a esfuerzos de compresión combinados con los de flexión. Puede provocar la rotura del pilar y el colapso de toda la estructura, ya que tienen poca capacidad de aviso.

6.1.1.2.1. Fisuración longitudinal en pilares. (Fisuras por compresión).

Se produce en pilares sometidos a importantes esfuerzos axiales y a reducidos momentos flectores. Se caracteriza por la aparición de fisuras verticales, siguiendo la dirección de las armaduras principales, de muy poco ancho y difíciles de ver. Si aparecen en la zona superior del pilar, pueden ser debidas al desplazamiento de los estribos hacia abajo durante la fase de vaciado del concreto y también pueden ocasionar el colapso de la estructura. Este tipo de lesión constituye el mecanismo usual de agotamiento de pilares. Es considerada como una lesión de carácter muy grave y, por lo tanto, conlleva intervenciones inmediatas.

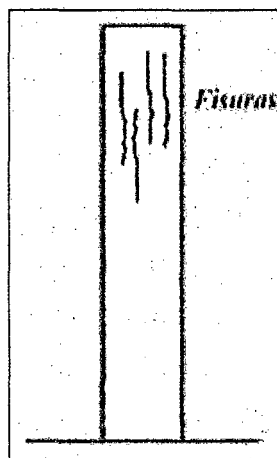


Figura 6. 10. Fisuración longitudinal en columnas por compresión. Fuente: (Stuardo P., 2008).

6.1.1.2.2. Fisuración inclinada en pilares. (Fisuras por cortante)

A diferencia del tipo de fisuración longitudinal por compresión, no suele presentarse salvo raras excepciones. El colapso se produce por esfuerzo cortante y se caracteriza por la aparición de fisuras siguiendo el plano oblicuo.

Es considerada como una lesión de carácter muy grave y, por lo tanto, conlleva intervenciones inmediatas.

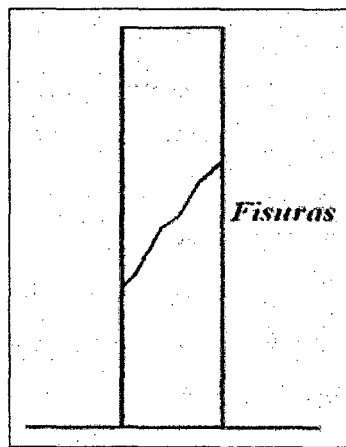


Figura 6. 11. Fisuración inclinada en columnas por cortante. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.2.3. Fisuración transversal en pilares. (Fisuras por pandeo)

Se produce en pilares sometidos a importantes momentos flectores y a reducidos esfuerzos axiales, como son los pilares de última planta o los situados en esquina. Se caracteriza por la aparición de fisuras horizontales, siguiendo la dirección perpendicular de las armaduras principales, de ancho variable, cerrándose en la zona comprimida y abriéndose en la traccionada.

Desde el punto de vista de la durabilidad, anchos de fisura, menores de 0,3 mm, se consideran daños leves y graves para valores superiores.

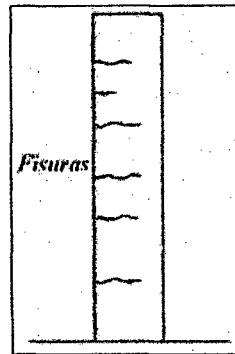


Figura 6. 12. Fisuración transversal en pilares debida al pandeo. Fuente: (Stuardo P., 2008)

Influencia de las fisuras en el proceso de corrosión

Las fisuras facilitan la entrada de oxígeno, humedad y agentes clorantes, con lo cual se agrava el problema de corrosión en el concreto.

La presencia de fisuras transversales, generalmente no causa problemas de corrosión en la armadura, ya que una parte pequeña de la armadura está expuesta a la entrada de agentes externos, sin embargo, fisuras longitudinales provocadas por cualquier razón pueden iniciar un proceso de corrosión.

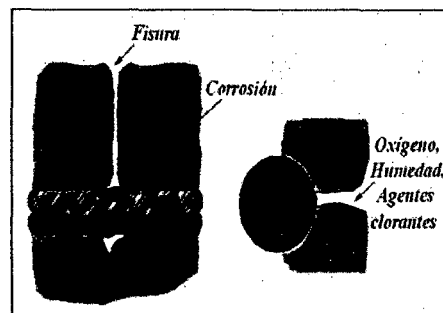


Figura 6. 13. Influencia de las fisuras en la corrosión. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.3. Deformaciones excesivas.

6.1.1.3.1. Fisuración en muros.

La deformabilidad excesiva de las fundaciones, losas o de las vigas, suele traducirse en fisuraciones. El tipo de fisura generada dependerá de la deformabilidad de estos elementos, tanto el superior como el inferior. Si el elemento estructural superior es menos flexible que el inferior, las fisuras tienden a ser horizontales, marcando las zonas traccionadas. Serán

verticales o de compresión si ocurre lo contrario y, por último, si ambos elementos tienen un deformabilidad similar las fisuras son inclinadas.

Este tipo de lesión se manifiesta por la presencia de fisuras generalmente de geometría bien definida, pueden considerarse de carácter leve.

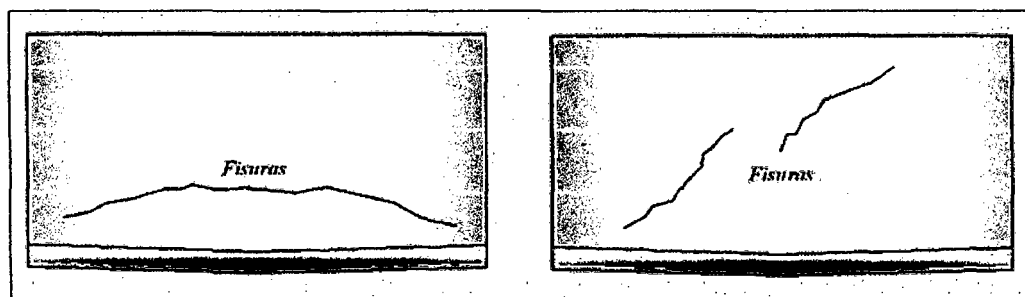


Figura 6. 14. Fisuración en muros por deformación excesiva. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4. Origen Higrotérmico.

Son provocadas por los movimientos generados en el interior del concreto, debido al contenido de humedad del concreto y las variaciones de la misma, así como de la temperatura del medio en el que se encuentra la estructura.

6.1.1.4.1. Manchas de humedad

Las manchas de humedad en los elementos estructurales de concreto son el indicador de la existencia de alguna fuga o fallos de impermeabilización. La gravedad del problema dependerá de la presencia de esas manchas a lo largo del tiempo, de manera que un concreto con unas manchas de humedad esporádicas será menos grave que un concreto permanentemente húmedo o con presencia de hongos en su superficie.

6.1.1.4.2. Asentamiento Plástico del Concreto.

El asentamiento plástico del concreto está producido por el fenómeno de la exudación y tiene lugar en las tres primeras horas después de verter el concreto, antes de iniciarse la fase de endurecimiento. Tras la puesta en obra, debido a la exudación, el agua contenida, al tener una densidad más baja, tiende a ascender a la superficie. La exudación produce un asentamiento plástico en una superficie horizontal, tendiendo a descender verticalmente. En general, este

tipo de lesión suele aparecer en piezas de espesores importantes y por la presencia de armaduras u otros elementos que coartan el asentamiento plástico.

6.1.1.4.2.1. Fisuración longitudinal en losas marcando la posición de la armadura de momento negativo.

La exudación produce un asentamiento plástico del concreto en la cara superior, ya que se va consolidando al descender su superficie verticalmente. La presencia de una determinada armadura coarta el movimiento, produciéndose la fisuración. Estas lesiones aparecen durante la ejecución. Generalmente son fisuras anchas pero poco profundas. Son lesiones de carácter leve, no teniendo excesiva incidencia en el comportamiento estructural.

6.1.1.4.2.2. Fisuración longitudinal o transversal en vigas marcando la posición de la armadura principal o estribos.

En este caso, las fisuras aparecen porque las armaduras impiden el desplazamiento hacia abajo del concreto. Al igual que en el caso anterior, las fisuras son anchas pero poco profundas, de carácter leve, no teniendo excesiva incidencia en el comportamiento estructural, aunque pueden afectar la durabilidad del material.

6.1.1.4.2.3. Fisuración transversal en pilares marcando la posición de los estribos.

En este caso, las fisuras aparecen porque los estribos impiden el desplazamiento hacia abajo del concreto. Las fisuras son anchas pero poco profundas.

Son lesiones de carácter leve, no teniendo excesiva incidencia en el comportamiento estructural, aunque pueden afectar la durabilidad del material.

6.1.1.4.3. Retracción Plástica del Concreto.

La retracción plástica se produce después del vaciado del concreto y antes del fraguado, es decir, entre la primera hora y las seis horas desde el vertido, como consecuencia de una pérdida muy rápida de agua por evaporación, superior al aporte de agua por exudación, en la superficie del concreto. La pérdida de agua aumenta considerablemente la tensión capilar en la superficie, apareciendo tracciones que fisuran el concreto. Las fisuras por retracción plástica

suelen aparecer en elementos superficiales (losas, soleras, muros,..), son anchas (0,2 a 0,4 mm) pero poco profundas. Normalmente las direcciones que siguen las fisuras coinciden con zonas de menor cuantía, variación de espesor, u otro caso.

6.1.1.4.3.1. Fisuras distribuidas aleatoriamente en la cara superior de losas.

Para elementos de espesor uniforme, las fisuras suelen aparecer con una mayor aleatoriedad, presentando una distribución más o menos rectangular, cortándose las fisuras con ángulos que tienden a ser rectos.

Son lesiones de carácter leve, no teniendo excesiva incidencia en el comportamiento estructural, aunque pueden afectar a la durabilidad del material.

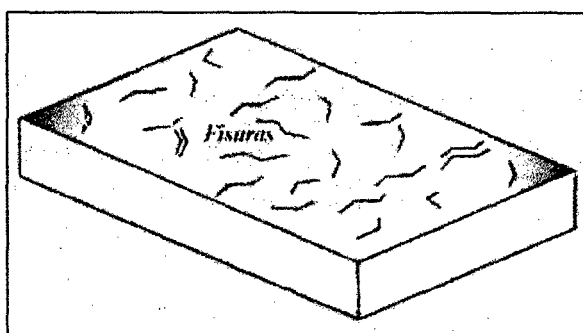


Figura 6. 15. Fisuras distribuidas aleatoriamente en la cara superior de losas debido a la retracción plástica del concreto. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4.3.2. Fisuras paralelas en la cara superior de losas.

Cuando las barras de armado están próximas a la superficie, aparecen fisuras paralelas, en forma de cresta, a modo de oleaje, sobre las armaduras. Son lesiones de carácter leve, no teniendo excesiva incidencia en el comportamiento estructural.

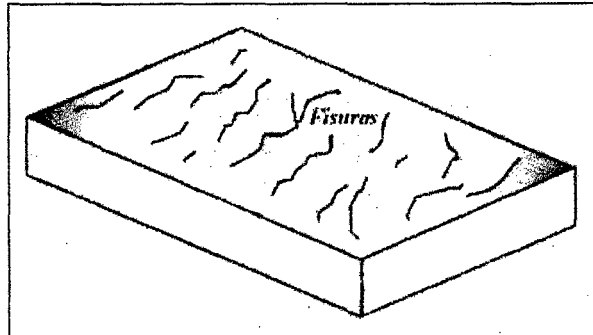


Figura 6. 16. Fisuras paralelas en la cara superior de losas debido a la retracción plástica del concreto.
Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4.4. Retracción hidráulica del concreto.

La disminución de volumen del concreto por la pérdida de humedad o secado se conoce como retracción hidráulica. De forma simplificada, el mecanismo de la retracción hidráulica se produce en el concreto en contacto con la atmósfera, en ambiente no saturado, por evaporación progresiva del agua contenida en los poros capilares. Los meniscos que se forman en los poros tienden a buscar un estado de equilibrio en función de la humedad ambiente y de la concentración de la solución intersticial. El agua de los poros, por tensión superficial se encuentra a presión negativa, originando una tensión en el concreto que tiende a acortarlo.

Se trata de una deformación a largo plazo que produce el acortamiento de la pieza, y si dicho acortamiento está impedido por determinadas coacciones, aparecen tensiones de tracción que fisuran el concreto, cuando superan su resistencia. Este tipo de fisuras, también pueden aparecer coincidiendo con cambios bruscos de cuantía mecánica.

Las fisuras de retracción suelen ser de abertura pequeña y uniforme, de 0,05 a 0,2 mm, trazado rectilíneo y su separación es regular. En piezas rectas envolverán a la sección en toda su altura. La aparición de estas fisuras es retardada en el tiempo, al final de la fase de endurecimiento, pudiendo ser semanas, meses, o incluso años.

6.1.1.4.1. Fisuración transversal en losas.

Pueden aparecer cuando están asociadas a vigas que actúan como líneas de coacción, tal como indica la Figura 2.14. Normalmente se presentan uniformemente repartidas a lo largo de la pieza. No se trata de lesiones graves desde el punto de vista de la seguridad, pero las fisuras pueden afectar a la durabilidad del elemento.

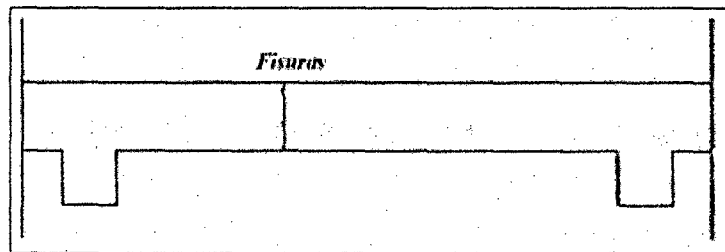


Figura 6. 17. Fisuración transversal en losas debido a la retracción hidráulica del concreto. **Fuente:** (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4.2. Fisuración longitudinal siguiendo la dirección de las vigas.

Esta fisuración suele aparecer en las zonas de menor espesor de concreto como es la capa de compresión, produciendo una o varias fisuras de escasa profundidad, pero que, en ocasiones, pueden llegar a atravesarla. Este tipo de lesión es de carácter leve, aunque puede comprometer la durabilidad del elemento.

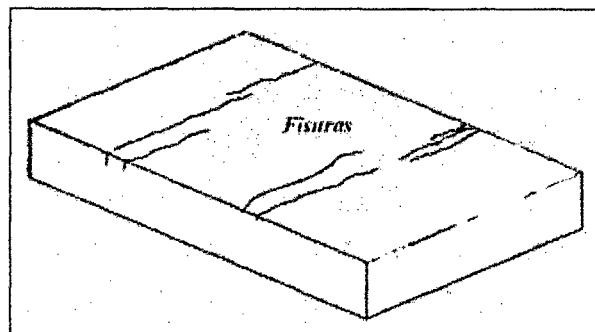


Figura 6. 18. Fisuración longitudinal siguiendo la dirección de las vigas debido a la retracción hidráulica del concreto. **Fuente:** (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4.5. Variaciones Térmicas.

Las diferencias de temperatura que puede haber entre diferentes partes de una estructura, debidas a las distintas condiciones ambientales de temperatura, calor o enfriamiento, implican variaciones diferenciales de volumen en ellas, dilataciones y contracciones. Estas variaciones se producirán sobre todo en los elementos en contacto con el ambiente exterior y más en aquellos expuestos directamente a la acción del sol. Si la tensión que provocan estos cambios de volumen llega a ser excesiva, se producirán lesiones y fisuración. (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4.5.1. Fisuración en losas de cubierta.

Las losas de cubierta son los elementos más sensibles a las variaciones térmicas del ambiente, por lo que deben ser objeto de atención especial en una determinada inspección. Los movimientos térmicos de dilatación producen fisuraciones en los tramos centrales de la losa, y a veces puede provocar el colapso de alguna viga. Estas lesiones serán más importantes si el aislamiento térmico es deficiente o inexistente. Este tipo de lesiones se consideran graves si afectan a la estabilidad o comprometen la durabilidad de algún elemento. (Stuardo P., 2008)

6.1.1.4.5.2. Fisuración en la unión de la losa de cubierta con la fachada.

Los movimientos de la losa también pueden producir fisuras horizontales en la unión con el cerramiento de fachada, justo en las esquinas del mismo. Esta lesión está generada por la imposibilidad de la fachada de absorber los movimientos de dilatación provocados por las variaciones térmicas. Este tipo de lesión es considerada de carácter leve. (Stuardo P., 2008).

6.1.1.5. Patologías de Origen Químico.

Están originadas por reacciones químicas en presencia de agua, en las que los agentes agresivos son transportados, sobre todo desde el exterior, hacia las sustancias reactivas del concreto. Estas reacciones químicas conducen a un deterioro de la calidad del concreto.

6.1.1.5.1. Ataque Químico Árido-Álcali.

Algunos áridos contienen reactivos como la sílice que reaccionan con los álcalis del cemento, dando lugar a la formación de un gel que, en presencia de agua, puede originar una expansión

capaz de fisurar el concreto. (Stuardo P., 2008).

6.1.1.5.1.1. Fisuración en estrella

La formación del gel expansivo da lugar a la aparición de un tipo de fisuras en el concreto con una distribución en forma de estrellas. Estas fisuras, también se identifican por la exudación de un gel cristalino y el hinchamiento de la superficie del concreto.

Son lesiones de carácter leve desde el punto de vista de la seguridad, aunque pueden comprometer la durabilidad del concreto. (Stuardo P., 2008).

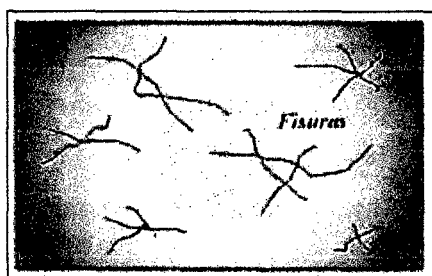


Figura 6. 19. Fisuración en estrella por ataque químico árido – álcali. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.5.2. Ataque Químico por sulfatos.

Los sulfatos disueltos en el agua reaccionan con algunos componentes del cemento, (calcio, aluminatos, otros), formando sales expansivas.

6.1.1.5.2.1. Fisuración de distribución aleatoria.

La formación de sales expansivas provoca la aparición de un tipo de fisuras en el concreto con una distribución aleatoria. Estas fisuras se identifican por la aparición de depósitos de sales de color blanco en los bordes de las mismas.

Son lesiones de carácter leve desde el punto de vista de la seguridad, aunque pueden comprometer la durabilidad del concreto. (Stuardo P., 2008).

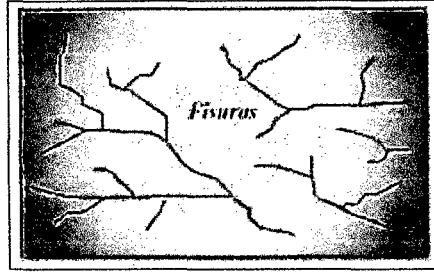


Figura 6. 20. Fisuración de distribución aleatoria por ataque químico de sulfatos. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.5.3. Ataque Químico por aguas y ácidos (Lixiviación).

Es una forma de erosión por lavado continuado de sustancias del cemento hidratado.

El caso más conocido es el ataque por aguas puras.

6.1.1.5.3.1. Áridos vistos, lavado superficial y descalcificación.

La principal consecuencia de la lixiviación es la reducción del espesor del recubrimiento. Si las armaduras quedan vistas, el ácido o el agua pueden alcanzarla y provocar una corrosión importante. Si no hay cloruros presentes en el concreto, estos ataques impiden el desarrollo de la carbonatación. (Stuardo P., 2008).

Son lesiones de carácter leve desde el punto de vista de la seguridad, aunque comprometen la durabilidad del concreto.

6.1.1.6. Patologías de Origen Electroquímico. (Patologías de la Armadura.)

Normalmente, están originadas por procesos de corrosión, desarrollados por ataques químicos al concreto, (carbonatación y contaminación por cloruros), que producen el deterioro de la armadura embebida en él.

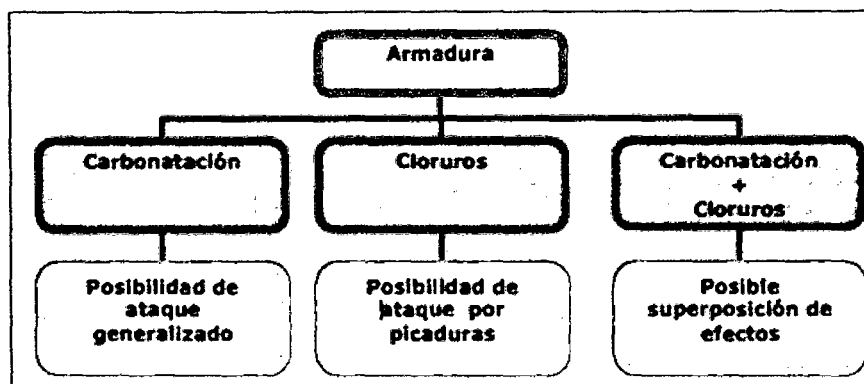


Figura 6. 21. Factores que posibilitan la corrosión en la estructura. Fuente: (Stuardo P., 2008)

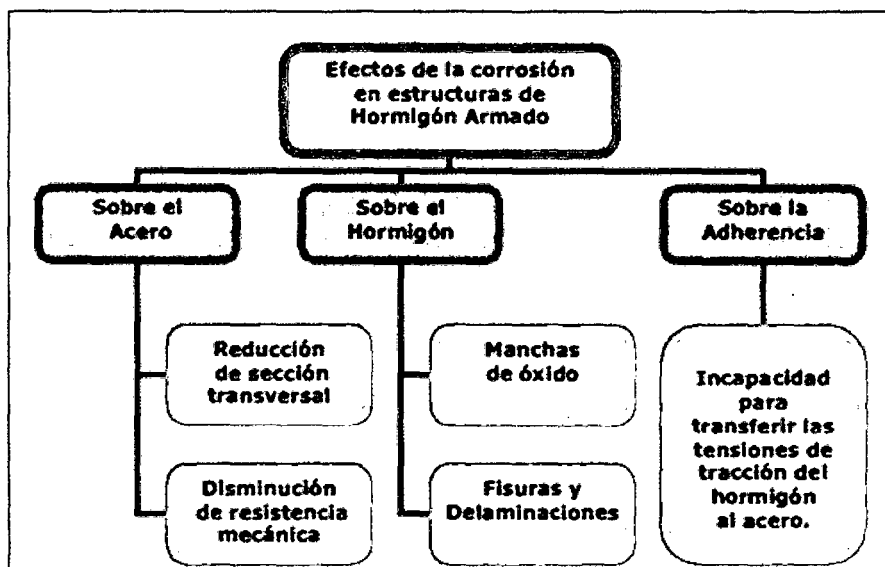


Figura 6. 22. Efectos de la corrosión en estructuras de concreto armado. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.6.1. Fisuras por corrosión de armaduras.

En el proceso de corrosión, los iones óxido e hidróxido que se forman tienen un volumen mucho mayor que el de los iones metálicos originales, es así que este aumento de volumen causa altas tensiones que tienden a hacer explotar el concreto que está alrededor de las barras de refuerzo, resultando en una fisuración radial a éstas. Estas fisuras explosivas se pueden propagar a través de la barra de acero, provocando la aparición de fisuras longitudinales o un astillamiento del concreto. (Stuardo P., 2008).

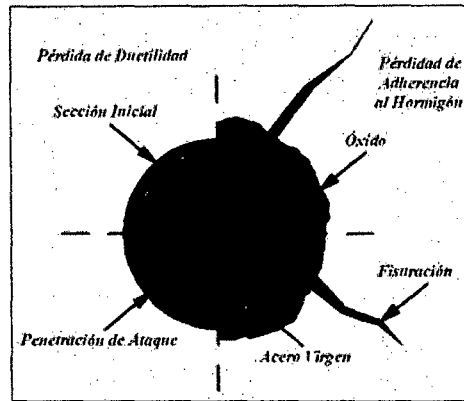


Figura 6. 23. Fisuración del concreto, radial a las barras de refuerzo. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.6.1.1. Fisuración longitudinal marcando la posición de la armadura principal.

Es debida a procesos de corrosión de las armaduras y en procesos avanzados incluso se puede ocasionar pérdida parcial de recubrimiento. La generación de óxido en el proceso corrosivo implica, lógicamente, la pérdida de sección de acero en las armaduras y, por tanto, la pérdida de capacidad resistente de forma progresiva; de ahí el carácter grave de estas fisuras. Cabe indicar que la corrosión de armaduras se presenta probablemente como el mayor porcentaje en cuanto a las lesiones que suelen aparecer en estructuras existentes.

La gravedad del daño está en función de la pérdida de sección de la armadura y la pérdida de adherencia de ésta con el concreto, circunstancia difícil de evaluar.

En muchos casos la evaluación del daño y por ende el nivel de actuación que se derive estará supeditado a la inspección mediante cata para cuantificar el orden de magnitud de la pérdida de sección de la armadura.

En elementos armados se considerará de carácter grave cuando se observe pérdida considerable de sección, y de carácter leve cuando se observe ligera pérdida de sección. La experiencia acumulada en los últimos años indica que este tipo de lesión es la más frecuente y con una mayor incidencia en elementos fabricados con cemento aluminoso.

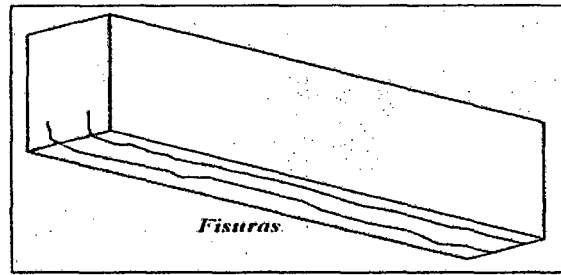


Figura 6. 24. Fisuración longitudinal marcando la posición de la armadura principal **Fuente: (Stuardo P., 2008)**

6.1.1.6.1.2. Fisuración transversal marcando la posición de los estribos.

Se producen fisuras marcando la localización de los estribos y son debidas a oxidación o corrosión de los estribos o armaduras de posicionamiento por falta de recubrimiento o por carbonatación del mismo y, generalmente, van acompañadas de manchas de óxido.

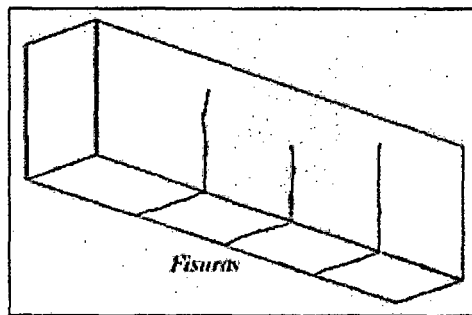


Figura 6. 25. Fisuración transversal marcando la posición de los estribos. **Fuente: (Stuardo P., 2008)**

6.1.1.6.2. Manchas de óxido marcando la posición de las armaduras.

Indican la existencia de corrosión, o el inicio de la misma, de forma más o menos local o generalizada. Puede haber pequeñas manchas, regularmente espaciadas marcando la posición de los estribos que forman la armadura transversal, en una viga o un pilar.

Las manchas de óxido se pueden extender, indicando la existencia de un proceso de corrosión de las armaduras principales. Manchas muy concentradas en determinados puntos, pueden suponer la presencia de corrosión por picaduras en la armadura.

Este tipo de lesión puede considerarse de carácter leve, aunque son indicativas de posibles

afecciones futuras, por tanto, requieren un seguimiento de su evolución.

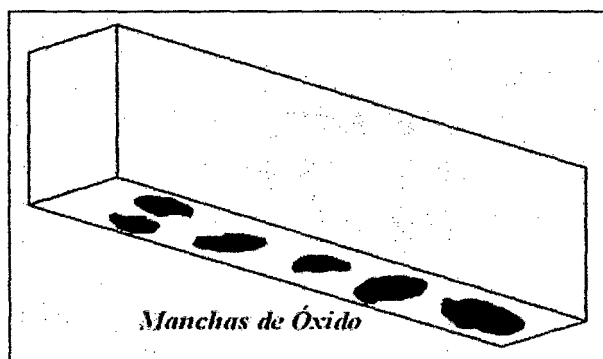


Figura 6. 26. Manchas de óxido marcando la posición de las armaduras. Fuente: (Stuardo P., 2008)

6.1.1.6.3. Reducción de la sección de la armadura de acero.

El primer efecto directo de la corrosión en un elemento de acero, es la disminución de su sección debido al propio proceso. La corrosión también puede reducir el alargamiento del acero sometido a la máxima carga y puede afectar en consecuencia la ductilidad de estructura, haciendo por lo tanto estructuras más sensibles a la rotura frágil.

Dependiendo de las características del agente agresivo, la corrosión de las armaduras y su influencia en la sección transversal es muy diferente. Mientras la carbonatación del concreto provoca una penetración de ataque homogénea, el ataque por cloruros produce ataques localizados conocidos como picaduras que llevan a una reducción significativa de la sección transversal. (Stuardo P., 2008)

6.1.1.6.4. Reducción de la tensión de adherencia entre armadura y concreto.

La acción combinada del concreto y acero en la sección de concreto armado, está basada en la adherencia entre ambos materiales, que se ve afectada por la corrosión a través de diversos mecanismos:

- ✓ Fisuración en el concreto.
- ✓ Cambios de las propiedades de la interfaz acero- concreto.
- ✓ Corrosión de los estribos.

La velocidad de desarrollo de estos fenómenos es función de parámetros diferentes como la

intensidad de la corrosión actual, el tipo de agresivo, la humedad medioambiental, el tiempo desde que el periodo de la propagación ha comenzado, y el despiece de armadura o idoneidad de detalles estructurales.

6.2. PATOLOGIA DE ALBAÑILERIA

- ✓ Grieta: Abertura incontrolada que afecta a todo el espesor del muro.
- ✓ Fisura: Abertura que afecta a la superficie del elemento o su acabado superficial (revoque).
- ✓ También conviene clasificar a las grietas en dos tipos:
- ✓ Grieta que rompe sólo al mortero de asiento.
- ✓ Grieta que rompe al mortero de asiento y al ladrillo

6.2.1. Deficiencia de ejecución y/o materiales

6.2.1.1. Falta de adherencia entre el mortero y el ladrillo.

Los muros no tienen problemas para resistir esfuerzos de compresión, no ocurre lo mismo cuando tienen que soportar tracciones, siendo este el principal origen de la aparición de grietas y fisuras. Un trabajo mal ejecutado o construido con materiales de deficiente calidad, dará por resultado un muro de poca resistencia a la tracción y se fisurará ante el menor esfuerzo.

A veces puede resultar difícil determinar si la grieta se produjo por un movimiento excesivo de la estructura o por falta de resistencia de la mampostería. La observación de las mismas nos puede dar algún indicio. (Cámara , 2010)

- a) Si la grieta produjo una separación limpia entre el mortero y el ladrillo, ello es debido a una baja adherencia entre el ladrillo y el mortero posiblemente por falta de humectación del ladrillo o por problemas en la elaboración del mortero. Si todos los ladrillos que bordean a la grieta tienen mortero adherido se debe descartar esta causa.
- b) Si el mortero está bien adherido al ladrillo el problema estará originado en movimientos que superan a la resistencia de la mampostería.

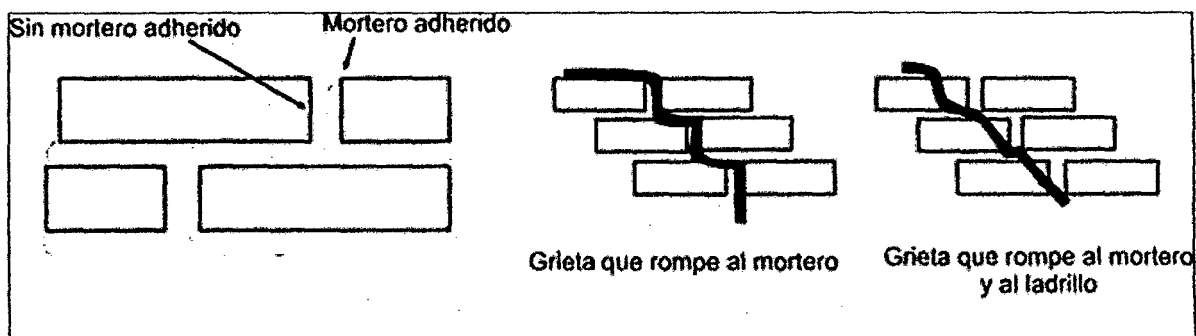


Figura 6. 27. Falta de adherencia entre el mortero y el ladrillo. Fuente: (Cámara , 2010).

- ✓ Si hay falta de adherencia fácilmente aparece la grieta
- ✓ Si la adherencia es correcta se puede controlar el esfuerzo
- ✓ Si el esfuerzo es demasiado grande y la adherencia es buena se rompe el mortero y/o el ladrillo.

6.2.1.2. Morteros mal elaborados

La consistencia del mortero de asiento debe ser adecuada para lograr una mezcla trabajable. Debe sin embargo evitarse un mortero con exceso de agua pues se corre el riesgo de que escurra por las juntas y que además se produzcan contracciones de fragüe que provoquen fisuras. Cuando hay falta de adherencia o el mortero es débil aparece fácilmente la grieta en el mortero. Si la adherencia es correcta se puede controlar el esfuerzo. (Cámara , 2010)

Si el esfuerzo es demasiado grande y la adherencia es buena se rompe el mortero y/o el ladrillo

A fin de evitar problemas de adherencia es muy importante mojar bien los ladrillos un tiempo antes de su colocación. También es recomendable seguir las instrucciones de los fabricantes de cementos y morteros.

6.2.1.3. Falta de traba en las esquinas

Se denomina “aparejo” al orden o traba de colocación de los ladrillos. La forma habitual es la denominada “soga” en donde hay un solape de $\frac{1}{2}$ ladrillo o bloque entre hilada e hilada.

Cuando se trata de esquinas con ángulos diferentes a 90° los ladrillos suelen ser cortados

marcándose una grieta en la arista del ángulo.

Debe construirse de manera que todos los ladrillos queden trabados especialmente en las esquinas. (Cámara , 2010)

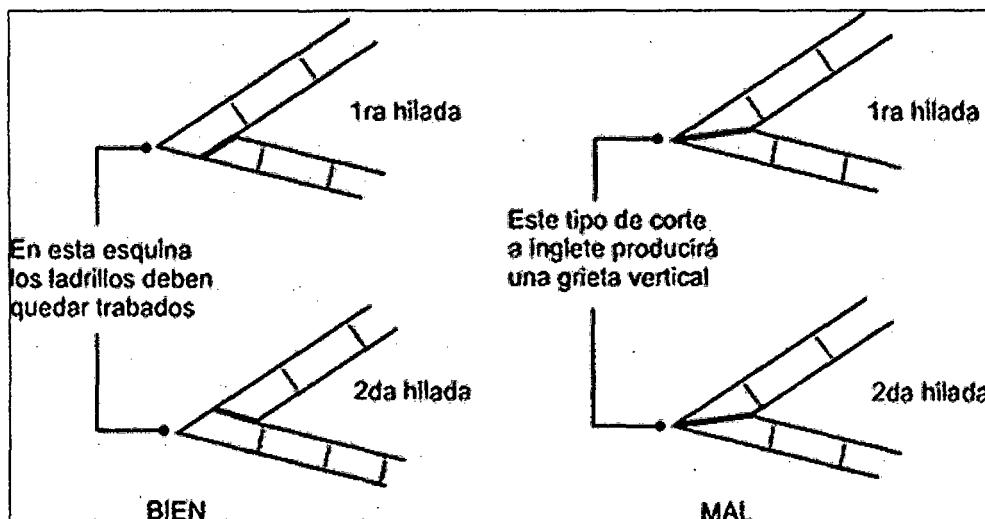


Figura 6. 28. Como se debe hacer el trabado de los ladrillos. Fuente: (Cámara , 2010)

6.2.1.4. Uniones a paredes existentes

Debe respetarse la traba de los mampuestos. Para ello será necesario realizar un dentado en la pared existente o realizar una junta. (Cámara , 2010)

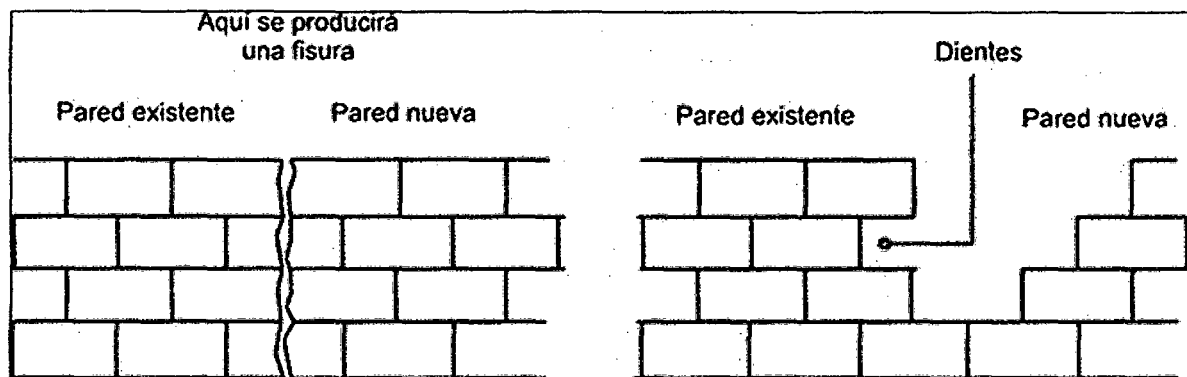


Figura 6. 29. Unión entre paredes. Fuente: (Cámara , 2010).

6.2.2. Acciones mecánicas exteriores.

6.2.2.1. Cargas puntuales en los muros.

Las cargas concentradas pueden provocar aplastamiento o pandeo. Los aplastamientos se manifiestan con una grieta vertical acompañada de ramificaciones laterales como las indicadas en la Fig. 6.30. Si la carga está aplicada en un extremo pueden aparecer fisuras a 45 Grados.

Las cargas verticales estén distribuidas o concentradas pueden ocasionar el pandeo del muro.

El pandeo es un fenómeno complejo que depende de la esbeltez del muro (Cuanto más alto y delgado se dice que es más esbelto y mayor es la posibilidad de pandeo).

También depende de su vinculación a columnas y losas en su perímetro y de la excentricidad de las cargas.

Al deformarse un muro por pandeo aparecen grietas y fisuras horizontales, abiertas en una de las caras y cerradas en la otra.

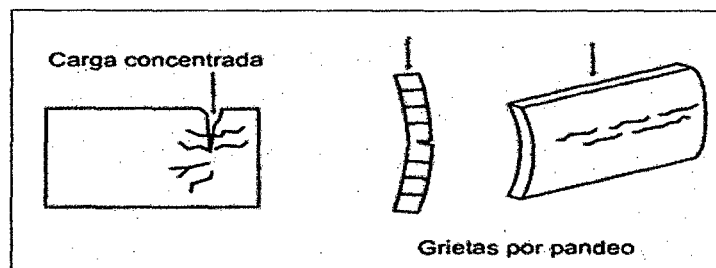


Figura 6. 30. Cargas puntuales en muros. Fuente: (Cámara , 2010)

6.2.2.2. Cargas uniformes sobre muros de sección variable

Una carga uniforme aplicada sobre un muro cuya sección presenta una variación puede ocasionar que el muro de menor espesor sufra mayores deformaciones con la consiguiente aparición de una rajadura vertical entre ambas. Se recomienda en esta zona colocar una junta. Ver Figura. 6.31

6.2.2.3. Muros sometidos a estados de carga muy diferentes

En la Figura. 6.31 se describe un caso muy habitual en donde el muro de la casa está sometido a un estado de carga muy distinto del cerco contiguo que no recibe carga alguna. Ambos muros se deformaron en forma distinta produciéndose rajaduras.

En este caso también se recomienda independizar los muros mediante una junta vertical.

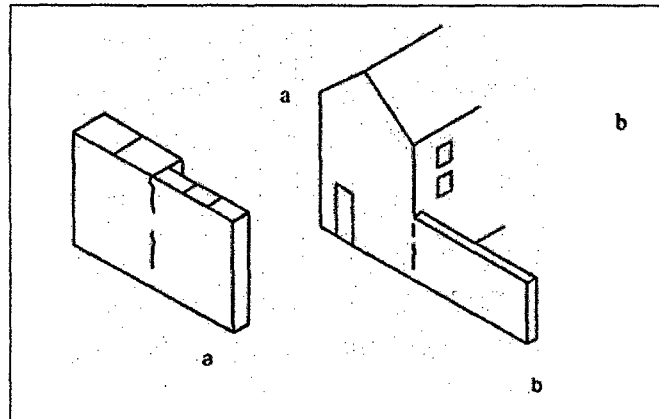


Figura 6. 31. Cargas uniformes sobre muros de sección variable. **Fuente:** (Cámara , 2010).

6.2.2.4. Flechas en vigas y forjados.

Estos defectos son raros en las estructuras bien calculadas, pero suelen verse cuando se construyen muros sobre entrepisos de losas premoldeadas o viguetas y bloques (forjados) sin tomar las precauciones del caso.

Donde apoya un muro debería reforzarse la losa colocando dos o tres viguetas juntas, o materializando una viga, pues de no hacerlo la deformación de la losa puede ser importante.

Consideremos ahora una estructura de concreto de un edificio de departamentos, que desea cerrarse con tabiques de mampostería. Esta estructura puede deformarse debido a contracciones de frague, o simplemente al cargarse dando lugar a la aparición de flechas.

Las flechas producen aplastamientos en la parte superior de la pared y grietas en la inferior deformación del apoyo, en el centro pueden aparecer fisuras por pandeo. Estos efectos ocurren en forma simultánea o independientemente Figura 6.32a.

Supongamos ahora que en un edificio como el descrito se produce un asentamiento diferencial de su estructura. El sistema que estaba en equilibrio se altera produciendo tensiones como las de la figura 6.32b, que generan esfuerzos rasantes, de tracción y compresión a 45° con generación de grietas Figura 6.33.

Si la adherencia entre viga y columna o muros no es suficiente los esfuerzos tangenciales pueden producir otras fisuras Figura 6.32 b.

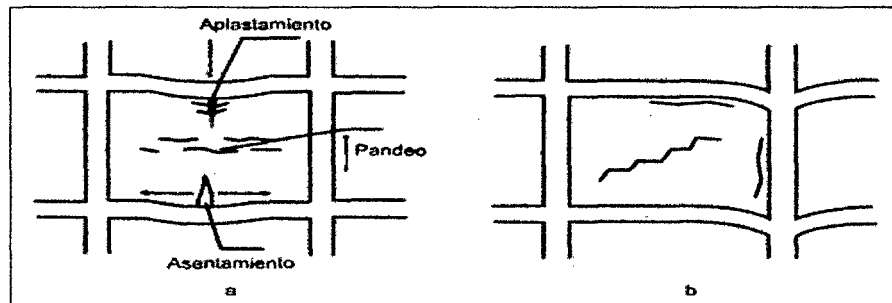


Figura 6. 32. Cargas uniformes flecha en vigas y losas. Fuente: (Cámara , 2010).

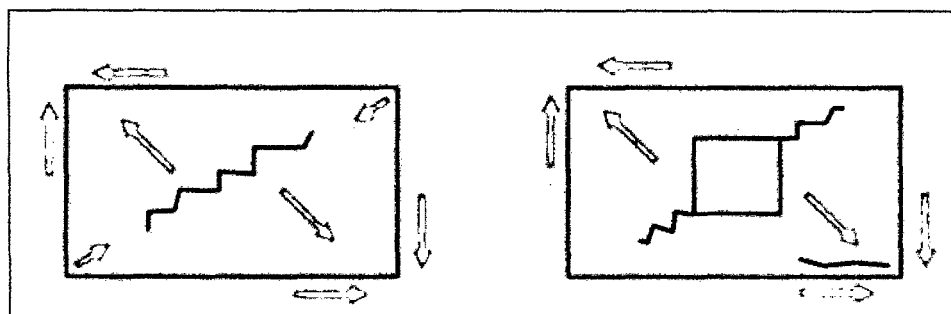


Figura 6. 33. Generación de esfuerzos rasantes, de tracción y compresión. Fuente: (Cámara , 2010).

6.2.2.5. Apoyo en los extremos

En los entrepisos de losas premoldeadas o de bloques y viguetas, debe tratarse que el apoyo sea al menos 2/3 del espesor del muro. También deben utilizarse bloques de altura suficiente pues caso contrario la losa tendrá poco espesor y será muy elástica produciendo rotaciones con grietas y aplastamientos en el apoyo.

Además un apoyo insuficiente produce una excentricidad grande en las cargas que favorecen el pandeo. (Cámara , 2010)

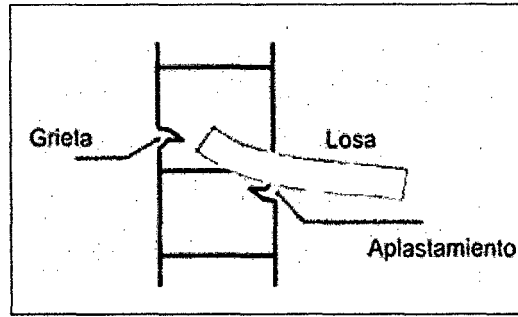


Figura 6. 34. Apoyo en los extremos. Fuente: (Cámara , 2010).

6.2.2.6. Aberturas.

Las aberturas debilitan el muro por que las cargas verticales que actúan sobre el dintel no son transmitidas al suelo por este paño sino por los paños laterales generándose esfuerzos diferenciales que pueden originar grietas como las indicadas en la figura 6.34.

A veces si la deformación del dintel es importante, la resistencia a la tracción de la mampostería es superada ocasionando rajaduras en forma de arco. (Cámara , 2010)

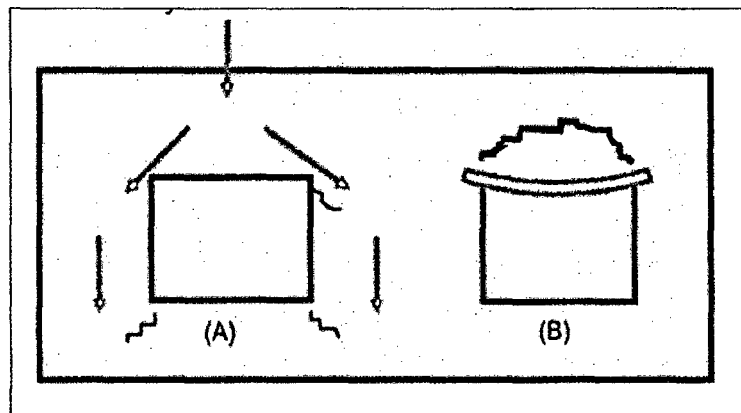


Figura 6. 35. Fisuras en aberturas. Fuente: (Cámara , 2010).

6.2.3. Acciones Higrotérmicas

6.2.3.1. Empuje entre muros adyacentes

Las variaciones de temperatura y humedad provocan contracciones y dilataciones. Cuando la mampostería dilata puede producir empujes sobre elementos vecinos dando lugar a fisuras en los mismos, las paredes que miran al Norte y Oeste dilatarán más que las otras pudiendo producir empujes y fisuras verticales. Las paredes que miran al N y O dilatarán más que las

otras pudiendo producir fisuras verticales (Cámara , 2010)

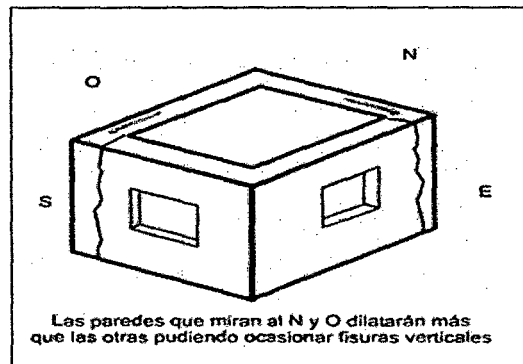


Figura 6. 36. Empuje entre muros adyacentes. Fuente: (Cámara , 2010)

6.2.3.2. Grietas por contracción térmica

Al enfriarse un muro se contrae siendo sometido a un esfuerzo de tracción. Estas grietas son generalmente verticales, pues si bien la contracción es uniforme en todas direcciones, el peso propio de la estructura contrarresta la deformación en sentido vertical. La ubicación de las grietas puede variar según las condiciones de vínculo lateral. Si hay anclajes en sus extremos las grietas aparecen cerca de los mismos, si no hay anclajes aparecen más o menos centradas.

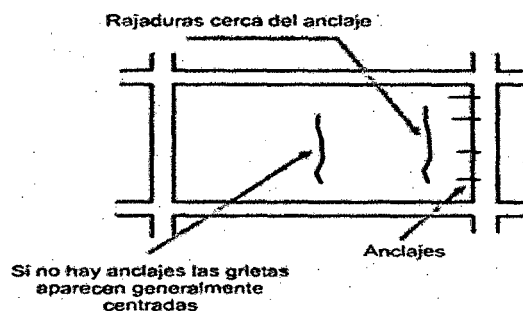


Figura 6. 37. Grietas por contracción térmica. Fuente: (Cámara , 2010)

6.2.3.3. Movimientos horizontales

Las acciones Higrotérmicas provocan movimientos básicamente horizontales pues los verticales como ya dijimos resultan contrarrestados por el peso propio del muro. En la figura 6.38 se ven algunas patologías típicas.

6.2.4. Asentamientos diferenciales de los cimientos

Los suelos arcillosos varían su resistencia a la compresión según su contenido de agua. Con la humedad natural (aprox 18%) tienen muy buena resistencia pero a medida que aumenta el contenido de humedad también aumenta su volumen al tiempo que disminuye la resistencia llegando al valor límite del 26% (límite plástico). Luego va disminuyendo su volumen y se licúa a partir de 35%. Al aumentar su volumen, el suelo ejerce una presión que ronda en los 4 Kg./ 2 c.m

Como las cargas que los muros portantes transmiten al suelo están en el orden de los 2 kg./ 2 cm puede ocurrir que la acción del suelo supere a las cargas empujando la estructura hacia arriba. Si la humedad continua aumentando el suelo pierde volumen y resistencia produciéndose el fenómeno contrario. En la medida que los asentamientos sean parejos el problema no es demasiado grande, el problema se magnifica cuando existen asentamientos diferenciales” o humedad del suelo no pareja. El exceso de humedad puede provenir de: agua de lluvia que cae por los desagües del techo, falta de vereda perimetral, cañerías rotas, etc.

También se producen rajaduras en donde existen elementos constructivos de distinto peso (Ej. Chimeneas)

En los cimientos que ceden en forma puntual, como ocurre al romperse un caño, o desagües que aflojan el terreno, las grietas pueden ser verticales o en forma de “V” invertida sobre el eje del asiento, o ligeramente inclinados en algunos tramos por los esfuerzos del corte. En otros, la base de apoyo se deforma aumentando su longitud. Según cómo y dónde sea ese aumento aparece la grieta.

Si la pared es muy larga y apoya sobre un terreno débil puede resultar que no se llega a formar un arco de descarga por estar muy alejados los puntos de arranque. En consecuencia la grieta que se produce es horizontal, coincidente con una hilada en la parte inferior.

En la figura siguiente se detallan algunos casos típicos:

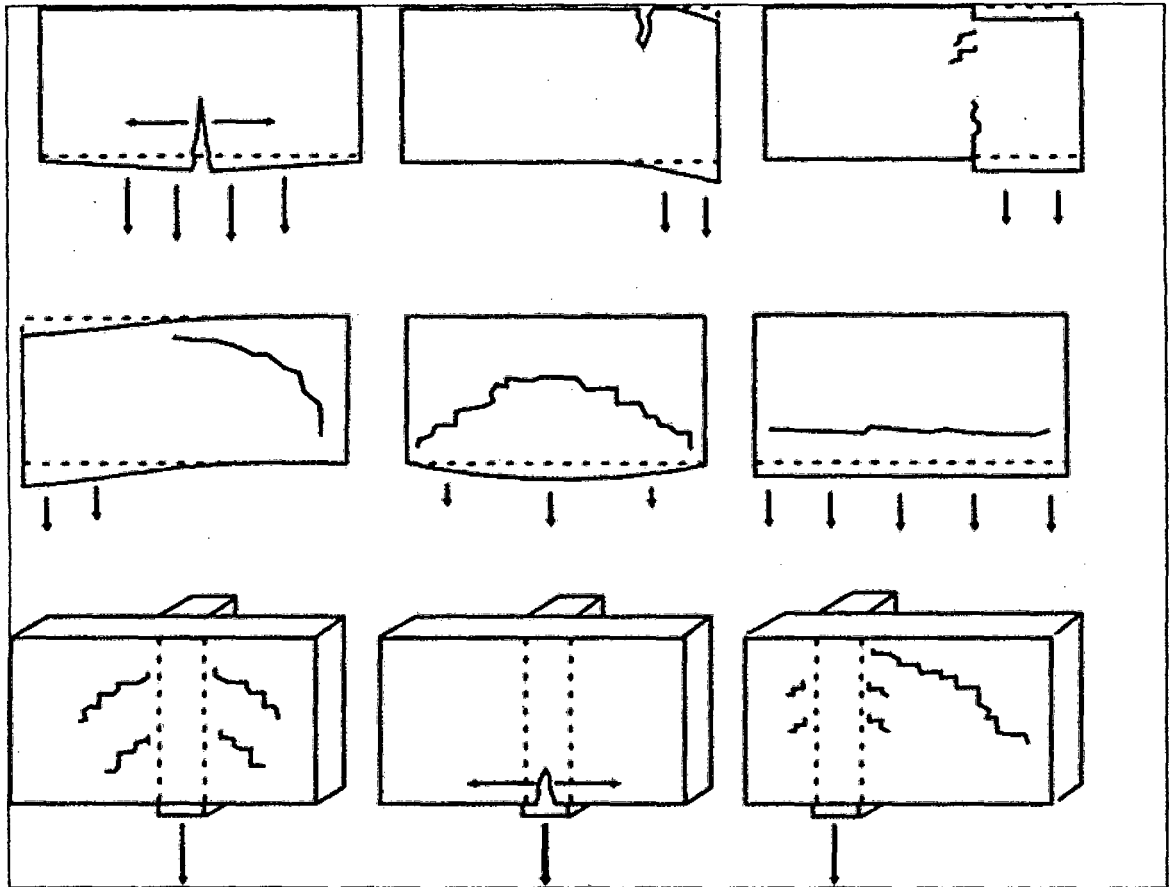


Figura 6. 38. Casos típicos de asentamiento. Fuente: (Cámara, 2010)

6.3. INSPECCION Y EVALUACION DE LA EDIFICACION

La inspección preliminar en un edificio y/o elemento, es una primera aproximación que tiene por finalidad analizar el estado actual de la estructura del edificio, la presencia de lesiones o fallas en la estructura principal o secundaria del mismo y la presencia de factores de deterioro en el concreto. Los resultados de esta inspección provienen de un reconocimiento visual. (Pérez, 2008)

- a) Si existen fallos o lesiones que aparentemente requieran un refuerzo o apuntalamiento inmediato de la estructura, debido a su peligrosidad y de una evaluación estructural.
- b) Si existen fallos o lesiones que aparentemente no requieran un refuerzo o apuntalamiento inmediato de la estructura, pero se recomienda una evaluación estructural.

c) Si no existen fallos o lesiones aparentes o no es necesaria actuación inmediata, por lo que es innecesaria una evaluación estructural.

6.3.1. INSPECCION DE ELEMENTOS Y DETECCION DE POSIBLES DETERIOROS.

a) Inspección de los elementos.

Una vez elaborada la lista de los elementos que pueden ser inspeccionados puede procederse a la inspección física de la estructura. La herramienta principal será inspección visual. En la inspección se debe proceder de la siguiente manera:

Entrevista con el propietario: Se debe averiguar si se ha detectado deterioros en el inmueble, donde se ha detectado, las medidas correctoras.

Selección de los elementos existentes:

La inclusión de la ficha de todos los aspectos a recoger. La inspección de cada elemento permitirá detectar la posible existencia de síntomas o deterioros. Se debe recoger los siguientes aspectos:

- ✓ La continuidad estructural de los elementos (grietas, separaciones, fracturas o huecos.)
- ✓ Su integridad estructural (material deteriorado)
- ✓ Los movimientos que el material ha podido sufrir.
- ✓ La influencia de los mecanismos de deterioro apreciable (existencia de humedades, sales, rastros de animales o vegetación.)

6.3.2. DICTAMEN FINAL DE LA ITE (FAVORABLE O DESFAVORABLE)

El mejor de los casos posibles es que los deterioros sean nulos o muy pequeños, no afectando más que la apariencia de la estructura. Si se aplica el método descrito, pueden darse hasta cuatro resultados, contenidos en la tabla 6.1. Existen cinco posibles resultados de la intervención de un técnico competente. En dos de los casos el dictamen será favorable, mientras que en otros dos el dictamen será desfavorable. Únicamente en el tercer resultado no es totalmente concluyente por lo que debe realizarse una inspección adicional, empleando

medios más costosos y concluyentes.

Tabla 6. 2. Posibles resultados de una ITE.

RESULTADOS DE ITE	DICTAMEN
No se detectaron deterioros	FAVORABLE
Se detectaron deterioros, cuyo riesgo no afecta a la seguridad constructiva, ni a los habitantes.	FAVORABLE
Se detectaron deterioros que puedan implicar la existencia de riesgos, aunque no es seguro.	ITE INCOMPLETA Debe realizarse una inspección complementaria , o dictamen
Existe riesgo ligero o corto plazo	DESFAVORABLE
Existe riesgo grave	DESFAVORABLE Debe proponerse un conjunto de medidas provisionales con su plazo de ejecución.

Fuente: CORTÉS, 1999.

6.3.3. TECNICAS INSTRUMENTOS E INFORMES O FUENTES PARA OBTENER LOS DATOS

Para el estudio de las patologías de la edificación se ha usado una ficha técnica donde se detallan si es que hubiera las diferentes fallas en la estructura (fallas patológicas).

Se ha visitado la edificación para poder observar las diferentes fallas las cuales se detallaran en fichas técnicas, en la visita se tomaron fotografías (anexos) donde se podrán observar las fisuras de la estructura.

Elaboración de una ficha de inspección técnica del edificio.

Son documentos que sirven para anotar información general del edificio e información de cada uno de los elementos que conforman el edificio. En la primera figura se anotan datos de identificación de la edificación. En la segunda figura se anotan datos de identificación, descripción en estudio, también se dibuja el pabellón en estudio se algunas observaciones. En la tercera figura el elemento el elemento en inspección y se anota información patológica de

acuerdo a lo encontrado en la estructura en estudio.

La ficha técnica tiene un único formato y puede ser aplicada a edificaciones con diferentes USOS.

A continuación se muestra figuras de la ficha técnicas general de la estructura figura 6.39 y 6.40, para luego mostrar la ficha técnica de las patologías de la estructura.

EVALUACION DE PATOLOGIAS ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLÓGICAS DE USO MÚLTIPLE CENTRO DE FORMACION PROFESIONAL SENATI - CAJAMARCA.																													
FICHA DE EVALUACION TECNICA.																													
IDENTIFICACION DE LA EDIFICACION																													
Dirección:																													
Nombre de la edificación:																													
Uso predominante: Senati Cajamarca																													
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>1. Residencial</td> <td>2. Comercial</td> <td>3. Educacional</td> </tr> <tr> <td>4. Salud</td> <td>5. Hotelero</td> <td>6. Oficinas</td> </tr> <tr> <td>7. Industrial</td> <td>8. Institucional</td> <td>9. Bodegas</td> </tr> <tr> <td>10. Estacionamiento</td> <td>11. Otros</td> <td></td> </tr> </table>										1. Residencial	2. Comercial	3. Educacional	4. Salud	5. Hotelero	6. Oficinas	7. Industrial	8. Institucional	9. Bodegas	10. Estacionamiento	11. Otros									
1. Residencial	2. Comercial	3. Educacional																											
4. Salud	5. Hotelero	6. Oficinas																											
7. Industrial	8. Institucional	9. Bodegas																											
10. Estacionamiento	11. Otros																												
3																													
Número de pisos																													
Niveles sobre el terreno 4 Sótanos 0 Total 4																													
Dimensiones de la edificación																													
Frente (m) 36.56 Fondo (m) 8.15																													
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA																													
Sistema estructural																													
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>Concreto Reforzado:</td> <td>1. Portico de concreto</td> <td>2. Muros estructurales</td> <td>3. Sistema dual</td> </tr> <tr> <td>Mampostería:</td> <td>4. Mampostería confinada</td> <td>5. Mampostería reforzada</td> <td>6. Mampostería no reforzada</td> </tr> <tr> <td>Acero:</td> <td>7. Pórticos arriostrados</td> <td>8. Pórticos no arriostrados</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Madera:</td> <td>9. Pórticos y paneles en madera</td> <td>10. Pórticos en madera y paneles en otros materiales</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>11. Mixta</td> <td>12. Otros</td> <td></td> </tr> </table>										Concreto Reforzado:	1. Portico de concreto	2. Muros estructurales	3. Sistema dual	Mampostería:	4. Mampostería confinada	5. Mampostería reforzada	6. Mampostería no reforzada	Acero:	7. Pórticos arriostrados	8. Pórticos no arriostrados		Madera:	9. Pórticos y paneles en madera	10. Pórticos en madera y paneles en otros materiales			11. Mixta	12. Otros	
Concreto Reforzado:	1. Portico de concreto	2. Muros estructurales	3. Sistema dual																										
Mampostería:	4. Mampostería confinada	5. Mampostería reforzada	6. Mampostería no reforzada																										
Acero:	7. Pórticos arriostrados	8. Pórticos no arriostrados																											
Madera:	9. Pórticos y paneles en madera	10. Pórticos en madera y paneles en otros materiales																											
	11. Mixta	12. Otros																											
3																													
Tipo de entrepiso																													
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>Concreto Reforzado:</td> <td>1. Losas macizas</td> <td>2. Losa aligerada</td> </tr> <tr> <td>Acero:</td> <td>3. Lamina colaborante</td> <td>4. Vigas</td> <td>5. Cerchas</td> </tr> <tr> <td>Madera:</td> <td>6. Vigas</td> <td>7. Mixtas</td> <td>8. Otros</td> </tr> </table>										Concreto Reforzado:	1. Losas macizas	2. Losa aligerada	Acero:	3. Lamina colaborante	4. Vigas	5. Cerchas	Madera:	6. Vigas	7. Mixtas	8. Otros									
Concreto Reforzado:	1. Losas macizas	2. Losa aligerada																											
Acero:	3. Lamina colaborante	4. Vigas	5. Cerchas																										
Madera:	6. Vigas	7. Mixtas	8. Otros																										
2																													
Año de la construcción																													
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>1. Antes de 1980</td> <td>2. 1980 a 1990</td> <td>5. A partir del 2010</td> </tr> <tr> <td>3. 1990 a 2000</td> <td>4. 2000 a 2010</td> <td></td> </tr> </table>										1. Antes de 1980	2. 1980 a 1990	5. A partir del 2010	3. 1990 a 2000	4. 2000 a 2010															
1. Antes de 1980	2. 1980 a 1990	5. A partir del 2010																											
3. 1990 a 2000	4. 2000 a 2010																												
5																													
ALCANCE DE INFORMACION PREVIA																													
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>1. Proyecto del edificio</td> <td>X</td> <td>3. Planos de obra</td> </tr> <tr> <td>2. Cuaderno de obra</td> <td></td> <td>4. Otros</td> </tr> </table>										1. Proyecto del edificio	X	3. Planos de obra	2. Cuaderno de obra		4. Otros														
1. Proyecto del edificio	X	3. Planos de obra																											
2. Cuaderno de obra		4. Otros																											

Figura 6. 39. FICHA DE EVALUCION.

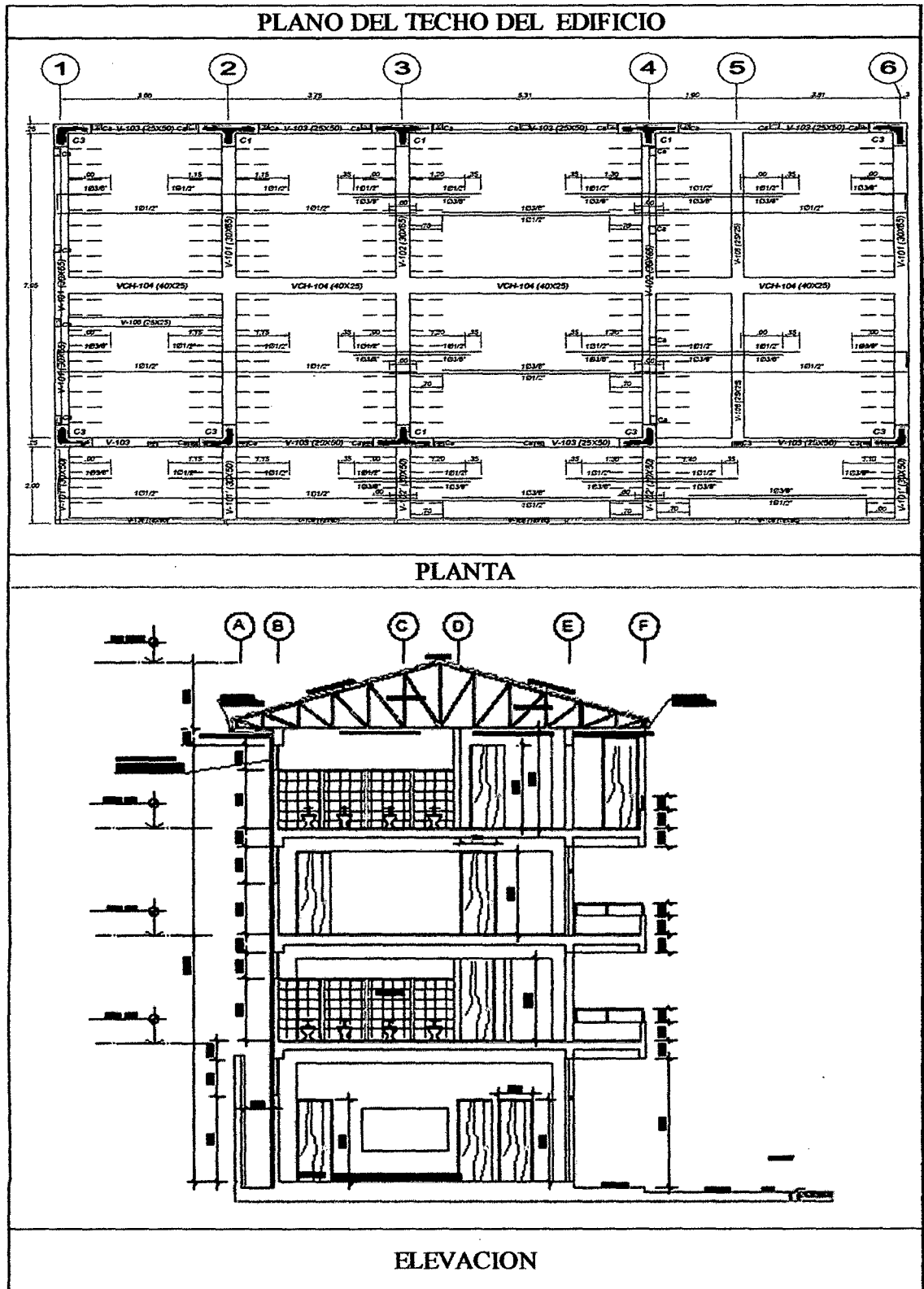


Figura 6. 40. PLANO DEL EDIFICIO.

A continuación se muestra las fichas técnicas de las diferentes fallas de patología de la estructura. Se detallaran por pisos empezando por el primer piso y concluyendo por el cuarto piso. En la visita se tomaron fotografías para poder analizar las fallas patológicas.

Primer piso:

En el primer piso se encontraron fisuras en las juntas de dilatación estructural (junta entre la columna de amarre de tabiquería y la columna estructural). No se encontraron fallas en la subestructura, en las vigas, columnas ni en las losas, en la figura 6.41 de detallan las fisuras.


FOTOGRAFIA		INFORMACION PATOLOGIA			
		Presencia de humedad			
		sin manchas	X	humedad	permanentemente
					humedo
		Presencia de hongos			
		hongos			no existe
					hongos
		Capa de oxido			
		sin corrosion	X	oxido	oxido capa
				superficial	fina
		oxido capa			
gruesa					
Elemento estructural					
Elemento estructural: Muro de albañilería					
Sintomas: Fisura					
Material: adhesivo epóxico					
Origen: Higrotérmico					
Evolucion de la falla.		DIMENSIONES DE LA PATOLOGIA			
si		no	X	Dirección:	Vertical
Riesgo				Ancho:	1 mm
Integridad del edificio				Largo:	Variable
Apariencia del edificio exterior	X			Profundidad:	0.5 mm
Funcionalidad del edificio				Localización:	En la junta de dilatacion 1° piso
Apariencia del edificio interior				CAUSAS: Al momento del relleno de la junta con adhesivo epóxico, no se limpio la junta del polvo u otras particulas.	
Integridad de los habitantes del edificios				Probable solución: Retiro del adhesivo epóxico, luego limpieza adecuada para luego colocar el nuevo adhesivo	
COMENTARIOS : Las fisuras encontradas se ubican en la junta (columnas de amarre de tabiquería y la columnas estructural.					
INSPECCIONES		Fecha de inspección			
N° de evaluadores	1			Día	mes
Nombre del inspector : Alexander Chavez Carrasco.				7	11
					año
					14

Figura 6. 41. Fisura en la junta primer piso.

Segundo piso

En el segundo piso se ha encontrado fisuras en las juntas de dilatación (junta entre la columna de amarre de tabiquería y la columna estructural). Estas fisuras no implican peligro estructural. Sino más bien en la apariencia del edificio.

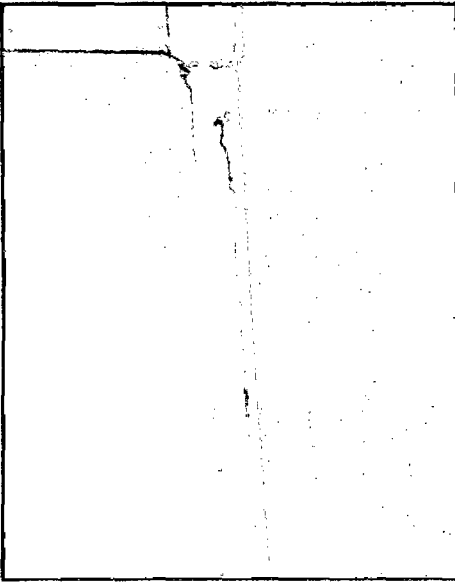
FOTOGRAFIA		INFORMACION PATOLOGIA			
		Presencia de humedad			
		sin manchas	X	humedad	permanentemente
					humedo
		Presencia de hongos			
		hongos			no existe
					hongos
		Capa de oxido			
		sin corrosion	X	oxido	oxido capa
				superficial	fin
		oxido capa			
			gruesa		
Elemento estructural					
Elemento estructural: Muro de albañilería					
Sintomas: Fisura					
Material: Adhesivo epóxico					
Origen: Higrótérmico					
Evolucion de la falla.		DIMENSIONES DE LA PATOLOGIA			
si		no	X	Dirección:	Vertical
Riesgo				Ancho:	1 mm
Integridad del edificio				Largo:	Variable
Apariencia del edificio exterior	X			Profundidad:	0.5 mm
Funcionalidad del edificio				Localización: En la junta de dilatacion 2° piso	
Apariencia del edificio interior				CAUSAS: Al momento del relleno de la junta con adhesivo epóxico, no se limpio la junta del polvo u otras particulas.	
Integridad de los habitantes del edificios				Probable solución: Retiro del adhesivo epóxico, luego limpieza adecuada para luego colocar el nuevo adhesivo	
COMENTARIOS : Las fisuras encontradas se ubican en la junta (columnas de amarre de tabiquería y la columnas estructural.					
INSPECCIONES		Fecha de inspección			
N° de evaluadores	1			Dia	mes
Nombre del inspector : Alexander Chavez Carrasco.				7	11
					año
					14

Figura 6. 42. Fisura en la junta segundo piso.

Tercer piso

De igual manera en el tercer piso se encontraron fisuras en las juntas de dilatación las cuales no presentan peligro en la estructura sino en la apariencia del edificio.

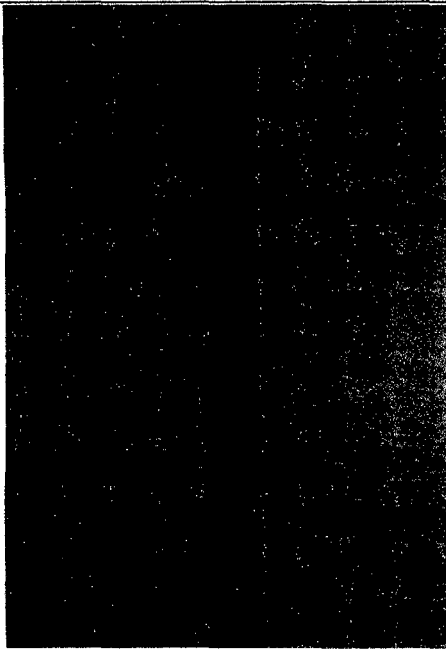
FOTOGRAFIA		INFORMACION PATOLOGIA			
		Presencia de humedad			
		sin manchas	X	humedad	permanentemente humedo
		Presencia de hongos			
		hongos		no existe hongos	X
		Capa de oxido			
		sin corrosion	X	oxido superficial	oxido capa fina
		oxido capa gruesa			
		Elemento estructural			
		Elemento estructural: Muro de albañileria			
		Síntomas: Fisura			
Material: Adhesivo epóxico					
Origen: Higrotérmico					
Evolucion de la falla.		DIMENSIONES DE LA PATOLOGIA			
si	no X	Dirección:	Vertical		
Riesgo		Ancho:	1 mm		
Integridad del edificio		Largo:	Variable		
Apariencia del edificio exterior	X	Profundidad:	0.5 mm		
Funcionalidad del edificio		Localización:	En la junta de dilatacion 3° piso		
Apariencia del edificio interior		CAUSAS: Al momento del relleno de la junta con adhesivo epóxico, no se limpio la junta del polvo u otras particulas.			
Integridad de los habitantes del edificios		Probable solución: Retiro del adhesivo epóxico, luego limpieza adecuada para luego colocar el nuevo adhesivo			
COMENTARIOS : Las fisuras encontradas se ubican en la junta (columnas de amarre de tabiqueria y la columnas estructural.					
INSPECCIONES		Fecha de inspección			
N° de evaluadores	1	Día	mes	año	
Nombre del inspector : Alexander Chavez Carrasco.		7	11	14	

Figura 6. 43. Fisura en la junta tercer piso.

Cuarto piso

Encontraron fisuras en las juntas de dilatación (junta entre la columna de amarre de tabiquería y la columna estructural). La cual no genera fallas estructurales sino de apariencia

FOTOGRAFIA		INFORMACION PATOLOGIA			
		Presencia de humedad			
		sin manchas	X	humedad	permanentemente
					humedo
		Presencia de hongos			
		hongos			no existe
					hongos
		Capa de oxido			
		sin corrosion	X	oxido	oxido capa
				superficial	fina
		oxido capa			
		gruesa			
		Elemento estructural			
		Elemento estructural: Muro de albañilería			
		Síntomas: Fisura			
		Material: Adhesivo epóxico			
Origen: Higrotérmico					
Evolucion de la falla.		DIMENSIONES DE LA PATOLOGIA			
si		no	X	Dirección:	Vertical
Riesgo				Ancho:	1 mm
Integridad del edificio				Largo:	Variable
Apariencia del edificio exterior	X			Profundidad:	0.5 mm
Funcionalidad del edificio				Localización:	En la junta de dilatacion 4° piso
Apariencia del edificio interior		CAUSAS: Al momento del relleno de la junta con adhesivo epóxico, no se limpio la junta del polvo u otras particulas.			
Integridad de los habitantes del edificios		Probable solución: Retiro del adhesivo epóxico, luego limpieza adecuada para luego colocar el nuevo adhesivo			
COMENTARIOS : Las fisuras encontradas se ubican en la junta (columnas de amarre de tabiquería y la columnas estructural.					
INSPECCIONES		Fecha de inspección			
N° de evaluadores	1	Día	mes	año	
Nombre del inspector : Alexander Chavez Carrasco.		7	11	14	

Figura 6. 44. Fisura en la junta cuarto piso.

6.3.4. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

En todos los pisos no se encontró fallas en las vigas, columnas ni techos aligerados, con respecto a la subestructura no se encontraron fallas de asentamientos ya que no se encontraron fisuras en los muros.

Las patologías encontradas en Senati Cajamarca son las fisuras en las juntas de dilatación, no se encontraron eflorescencia, oxidación de armadura, humedad ni rotura de concreto esto se repite en todos los pisos.

Este tipo de fallas se originan por la mala ejecución del edificio.

Análisis de la información

Análisis general de los resultados de la investigación.

De acuerdo a las figuras (ver anexos) se encontraron que la patología más representativa es las fisuras. Además es muy importante señalar que los procesos constructivos juegan un rol muy importante en la aparición de las patologías predominando en la etapa de ejecución del proyecto.

6.3.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La patología que se encontró el edificio en estudio fueron las fisuras afectando solo a la apariencia de dicho edificio ya que la fisura es en el adhesivo epóxico.

Se concluyó que el origen de dichas fisuras fue porque al momento de colocar dicho epóxico la superficie del concreto en todas las juntas no se limpió adecuadamente retirándose la lechada superficial donde iba a ser colocado dicho epóxico.

En este caso se trata de una fisura no estructural.

Se detectaron deterioro cuyo riesgo no afectan a la seguridad constructiva ni a los habitantes. Por lo tanto el dictamen es FAVORABLE.

En el proceso constructivo

El ingeniero residente debe estar verificando todo lo que se construye afin de cumplir con todo lo que dice el expediente técnico como calidad de los materiales a usar, diámetros de acero, espaciamientos, traslapes, recubrimiento, espesor de los morteros, ya que una falla en esto se ocasionaría las patologías en el concreto más adelante.

Se deberá tener en cuenta la calidad de los materiales de los agregados utilizados en la

edificación.

Se deberá tener en cuenta las especificaciones técnicas de la partida que se está construyendo en la edificación.

Se deberá contar con el personal técnico adecuado, capacitado en el trabajo que realiza.

Se deberá contar con la presencia del ingeniero residente ante cualquier pregunta en obra como para la calidad de los materiales de obra.

Ante cualquier inconveniente en obra se debe recurrir al ingeniero residente, para la mejor solución y no generar fallas más adelante.

El concreto que se va usar debe ser el que se estipula en el expediente técnico por lo tanto de debe hacer las pruebas cuidadosamente.

Se debe tener cuidado con el curado del concreto para evitar las fallas del concreto.

De debe tener un plan para el mantenimiento de dicha estructura.

Si aparecieran fisuras se recomienda observar el proceso evolutivo de dicha fisura.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA

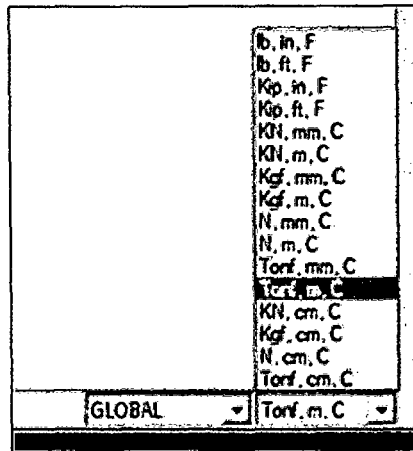
- (ATC-40), A. T. (1996). SSCS, Seismic Safety Commission Seismic, 1996, "Evaluation and retrofit of. California.
- A., M. (2005). Desempeño sismo resistente de los colegios peruanos modernos. Lima: Congreso Chileno se sismologia e Ingenieria Antisismica.
- Aguiar Falconí, R. (n.d.). Verificación Del Desempeño En El Diseño.
- Aguilar Falconí, R., & Ruiz Gómez , S. (2002). Influencia de los modelos de plasticidad en la respuesta sísmica obtenida mediante el método del espectro de capacidad. méxico.
- Aguilar, R. (2003). Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos. Quito: Ediespe. Quito.
- ATC. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. California.
- BLONDET, M. T. ((2005)). Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la costa peruana. Pontificia Universidad Católica del Perú, . Lima.
- Bonett Díaz , R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". TESIS. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- FEMA. (1996). "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings" Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D.C.
- Freman, S. (1995). A review of practical approximate inelastic seismic design procedures for new and existing buildings. California.
- HAZUS 2.1. (2003). La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias.
- Hernández, E. (n.d.). Software Integrado para el Análisis y Diseño Estructural.
- J., P. V. (2008). Patologías de estructura . Valencia: Universidad De Cataluña.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Estados Unidos.
- KUROIWA, J. (2002). Reducción de desastres – Viviendo en armonía con la naturaleza. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima.

- Menjívar, L. (2004). Verificación de un desplazamiento generados por el ushover método adaptativo para la evaluación de 2-D . Italia.
- MORALES, R. (2004). iseño en concreto armado. Instituto de la construcción y gerencia (ICG. Lima.
- MTC. (2009). Norma Técnica de Edificaciones 020 de Cargas (NTE-020), Reglamento nacional de construcciones. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC),. Lima.
- MUÑOZ, A. L. (2001). Desempeño sismorresistente de los colegios peruanos modernos. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- OPS, O. P. (2000). “Fundamentos para lamitigación de desastres en establecimientos de salud Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre”. Washington, D.C, Estados Unidos.
- OSORIO, N. G. (2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de ingeniería y arquitectura,utilizando analisis estatico no lineal pushover. España.
- Ottazzi, G. (2003). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Fondo Editorial. Lima: Fondo Editorial.
- SEAOC. (1995). A Framework for Performance Based Design. Vision 2000. California.: Structural Engineers Association of California. California.
- Suárez , L., & Drianfel Vásquez. (n.d.). Introducción Visual a sap2000 Manual proporcionado por Computers & Structures. Caribe.

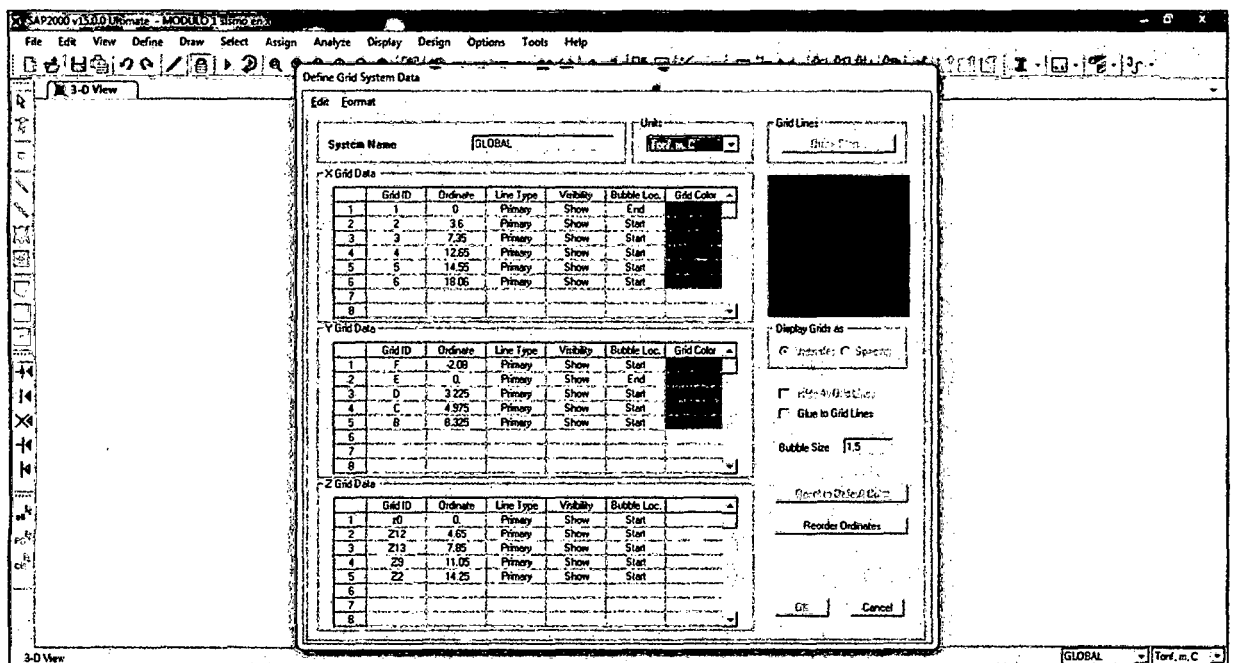
7. CAPITULO VII: ANEXOS.

7.1. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

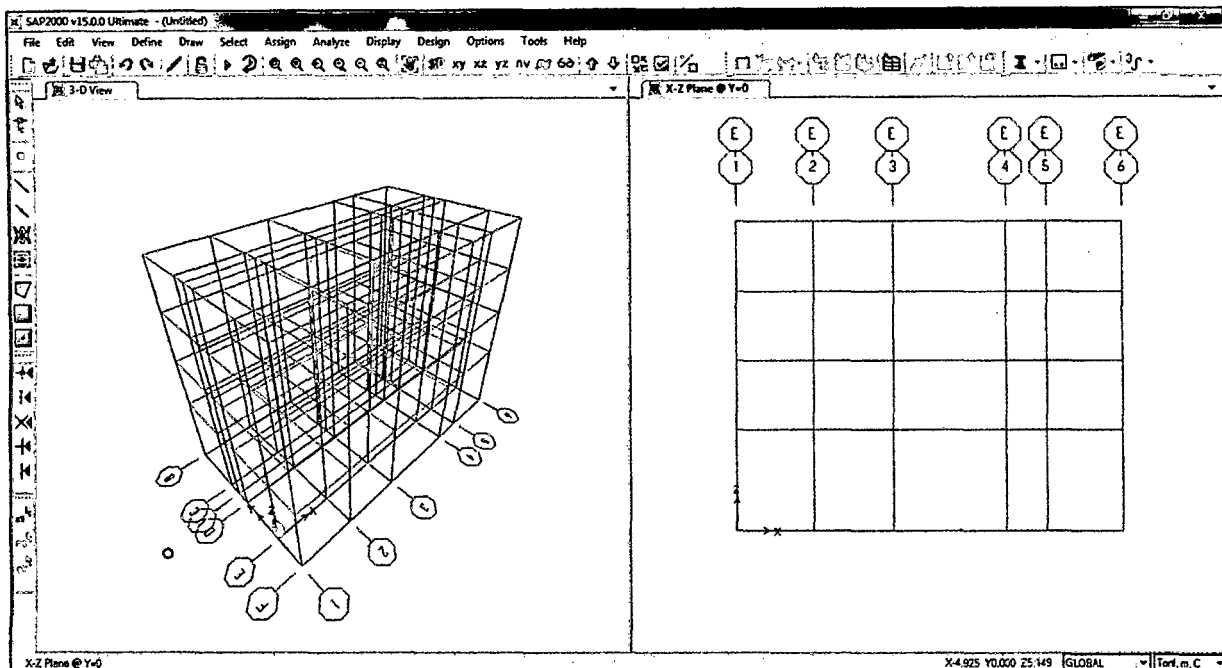
1. Se seleccionó las unidades que se va a trabajar en el SAP 2000.



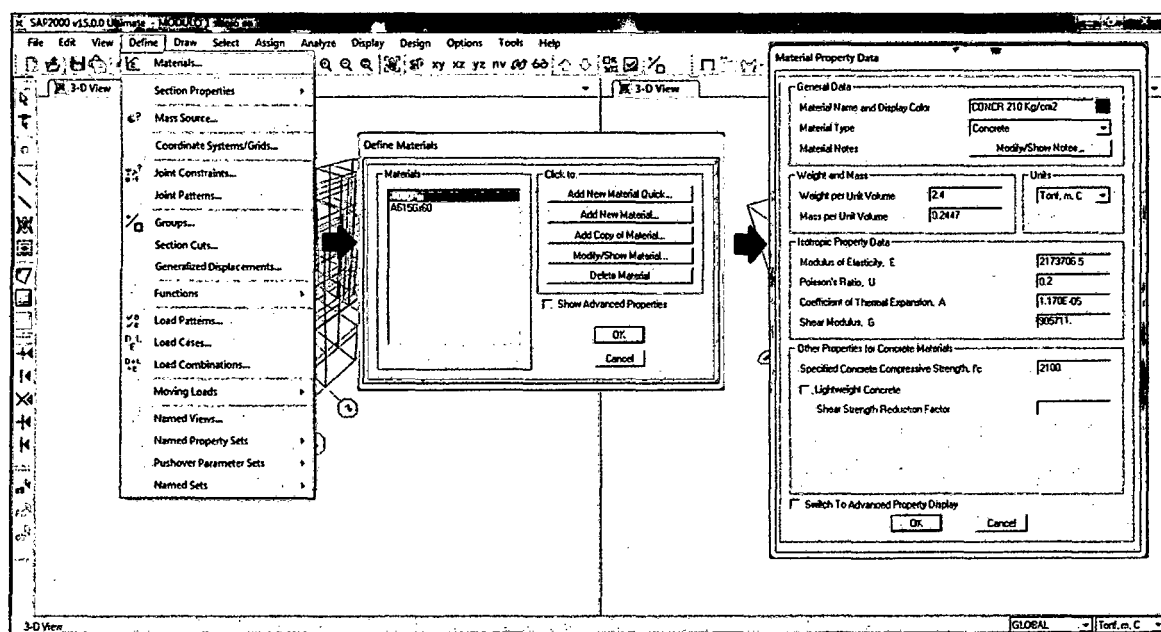
2. Se creó las coordenadas de acuerdo a las dimensiones del edificio.



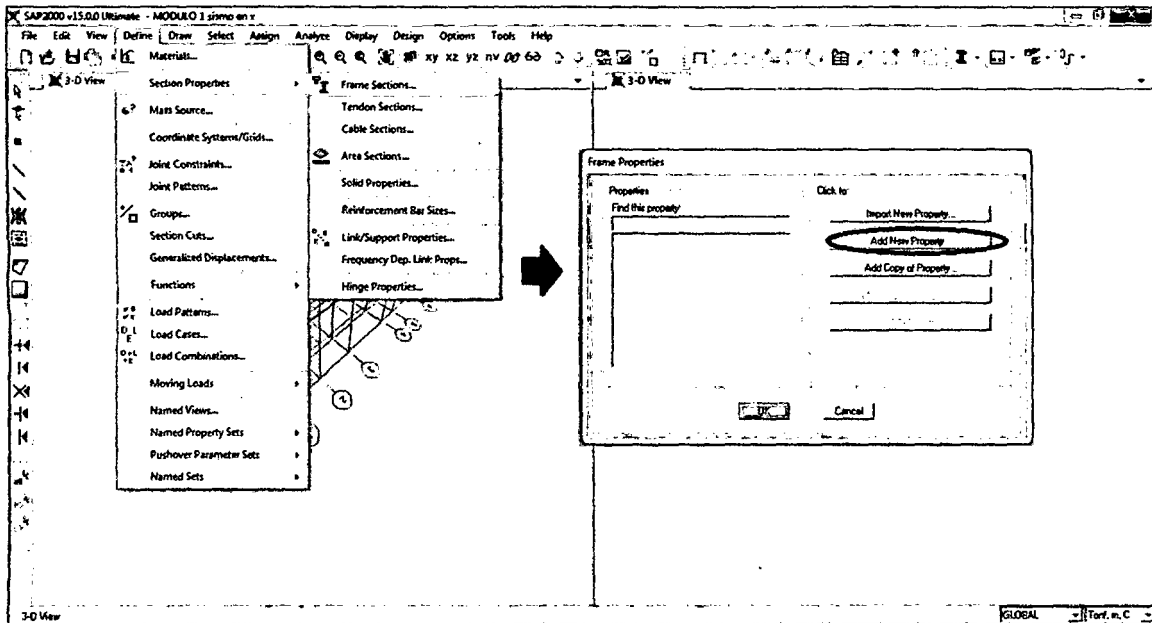
3. Se modela la estructura.



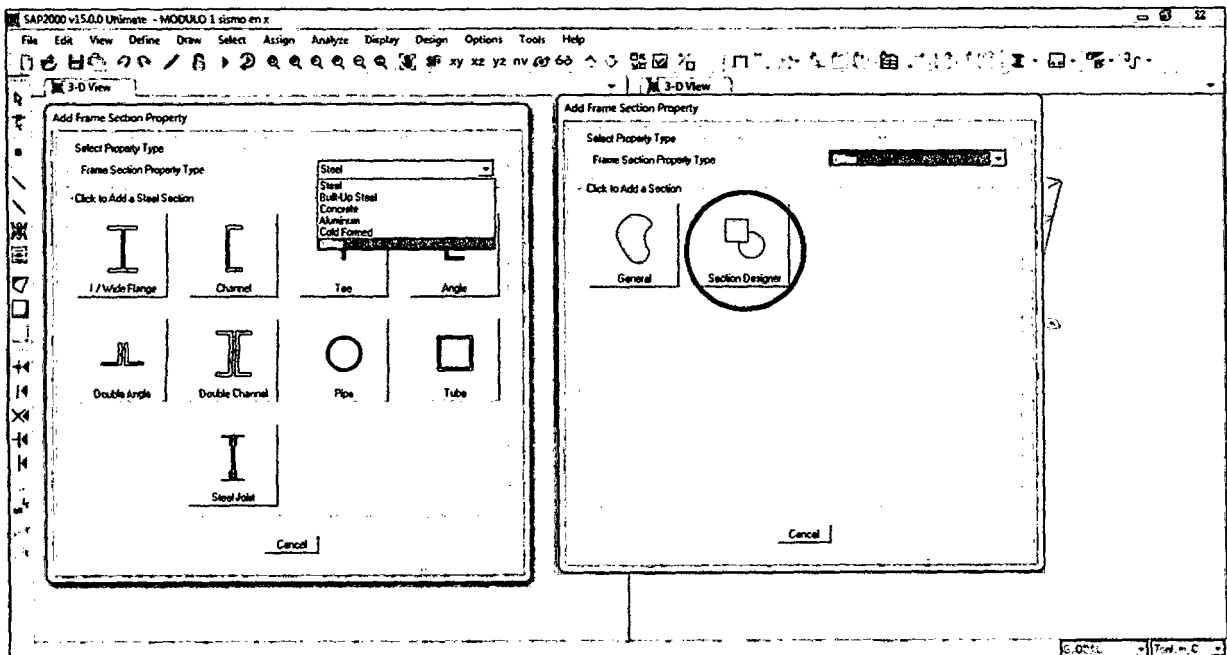
4. Se determinó las propiedades de los materiales. Se selecciona "Define" luego "Materiales" Se selecciona 4000Psi luego se vamos a Modify/Show Material allí modificamos las propiedades del concreto como el acero.



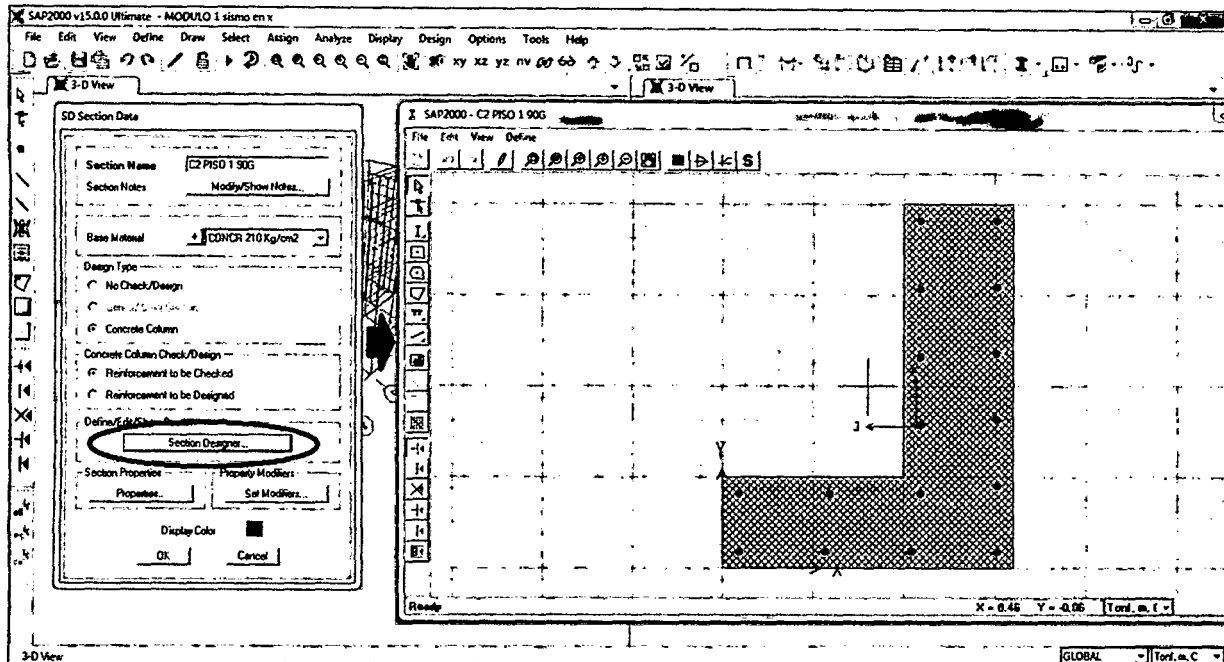
5. Después de definir las propiedades de los materiales continuamos creando las secciones de la estructura. “Define”/Section properties/Frame sections. Creación de columnas.



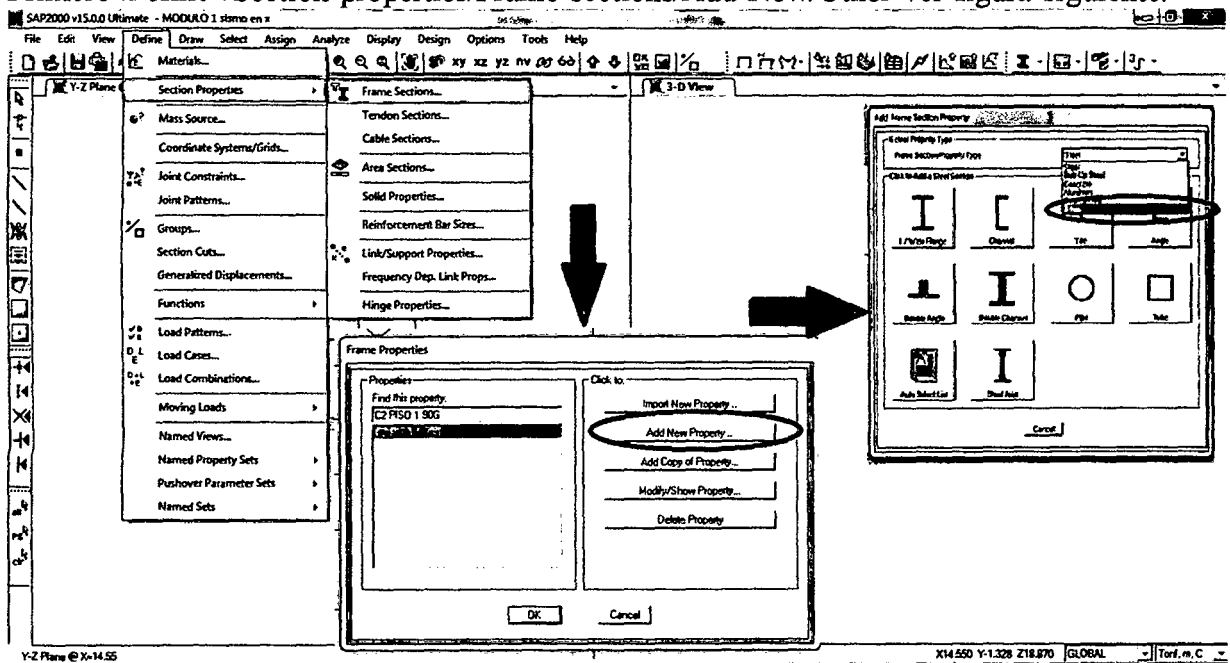
5.1. Luego vamos a “Add new property” seleccionamos “Other” luego “Section designer”.



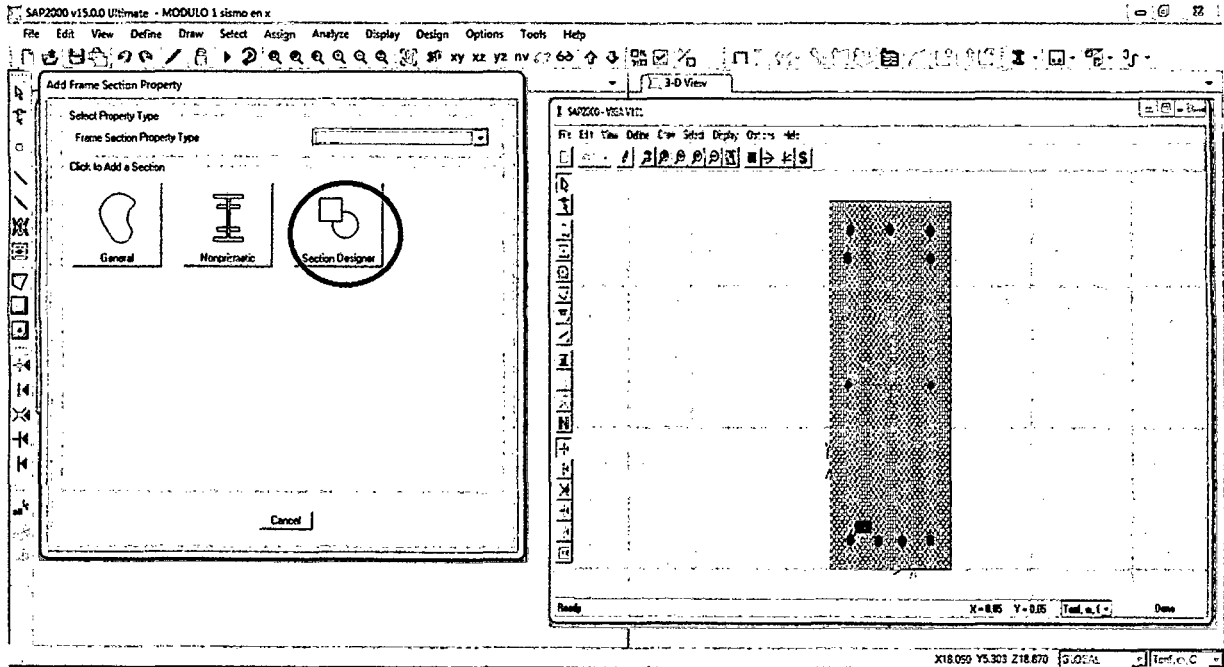
5.2. Luego nos aparece SD section Data, colocamos el nombre de la columna luego seleccionamos el material vamos a Section Designer, nos aparece SAP 200 C2 PISO 1 90G. Allí creamos la columna con sus dimensiones diámetro del acero y cantidad de varillas.



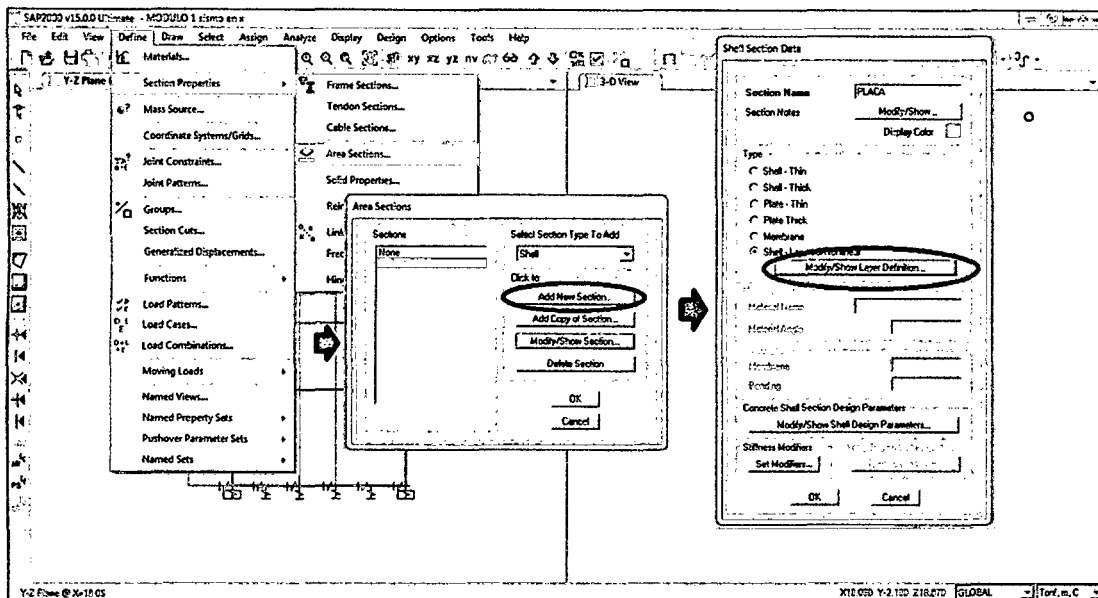
6. Para la creación de vigas seguimos la misma ruta que para la creación de las columnas. Primero Define"/Section properties/Frame sections/Add New/Other ver figura siguiente.



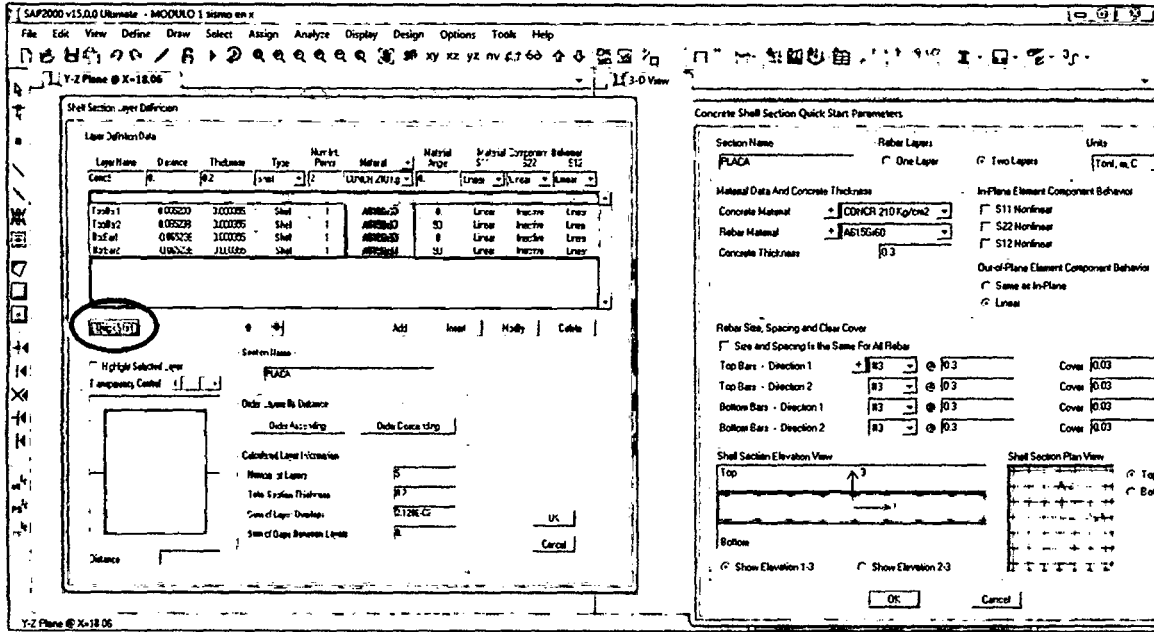
6.1. Luego section designer, después asignamos los diámetros y espaciamientos de los aceros de la viga.



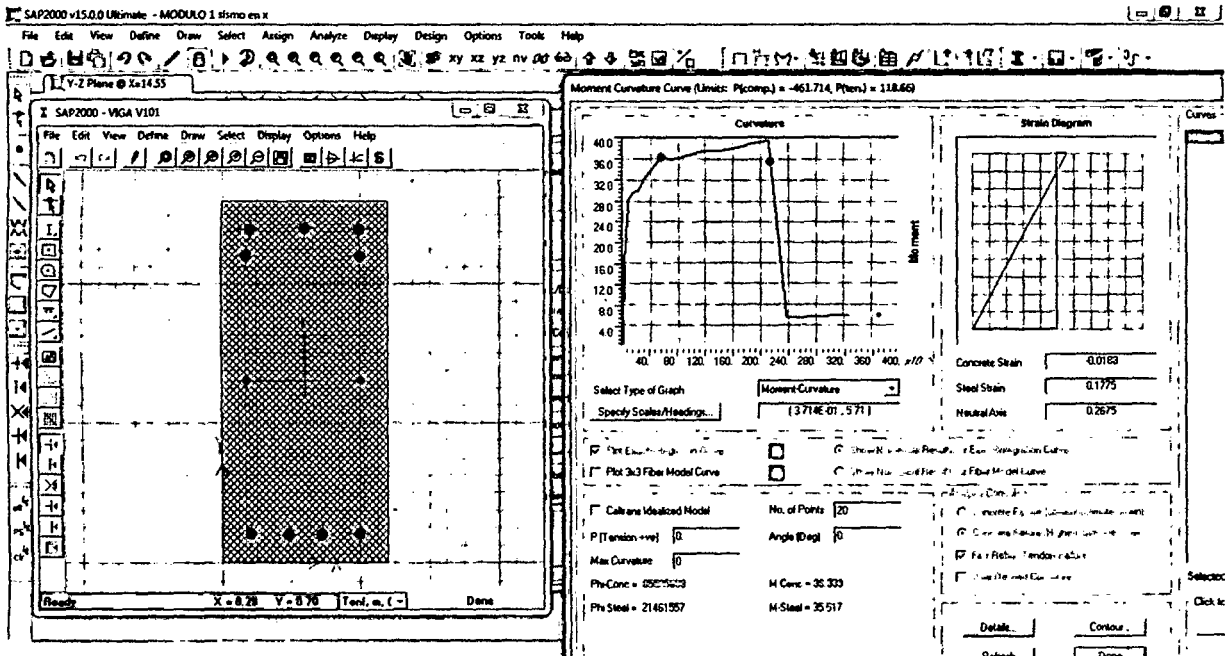
7. Creación de placas Define luego área sections/Add Section/modify show layer definition.



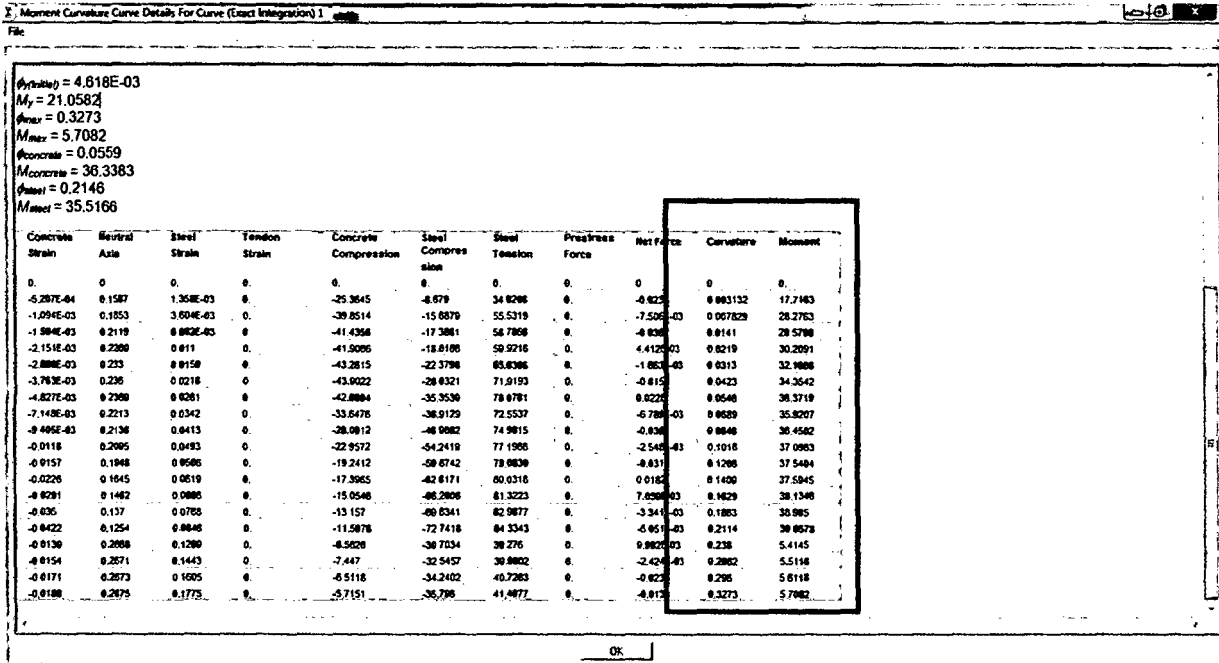
7.1. Luego se presiona modify show layer definition/Quick start, en la ventana concrete Shell section Quick parameters en esta ventana se coloca los diámetros de las varillas de acero y el espaciamiento como el recubrimiento.



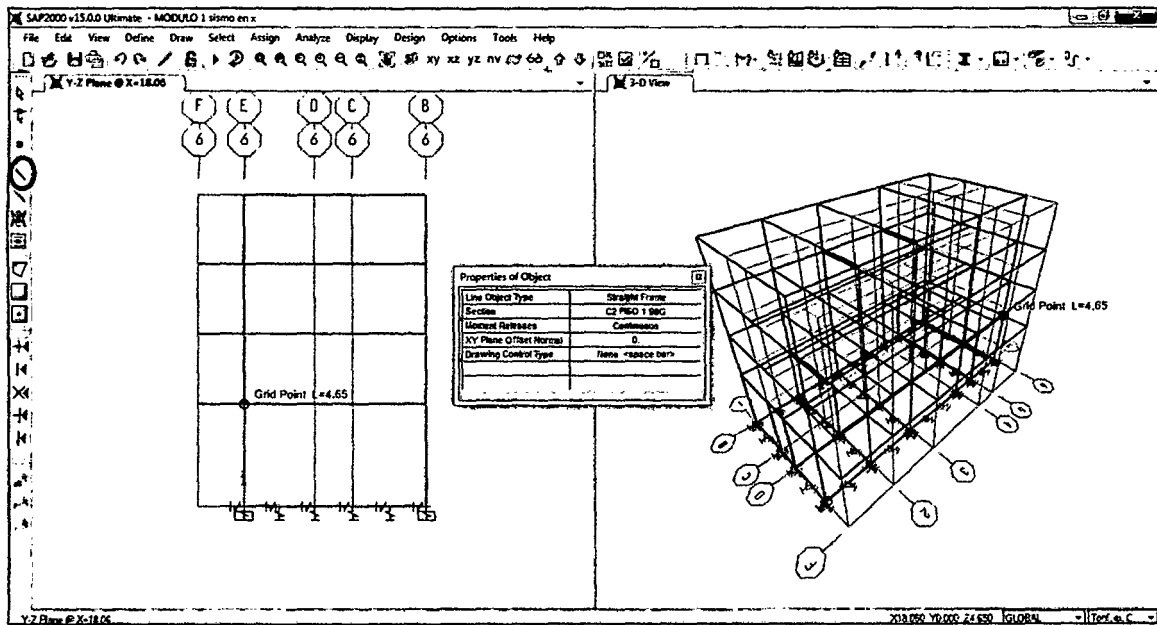
8. A continuación se grafica el momento curvatura para las secciones utilizando el section designer. Estos valores se ingresaran para la creación de las rotulas plásticas.



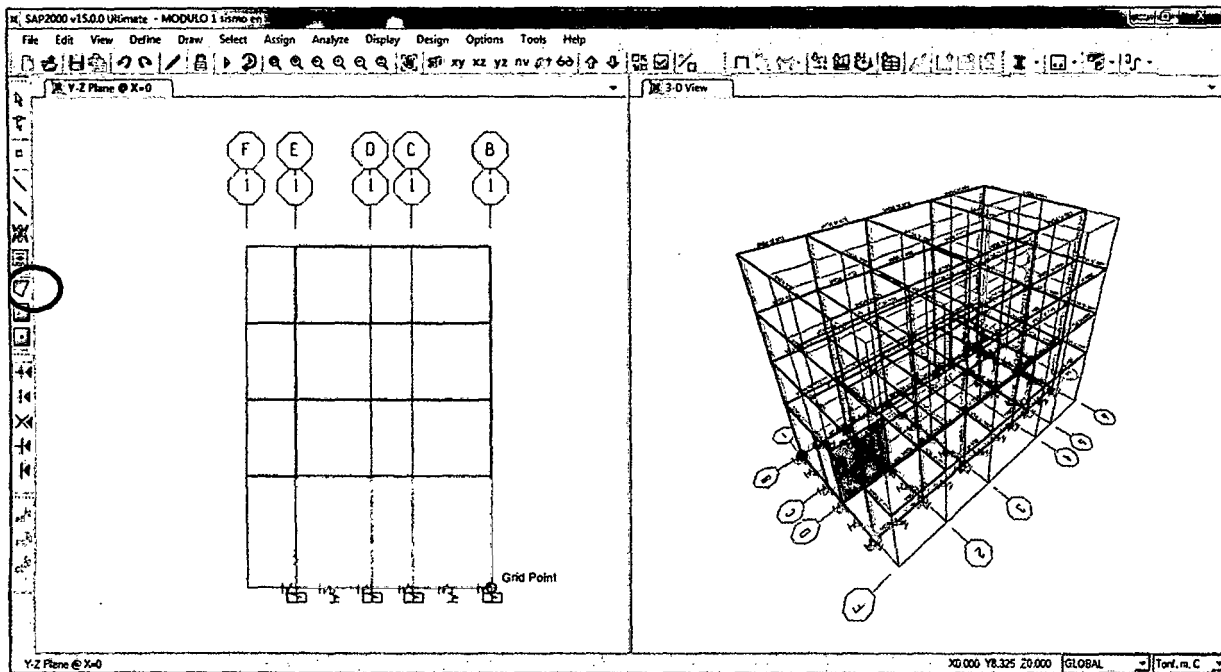
8.1. Se pulsa en Details y se despliega una ventana que a continuación se muestra que contiene los valores de la gráfica de los momentos curvatura el cual se usa para creación de las rotulas.



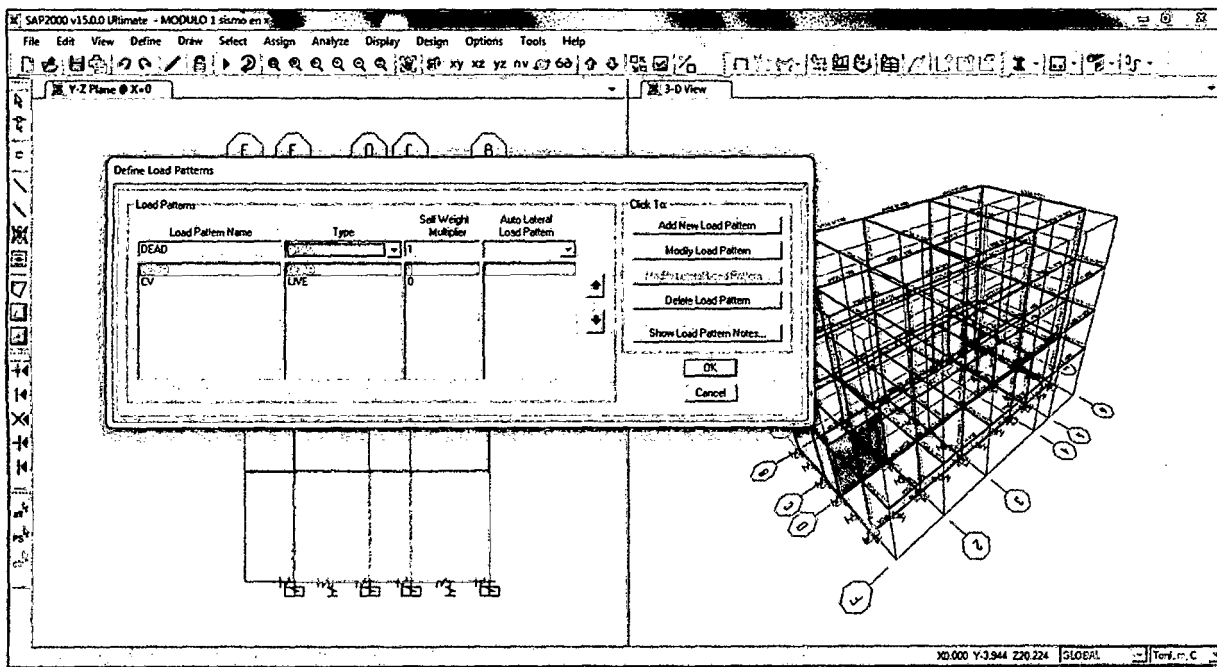
9. A continuación asignamos las secciones como las columnas, vigas y placas definidas anteriormente el proceso se indica a continuación en la siguiente figura.



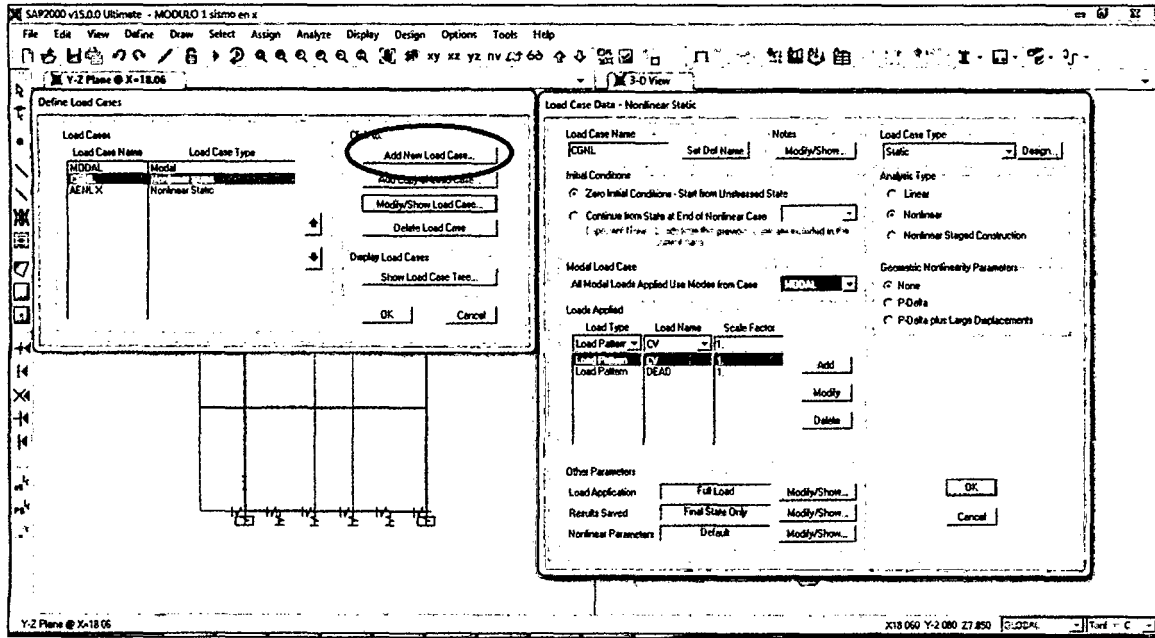
9.1. Asignación de las placas.



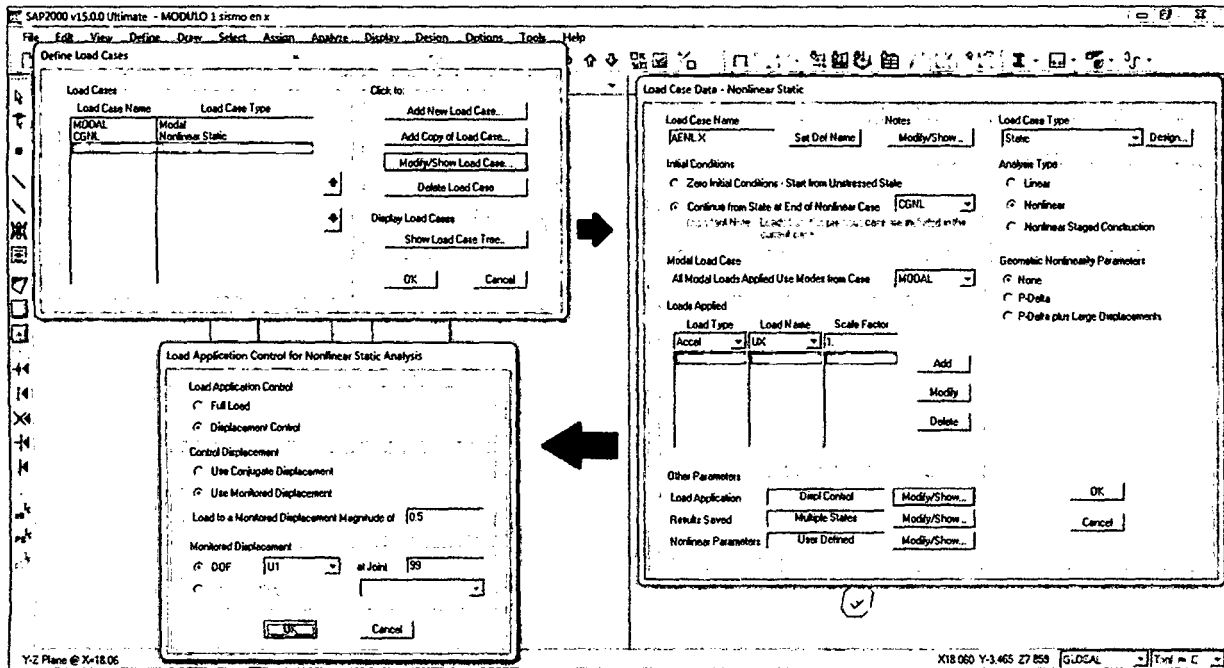
10. A continuación se define los patrones de carga en la cual se ha considerado carga muerta como carga viva.



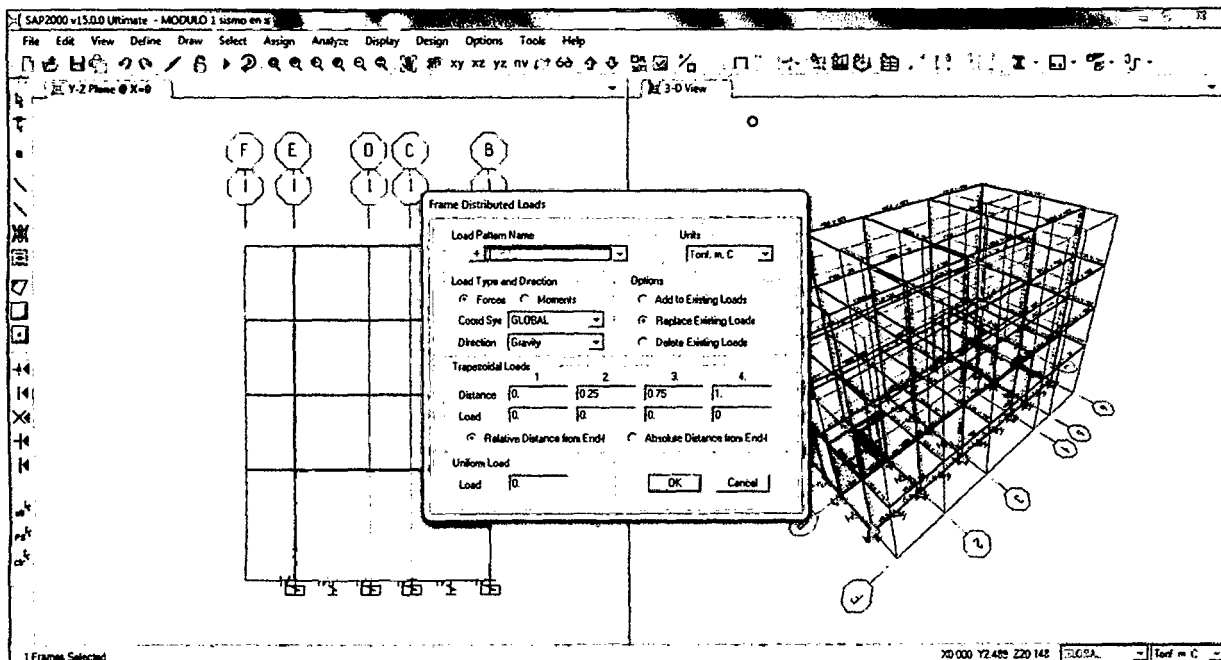
11. En base a los patrones de carga de definen casos de carga. En esta investigación los caso de carga son los CGNL (carga gravitacional no línea) y AENL (análisis estático no lineal) a continuación se define el caso de CGNL en la siguientes figura. Define/ define load cases/add load case, en la venta que sale se crea el caso de carga.



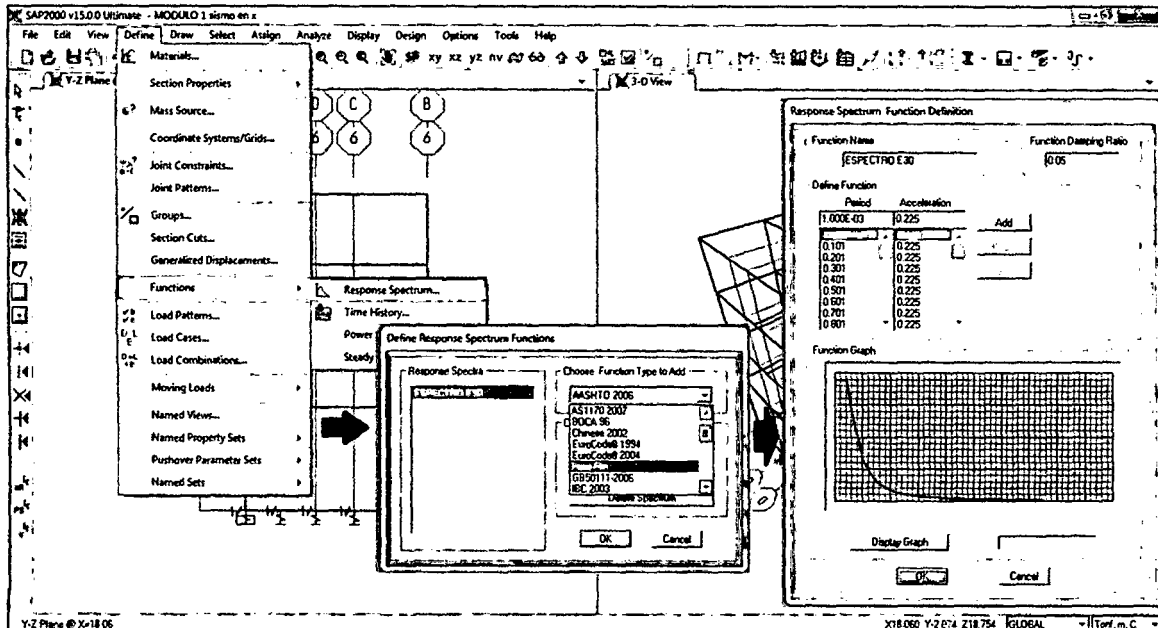
11.1. Para el caso AENL, Define/ define load cases/add load case, en la venta que sale se crea el caso de carga. En la ventana load case data se coloca el nombre, se selecciona continue from scale at end of nonlinear case allí se coloca CGNL, luego se elige modify/show de la aplicación Load application se muestra una ventana en la cual se define el desplazamiento controlado y el nudo de control de desplazamiento en nuestro caso es el nudo 99.



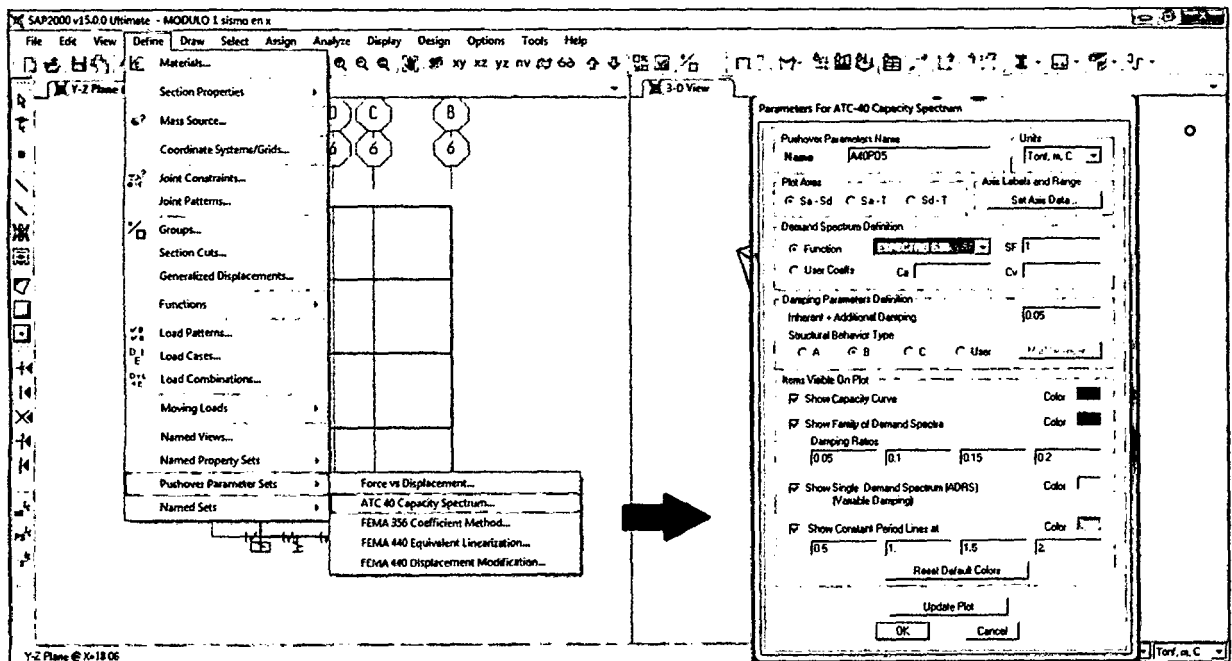
12. A continuación se asigna las cargas a los elementos estructurales se selecciona los elementos que se desee y se elige la opción de la barra Assign/ frame load y de acuerdo al tipo de carga que se desea colocar en este caso se selecciona Distributed. Así mismo se elige carga muerta como carga viva.



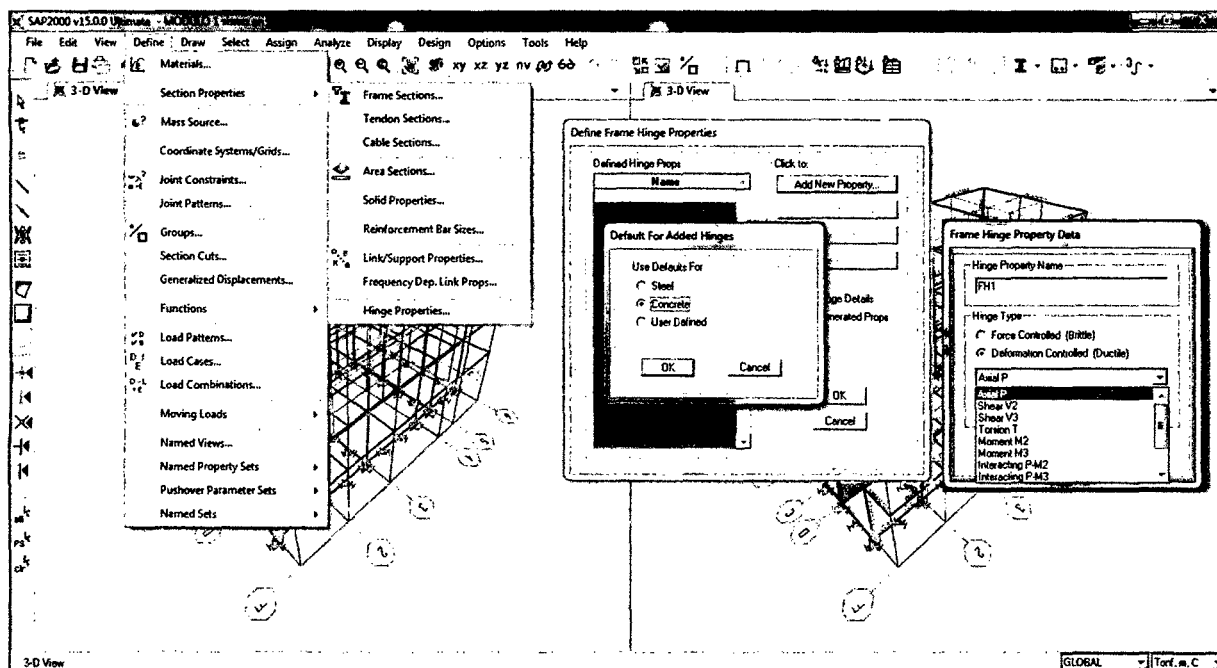
13. Se asigna el espectro calculado define/ functions/ response spectrum.



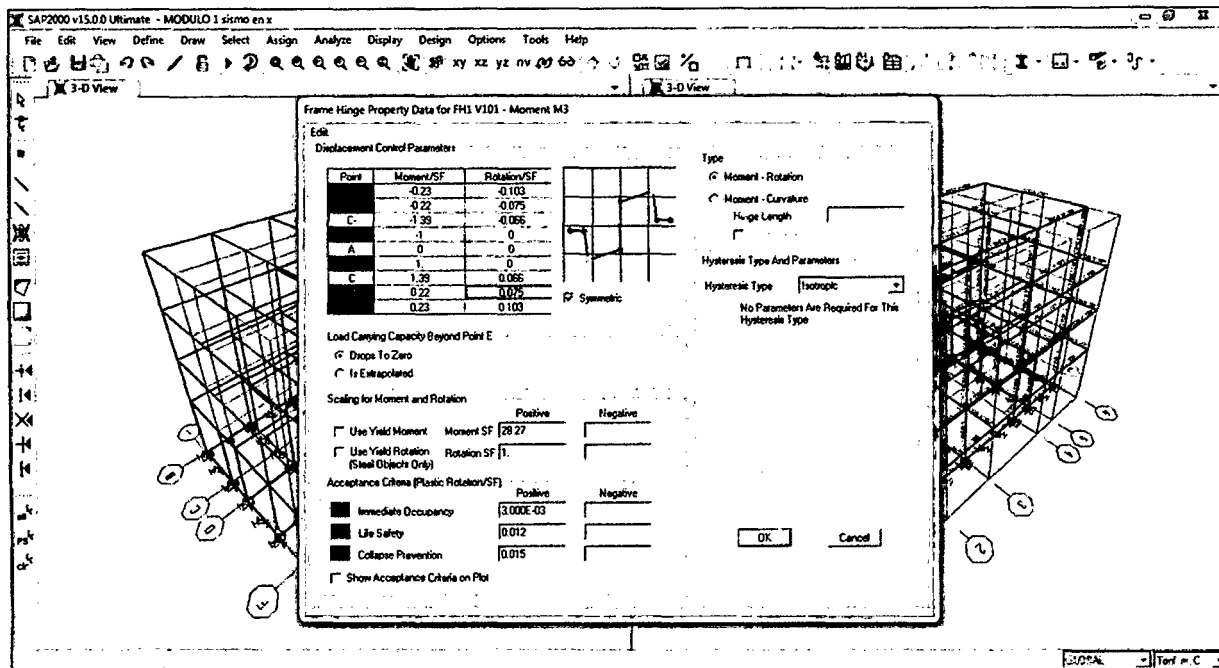
14. Así mismo el análisis estático no lineal de debe elegir el criterio y parámetros, Define/ Pushover/ parameter sets. Al elegir la opción anterior sale una ventana en la cual elegiremos las coordenadas en las que queremos obtener la curva de capacidad (S_a , S_d) y también de elegirá la forma en que queremos que se realice el análisis, esto es con el espectro de respuesta calculado y también usando los coeficientes C_a y C_v .



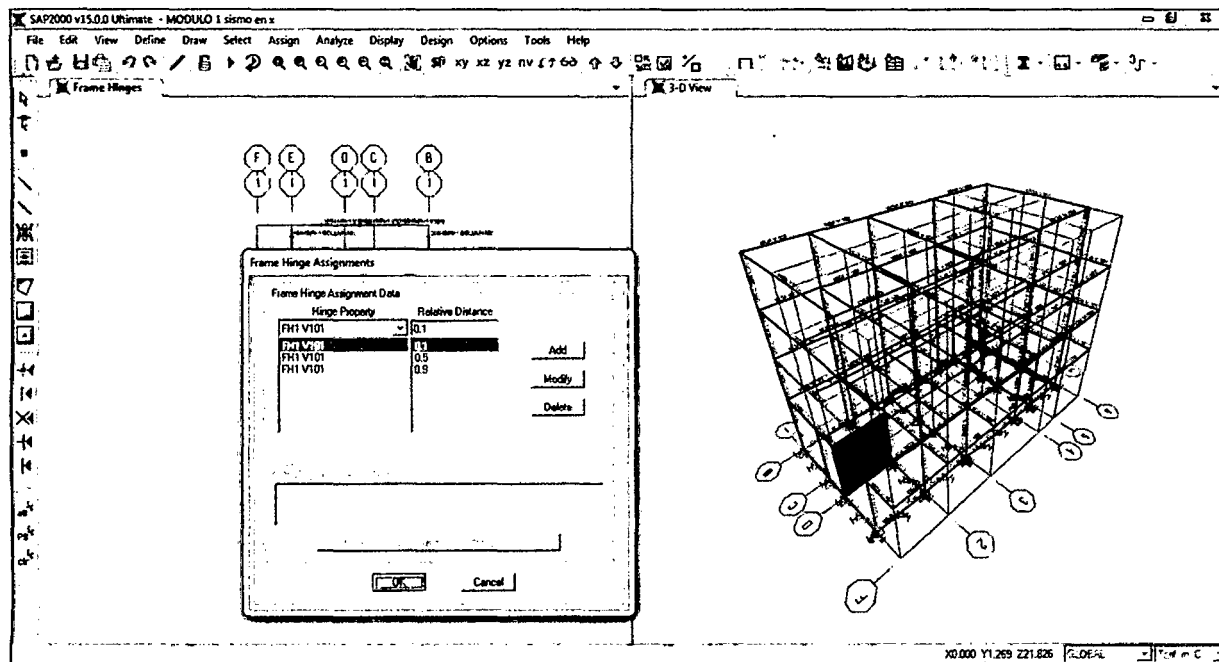
15. Creamos las rotulas luego asignamos las rotulas plásticas en los elementos, para el caso de las vigas se asignan tres rotulas y para las columnas solo dos. Define/section properties/ hinge properties, en la ventana que emerge add new property elegimos concrete, luego para vigas M3, para columnas P-M2-M3.

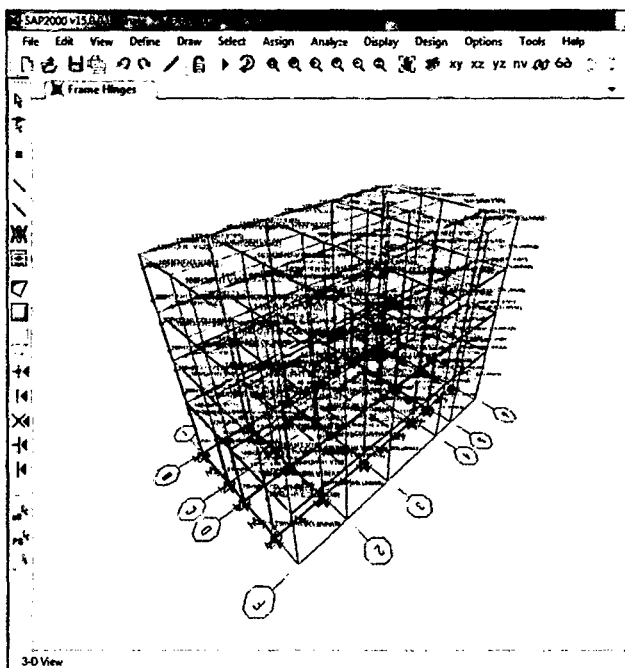


15.1. Al elegir el tipo de rotula aparecerá la ventana para signar valores a los diagramas de momento giro, determinando los valores de los puntos A, B, C, D, E. los valores ingresados son los obtenidos en el diagrama momento curvatura obtenidos anteriormente (paso numero 6).

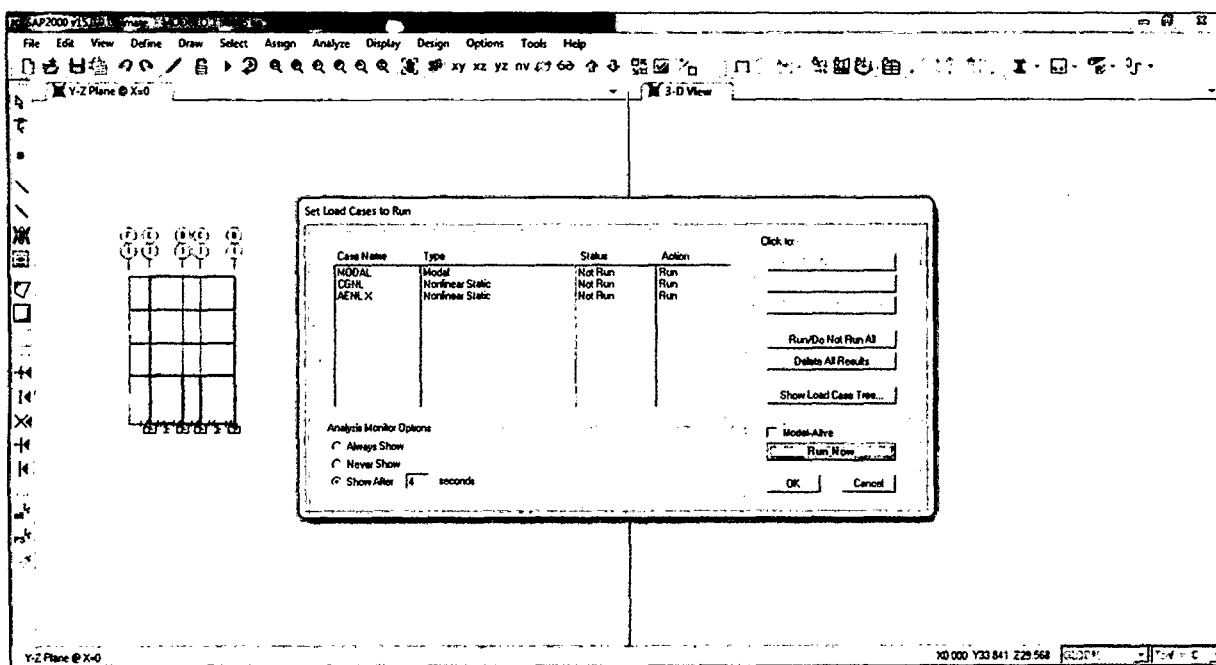


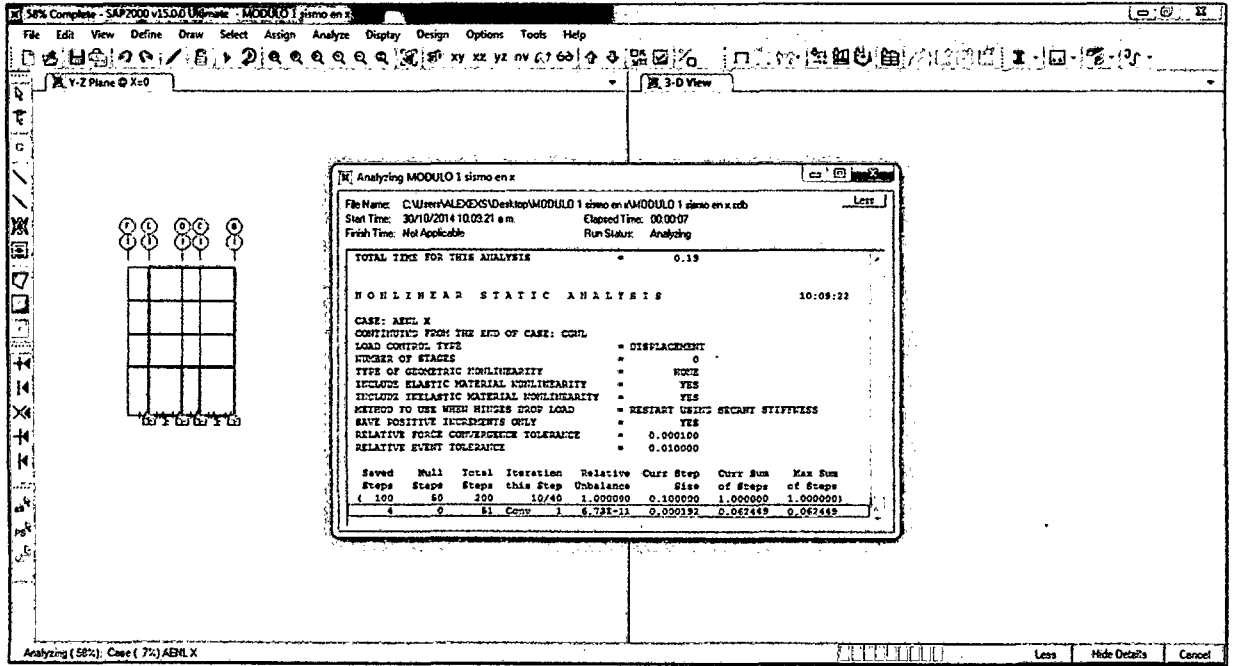
15.2. Luego se elige el tipo de rotulas anteriormente definida y se le asigna a las vigas a una distancia relativa de 10%, 50% y 90% de su longitud. En la primera figura se muestra las distancias relativas en la segunda figura se muestran las rotulas asignadas.



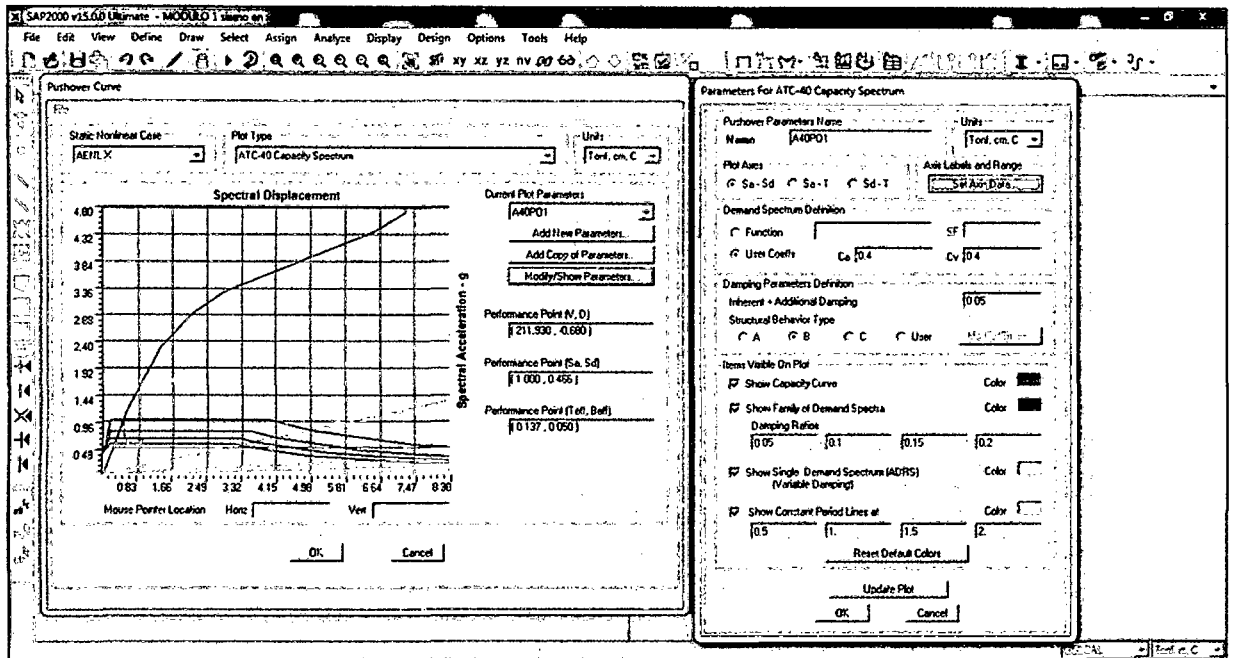


16. Luego de haber realizado los pasos anteriores se corre el programa pulsando el botón de Run.





17. Luego vamos a Display para ver los resultados.



7.2. METRADOS DE CARGAS.

I. PRIMER NIVEL MODULO B

A. Cargas muertas en columnas principales.

a) Cargas muertas provenientes de la losa aligerada

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	350	2.56	894.25	0.894
8	350	5.06	1769.25	1.769
9	350	4.21	1471.75	1.472
11	350	3.38	1181.25	1.181
12	350	1.67	584.5	0.585

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	350	2.56	894.25	0.894
8'	350	5.06	1769.25	1.769
9'	350	4.21	1471.75	1.472
11'	350	3.38	1181.25	1.181
12'	350	1.67	584.5	0.585

b) Carga muerta proveniente de peso propio de viga.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	2400	0.30	0.65	468	0.468
8	2400	0.30	0.65	468	0.468
9	2400	0.30	0.65	468	0.468
11	2400	0.30	0.65	468	0.468
12	2400	0.30	0.65	468	0.468

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	2400	0.30	0.5	360	0.36
8'	2400	0.30	0.5	360	0.36
9'	2400	0.30	0.5	360	0.36
11'	2400	0.30	0.5	360	0.36
12'	2400	0.30	0.5	360	0.36

c) Carga muerta proveniente de piso terminado

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	100	2.71	270.5	0.271
8	100	5.21	520.5	0.521
9	100	4.36	435.5	0.436
11	100	3.53	352.5	0.353
12	100	1.82	182	0.182

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	100	2.71	270.5	0.271
8'	100	5.21	520.5	0.521
9'	100	4.36	435.5	0.436
11'	100	3.53	352.5	0.353
12'	100	1.82	182	0.182

d) Carga muerta proveniente de muros.

EJE	W (Kg./m ²)	Espesor (m)	Altura muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	1800	0.15	2.5	675	0.675
8	1800	0.15	2.5	675	0.675
9	1800	0.15	2.5	675	0.675
11	1800	0.15	2.5	675	0.675
12	1800	0.15	2.5	675	0.675

B. Cargas vivas en columnas principales.

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
7	Aula Tecnológica	Aula	250	2.56	638.75	0.64
8	Aula Tecnológica.	Aula	250	4.70	1173.75	1.17
9	Oficina	Oficina	250	2.69	672.5	1.18
	SS.HH	SS.HH	300	1.705	511.5	
11	SS.HH	SS.HH	300	3.38	1012.5	1.01
12	SS.HH	SS.HH	300	1.67	501	0.50

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
7'	Pasadizo	Pasadizo	400	2.56	1022	1.02
8'	Pasadizo	Pasadizo	400	4.70	1878	1.88
9'	Pasadizo	Pasadizo	400	4.39	1756	1.76
11'	Pasadizo	Pasadizo	400	3.38	1350	1.35
12'	Pasadizo	Pasadizo	400	1.67	668	0.67

C. Cargas muertas en columnas secundarias.

a) Carga muerta proveniente de losa aligerada.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B	350	0.50	175	0.175
E	350	1.00	350	0.35

b) Carga muerta proveniente de piso terminado.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B	100	0.50	50	0.05
E	100	1.00	100	0.1

c) Carga muerta proveniente de muros.

EJE	W (Kg./m ²)	Espesor (m)	Altura muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B entre 7y9	1800	0.15	0.83	224.1	0.224
B entre 9y12	1800	0.15	1.75	472.5	0.473
E entre 7y12	1800	0.15	2.10	567	0.567

D. Cargas vivas en columnas secundarias.

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
B entre 7y9	Aula Patr. Y Oficina.	Aula	250	0.50	125	0.13
B entre 9Y12	SS.HH	SS.HH	300	0.50	150	0.15
E entre 7y9	Aula y Oficinas	Aula	250	0.50	125	0.33
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.50	200	
E entre 9Y12	SS.HH	SS.HH	300	0.50	150	0.35
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.50	200	

II. SEGUNDO PISO MODULO B

A. Cargas muertas en columnas principales.

a) Cargas muertas provenientes de la losa aligerada

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	350	2.56	894.25	0.894
8	350	5.06	1769.25	1.769
9	350	4.21	1471.75	1.472
11	350	3.38	1181.25	1.181
12	350	1.67	584.5	0.585

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	350	2.56	894.25	0.894
8'	350	5.06	1769.25	1.769
9'	350	4.21	1471.75	1.472
11'	350	3.38	1181.25	1.181
12'	350	1.67	584.5	0.585

b) Carga muerta proveniente de peso propio de viga.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	2400	0.30	0.65	468	0.468
8	2400	0.30	0.65	468	0.468
9	2400	0.30	0.65	468	0.468
11	2400	0.30	0.65	468	0.468
12	2400	0.30	0.65	468	0.468

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	2400	0.30	0.65	468	0.468
8'	2400	0.30	0.65	468	0.468
9'	2400	0.30	0.65	468	0.468
11'	2400	0.30	0.65	468	0.468
12'	2400	0.30	0.65	468	0.468

c) Carga muerta proveniente de piso terminado

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	100	2.86	285.5	0.286
8	100	5.36	535.5	0.536
9	100	4.51	450.5	0.451
11	100	3.53	352.5	0.353
12	100	1.82	182	0.182

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	100	2.86	285.5	0.286
8'	100	5.36	535.5	0.536
9'	100	4.51	450.5	0.451
11'	100	3.53	352.5	0.353
12'	100	1.82	182	0.182

d) Carga muerta proveniente de muros.

EJE	W (Kg./m ²)	Espesor (m)	Altura muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
11	1800	0.15	2.5	675	0.675
12	1800	0.15	2.5	675	0.675

B. Cargas vivas en columnas principales.

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
7	Taller	Taller	350	2.56	894.25	0.89
8	Taller	Taller	350	5.06	1769.25	1.77
9	Taller	Taller	350	4.20	1470	1.47
11 Entre ByD	Taller	Taller	350	1.71	598.5	1.82
	Almacén	Almacén	750	1.635	1226.25	
11 Entre DyE	Taller	Taller	350	1.71	598.5	1.01
	Oficina	Oficina.	250	1.635	408.75	
12 Entre ByD	Almacén	Almacén	750	1.64	1226.25	1.23
12 Entre DyE	Oficina	Oficina.	250	1.64	408.75	0.41

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
7'	Pasadizo	Pasadizo	400	2.56	1022	1.02
8'	Pasadizo	Pasadizo	400	4.70	1878	1.88
9'	Pasadizo	Pasadizo	400	4.39	1756	1.76
11'	Pasadizo	Pasadizo	400	3.38	1350	1.35
12'	Pasadizo	Pasadizo	400	1.67	668	0.67

C. Cargas muertas en columnas secundarias.

a) Carga muerta proveniente de losa aligerada.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B	350	0.50	175	0.175
E	350	1.00	350	0.35

b) Carga muerta proveniente de piso terminado.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B	100	0.50	50	0.05
E	100	1.00	100	0.1

c) Carga muerta proveniente de muros.

EJE	W (Kg./m ²)	Espesor (m)	Altura muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B entre 7y12	1800	0.15	1.55	418.5	0.419
E entre 7y9	1800	0.15	1.00	270	0.27
E entre 9y11	1800	0.15	2.10	567	0.567
E entre 11y12	1800	0.15	1.00	270	0.27

D. Cargas vivas en columnas secundarias.

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
B entre 7y11	Taller	Taller	350	0.50	175	0.175
B entre 11y12	Almacén	Almacén	750	0.50	375	0.375
E entre 7y11	Taller	Taller	350	0.50	175	0.175
E entre 9Y12	Oficina	Oficina	250	0.50	125	0.125

III. TERCER NIVEL MODULO B.

A. Cargas muertas en columnas principales.

a) Cargas muertas provenientes de la losa aligerada

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	350	2.56	894.25	0.894
8	350	5.06	1769.25	1.769
9	350	4.21	1471.75	1.472
11	350	3.38	1181.25	1.181
12	350	1.67	584.5	0.585

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	350	2.56	894.25	0.894
8'	350	5.06	1769.25	1.769
9'	350	4.21	1471.75	1.472
11'	350	3.38	1181.25	1.181
12'	350	1.67	584.5	0.585

b) Carga muerta proveniente de peso propio de viga.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	2400	0.30	0.65	468	0.468
8	2400	0.30	0.65	468	0.468
9	2400	0.30	0.65	468	0.468
11	2400	0.30	0.65	468	0.468
12	2400	0.30	0.65	468	0.468

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	2400	0.30	0.65	468	0.468
8'	2400	0.30	0.65	468	0.468
9'	2400	0.30	0.65	468	0.468
11'	2400	0.30	0.65	468	0.468
12'	2400	0.30	0.65	468	0.468

c) Carga muerta proveniente de piso terminado

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7	100	2.56	255.5	0.2555
8	100	5.21	520.5	0.5205
9	100	4.36	435.5	0.4355
11	100	3.53	352.5	0.3525
12	100	1.82	182	0.182

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
7'	100	2.56	255.5	0.2555
8'	100	5.21	520.5	0.5205
9'	100	4.36	435.5	0.4355
11'	100	3.53	352.5	0.3525
12'	100	1.82	182	0.182

d) Carga muerta proveniente de muros.

EJE	W (Kg./m ²)	Espesor (m)	Altura muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
8	1800	0.15	2.5	675	0.675
9	1800	0.15	2.5	675	0.675
11	1800	0.15	2.5	675	0.675
12	1800	0.15	2.5	675	0.675

B. Cargas vivas en columnas principales.

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
7	Aula 7	Aula	250	2.56	638.75	0.64
8	Aula 7y8	Aula	250	5.05	1261.25	1.26
9	Aulas	Aulas	250	2.69	672.5	1.18
	SS.HH	SS.HH	300	1.705	511.5	
11	SS.HH	SS.HH	300	3.38	1012.5	1.01
12	SS.HH	SS.HH	300	1.67	501	0.50

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
7'	Pasadizo	Pasadizo	400	2.56	1022	1.02
8'	Pasadizo	Pasadizo	400	4.70	1878	1.88
9'	Pasadizo	Pasadizo	400	4.39	1756	1.76
11'	Pasadizo	Pasadizo	400	3.38	1350	1.35
12'	Pasadizo	Pasadizo	400	1.67	668	0.67

C. Cargas muertas en columnas secundarias.

a) Carga muerta proveniente de losa aligerada.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B	350	0.50	175	0.175
E	350	1.00	350	0.35

b) Carga muerta proveniente de piso terminado.

EJE	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B	100	0.50	50	0.05
E	100	1.00	100	0.1

c) Carga muerta proveniente de muros.

EJE	W (Kg./m ²)	Espesor (m)	Altura muro (m)	Carga (Kg./m)	Carga (Tn./m)
B entre 7y9	1800	0.15	0.83	224.1	0.224
B entre 9y12	1800	0.15	1.75	472.5	0.473
E entre 7y12	1800	0.15	1.70	459	0.459

D. Cargas vivas en columnas secundarias.

EJE	Ambiente	Descripción según E020	W (Kg./m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Tn./m)	Total (Tn./m)
B entre 7y9	Aula 7y8	Aula	250	0.50	125	0.13
B entre 9Y12	SS.HH	SS.HH	300	0.50	150	0.15
E entre 7y9	Aula 7y8	Aula	250	0.50	125	0.33
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.50	200	
E entre 9Y12	SS.HH	SS.HH	300	0.50	150	0.35
	Pasadizo	Pasadizo	400	0.50	200	

IV. CUARTO NIVEL.

METRADO DE LA COBERTURA METALICA.

Ítem	Nivel	Nombre. Elemento	Nombre de pieza	Dimensiones	Peso (ml)	Unidad	N° piezas	Largo (m)	Ancho (m)	Total (ml)	Peso (kg)
1	4	Tijeral	Perfiles	2.5"x2.5"x3/16"	4.569	Kg/m	7		56.04	392.28	1792.33
2	4	Tijeral	Perfiles	2"x2"x3/16"	3.631	Kg/m	7		53.64	375.48	1363.37
3	4	Tijeral	Plancha	e=3/16"	3.925	Kg/m ²	24	0.61	0.61	8.9304	35.05
4	4	Tijeral	tensores	∅ = 5/8"	1.554	Kg/m	20	27.651		553.02	859.39
5	4	Tijeral	Correas	∅ = 1/2"	0.994	Kg/m	14	8.3		116.2	115.50
6	4	Apoyos	Plancha	e=3/8"	4.569	Kg/m	28	0.25	0.3	2.1	9.60
7	4	Apoyos	tensores	∅ = 5/16"	1.554	Kg/m	14	1.9		26.6	41.34
8	4	Tijeral centro.	Perfiles	2.5"x2.5"x3/16"	4.569	Kg/m	1	18.12		18.12	82.79
											4,299.36

7.3. ESTUDIO DE SUELOS.



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO:

CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE CUATRO
PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLOGICAS
DE USOS MULTIPLES C.F.P. SENATI -
CAJAMARCA.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Ing. Javier Colina Bernal : ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS

Cajamarca, Enero del 2013

JUAN VILLANUEVA N° 481
CAJAMARCA

TELEFONO 076-821699
CELULAR 076-9699878



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA – MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

INDICE

1.0 GENERALIDADES

- 1.1 Objetivos del Estudio
- 1.2 Normatividad
Ubicación y Descripción del Área de Estudio

2.0 INVESTIGACIONES DE CAMPO

3.0 CIMENTACIONES DE LAS ESTRUCTURAS A TOMAR EN CUENTA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION

- 5.1 Profundidad de la Cimentación
- 5.2 Tipo de Cimentación
- 5.3 Cálculo y Análisis de la Capacidad Admisible de Carga
- 5.4 Cálculo de Asentamientos

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.0 MAPAS

8.0 ALBUN FOTOGRAFICO



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO

CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLOGICAS DE USOS MULTIPLES C.F.P. SENATI - CAJAMARCA.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



1.0 INTRODUCCION

Este informe técnico tiene por objetivo fundamental ser parte inicial para la elaboración del Expediente Técnico requerido por el CONSORCIO ALFARO CIEZA, constituyendo de este modo, el presente documento, base para la elaboración del Expediente Técnico Definitivo de la mencionada estructura.

1.1 Objetivos Principales:

En la concepción, diseño y construcción de cualquier estructura civil, el estudio de Mecánica de Suelos es uno de los estudios mas importantes y determinantes, tanto para el diagnóstico, como para la cuantificación de las propiedades fisico-mecánicas de los suelos de fundación donde se va a emplazar la estructura, así como también permite plantear o sugerir el tipo de cimentación a usar así como la profundidad a la cual se ubicará la misma, teniendo en cuenta los parámetros arriba mencionados.

Por lo tanto los objetivos mas importantes del estudio realizado son:

- Reconocimiento del área donde se construirá EL EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLOGICAS DE USOS MULTIPLES C.F.P. SENATI - CAJAMARCA.
- Ubicación, apertura y muestreo de las calicatas
- Ensayos fisico-mecánicos de las muestras alteradas extraídas
- Interpretación de los resultados de los ensayos
- Sugerencia del tipo de cimentación a usar.
- Sugerencia de la profundidad de la cimentación de la estructura.



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

1.2 Normatividad

La normatividad usada en la realización de los diferentes ensayos físicos y mecánicos en la exploración de los suelos de fundación es la vigente, entre las que se pueden indicar:

- Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones

1.3 Ubicación y Descripción del Área de Estudio

El presente proyecto geopolíticamente se encuentra ubicado en:

Lugar : Carretera Baños del Inca Km. 06 +000
Distrito : Baños del Inca
Provincia : Cajamarca
Departamento : Cajamarca

El área estudiada para la construcción del EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA LA CONSTRUCCION DE TALLERES Y AULAS TECNOLOGICAS DE USOS MULTIPLES C.F.P. SENATI - CAJAMARCA se encuentra ubicada en la Sierra Norte del Perú, en carretera a Baños del Inca Km. 06 +000, Distrito de Baños del Inca, Provincia y Departamento de Cajamarca, descrito línea arriba, con una altitud de 2,745 m.s.n.m.; abarcando una extensión de área 420 m²

Estas áreas en estudio, se caracterizan por estar en un terreno casi plano, ubicado de una manera adecuada y estratégica dos pozos exploratorios del subsuelo, necesario para el muestreo respectivo, denominados como calicatas C-1 y C - 2, y dos estratos en cada calicata, denominados como E -1 y E - 2.

CLIMA: Las condiciones climáticas de la zona donde se desarrolla el proyecto son bien definidas; la primera constituye una etapa de lluvias persistentes con presencia de sol, con gran precipitación, fuerte evaporación y evapotranspiración durante los meses de noviembre a abril, llegando a valores promedio de temperatura de 08° C a 18° C , en la segunda etapa constituida por fuerte sol durante el día y bajas temperaturas por la noche, esto corresponde a los meses de mayo a octubre, con una temperatura promedio entre 04° C y 24° C.

El equilibrio de éstos periodos estacionales hacen que la zona sea muy productiva en sus variados productos correspondientes a los pisos ecológicos.

2.0 ASPECTOS RELACIONADOS A LOS RIESGOS SISMICOS DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 Rasgos Sísmicos

El área de estudio se encuentra en la franja peruana comprendida en la zona 3 (Sismicidad alta) de la zonificación sísmica del territorio peruano según el Reglamento Nacional de Construcciones y acorde a la Norma Técnica de Edificación E-030-Diseño Sismo Resistente.

(ANEXO FIGURAS: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú).



En los último 50 años podemos indicar que el terremoto más fuerte en la zona fue el que se desarrollo en el año de 1970, el cual alcanzó una intensidad entre 6 y 7 grados según la escala de Mercalli Modificada que se cataloga como medianamente fuerte a Fuerte, alcanzando una aceleración máxima del suelo de 250 a 500 mm/seg² y magnitudes de máxima intensidad entre 4,9, a 6,1.

En el mapa de zonificación adjunto se puede notar que la faja circumpacífica donde se encuentra la costa peruana y la cordillera occidental, son zonas de alta y continua actividad sísmica las cuales están relacionadas con presencia de las fosas oceánicas (zonas de subducción, encuentro de las placas marinas y las placas continentales, aquí es importante destacar la acción potente de la placa de Nazca) y los arcos de islas adyacentes, creando posibilidad de ocurrencia de sismos en la región continental y medio marino.

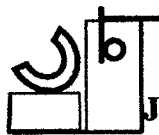
La carta sísmica en nuestro medio debería proporcionar información de los efectos del sismo, como magnitud, intensidad, frecuencia y duración, fallas en áreas epicentrales y las relaciones contextuales con los fenómenos geológicos, como movimientos de masas de suelos y rocas, licuación, etc.; los cuales se deben a la interrelación que existe entre el fenómeno, el movimiento y el comportamiento mecánico de los materiales.

Observamos que los planos de zonificación sísmica se conciben bajo aspectos de sismos observados históricamente y con ellos es posible olvidar que los fenómenos sísmicos pueden ocurrir en zonas potenciales y que han estado en completa aparente calma; lo cual nos exige diseñar planos que extrapolen regiones potenciales con zonas con efectos pasados, con lo cual intentamos predecir nuevas o futuras fuentes de sismos. Las necesidades actuales nos comprometen a mejorar los planos con zonificación sísmica en cada área del país (micro zonificación sísmica), en los que se planteen variables como aceleración máxima del sismo, velocidad máxima de las partículas, periodos dominantes de los movimientos, densidades espectrales, frecuencias probables, interpolaciones en áreas homo-heterogéneas, condiciones particulares del terreno de referencia, etc.

Lo indicado anteriormente implica tomar en cuenta variables definidas en los límites territoriales regionales, locales o focales y debemos categorizarlos en un primer nivel como: "Parámetros sísmicos, registros de movimientos fuertes y medianos, parámetros dinámicos de las ondas sísmicas; descripción de los efectos macrosísmicos, intensidades macrosísmicas y su distribución; aspectos geotécnicos y geofísicos (fallas, movimientos, espesor de La corteza, neotectónica); experimentos de laboratorio" (fracturación de roca, mecanismos, simulación de series sísmicas). El mapa de curvas isoperiodos no se ha podido construir en vista que en la ciudad de Cajamarca, no es posible encontrar estaciones sismológicas (como equipos MICROTREMOR N° 2), por lo que sólo se ha tenido en cuenta las Normas Peruanas de Diseño Sismorresistente.

Alcances de la Norma Técnica E-030

Las Especificaciones de la Norma Técnica E-030 establecen los requisitos mínimos



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA – MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico con el fin de reducir el riesgo de pérdidas de vidas y daños materiales, de igual modo posibilitar que las edificaciones puedan funcionar durante y después de un sismo.

En lo concerniente al ingeniero que realice el Diseño Estructural, es importante que tenga en cuenta las especificaciones antes indicadas en forma correcta y adecuada para llegar a un diseño racional y seguro.

Para plasmar un diseño antisísmico existen algunas etapas definidas, que a manera de contribución se definen, pero que en realidad constituyen parte del proyecto estructural

Objetivos del Diseño Sismo-resistente

El proyecto y la construcción de estas edificaciones deberán desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que hagan posible resistir sismos sin que sufran daños estructurales importantes, evitando el colapso súbito de la estructura.

Riesgo Sísmico:

En cuanto al estudio por riesgo sísmico, es evidente que; según análisis sismo tectónicos, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocida como: El círculo Alpino Himalayo y el Círculo Circum Pacifico. En esta última zona han ocurrido el 80% de los eventos sísmicos, quedando el 15% para el círculo Alpino Himalayo y el 5% restante se reparten en todo el mundo.

La fuente básica de datos de intensidades sísmicas se encuentran en el trabajo de Silgado (1978), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú; y si bien Cajamarca, está considerada como zona sísmica, no se ha registrado desde 1874 un sismo de alta intensidad.

Un mapa de distribuciones de máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, fue presentado por el Dr. Jorge Alva Hurtado en 1984, el cual se baso en isoistas de sismos Peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

De lo anterior se concluye que de acuerdo al área sísmica de la zona en estudio no existe la posibilidad de que ocurran sismos de densidades tan altas como VIII a IX en la escala de Mercalli Modificada.

Aspectos Relacionados con la Napa Freática.

Se debe indicar y enfatizar que en las calicatas y hasta la profundidad estudiada no se encontró el nivel freático; pero se pueden presentar filtraciones de aguas de regadío o de lluvia; por lo que hay que tener en cuenta las recomendaciones dadas en el presente informe.



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA – MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Análisis de Licuación de Suelos.

El fenómeno de licuación de suelos es, en síntesis, el cambio físico que experimenta una masa de suelo arenoso al pasar de un estado sólido a un estado “fluido” semejante al de un líquido viscoso.

Para que se produzca licuación deben conjugarse ciertos factores que involucran las características propias del depósito de suelo y las características regionales de sismicidad. Es decir, debe estar constituido en general por una arena uniforme, suelta y saturada, y debe producirse un terremoto severo y duradero.

Los factores más importantes que influyen en el fenómeno de licuación son la granulometría del suelo, densidad relativa, nivel freático, presión de poros, presión inicial de confinamiento, magnitud y duración del sismo. La licuación no ocurre en suelos arcillo limosos, sino en suelos arenosos puros. Por tanto se puede concluir que es improbable que exista el fenómeno de licuación de suelos en la zona, por que no son suelos netamente arenosos.

3.0 INVESTIGACIONES DE CAMPO REALIZADAS.

La programación de estas investigaciones se hicieron teniendo en cuenta la ubicación de la obra a realizarse, de tal manera se llevo a cabo dos calicatas (abarca 800 m²), que permitió obtener información del subsuelo mediante las exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, con la finalidad de determinar principalmente las propiedades físico-mecánicas e hidráulicas de los materiales que conforman el subsuelo de la cimentación, cuyos resultados se encuentran en el anexo correspondiente.

La ubicación, profundidad y muestreo, fueron realizadas por personal especializado, bajo la supervisión del Ingeniero Consultor Responsable del presente Estudio y cuyo trabajo consistió en la ejecución de una excavación a cielo abierto denominadas calicata: C-1 y C-2

El proyecto tuvo dos partes y estuvieron definidas por una secuencia de actividades para lograr el estudio final.

En primer lugar se realizó el reconocimiento del terreno, la ubicación de las calicatas y luego la extracción del material para inmediatamente proceder a la segunda etapa que correspondió a la toma de las muestras tipo Mab y su correspondiente procesamiento.

Estas fueron ejecutadas según las características exigidas por las Normas Técnicas que rigen para éste tipo de estudios, que fueron relimpiadas en el momento del muestreo para tomar las muestras lo menos alteradas posibles, teniendo en consideración sus características físicas, los límites de la estratificación, inclinación y base de cimentación de la estructura.



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

4.0 CONSIDERACIONES A TOMAR EN CUENTA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

La construcción del EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLÓGICAS DE USOS MÚLTIPLES C.F.P. SENATI - CAJAMARCA, consistirá en una edificación construida con concreto armado, teniendo en cuenta un sistema porticado, de columnas y vigas, con techos de cobertura de losa aligerada de acorde con los diseños según la categoría esencial para este tipo de edificaciones.

Las luces máximas consideradas entre distancias de apoyo serán hasta 4.50 metros, los que transmitirán cargas al suelo de fundación en el orden de 350 Kg/m² (talleres) en cargas vivas mínimas repartidas.

5.0 ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS:

Teniendo en cuenta la secuencia natural del proyecto, en esta parte se realizaron los análisis de mecánica de suelos, con los cuales se tuvo los parámetros requeridos para los cálculos que determinen el diseño de la cimentación de la estructura.

Los resultados de los ensayos de Mecánica de Suelos se encuentran en los Anexos y el Cuadro de Resumen de Resultados de los Parámetros Físicos y Mecánicos deducidos para el Diseño de la Cimentación.

Los ensayos realizados fueron:

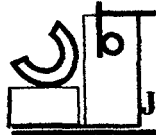
- Contenido Natural de Humedad
- Análisis granulométrico por lavado
- Límites de Consistencia
- Peso Específico
- Densidad Natural
- Clasificación de suelos SUCS
- La determinación de la Capacidad Probable del Suelo ha sido determinada mediante Tablas (previa clasificación del tipo de Suelos), del libro Ensayos de Mecánica de Suelos del Autor Ing. Diplomático Peter Wilcke W.

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION

De acuerdo a los resultados obtenidos en la exploración de campo realizados en la zona, en base a las calicatas C-1 y C-2; luego de la interpretación de los resultados de los ensayos de Laboratorio, se ha confeccionado para este efecto el Cuadro N° 1: CUADRO DE RESUMEN DE RESULTADOS DE PARAMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DEDUCIDOS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, en base al cual se desarrolló los siguientes análisis.

Límites Líquidos: (LL)

De la observación del Límite Líquido se puede establecer que dentro de los niveles de cimentación estos se encuentran entre 17.30% y 25.80%



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Índice Plástico: (IP)

Los índices plásticos del suelo del lugar están entre 13.14% y N.P.(No presenta) de lo cual se deduce que su grado de plasticidad corresponden a suelos de plasticidad baja a nula.

Índices de Compresión: (Cc)

Con el objeto de tener una idea de las características de compresibilidad del subsuelo de la zona, se ha determinado en base al Límite Líquido, el índice de Compresión de los suelos (Cc), están entre 0.05 y 0.10 (Baja); por lo que podemos afirmar que es factible que se presenten asentamientos diferenciales, por lo que se tendrá en cuenta las recomendaciones dadas en el presente informe.

Proporción de Vacíos: (e)

Se aprecia que en los niveles de cimentación de las calicatas no existen grandes diferencias entre las proporciones de vacíos de los suelos de la zona que es inferior a la unidad y cuyos valores se encuentran en 0.58 y 0.60; concluyéndose que el subsuelo del lugar puede catalogarse como suelos flojos, por lo se tendrá que tomar en cuenta las sugerencias dadas

Grado de Saturación:(ST%)

En lo referente al grado de saturación del subsuelo de la zona, en la época en que se realizó el estudio, éstos se encontraban entre 26.91% y 51.45% lo cual indican que presentan un estado de húmedo.

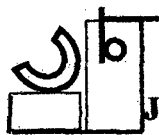
5.1 Profundidad de la Cimentación

La profundidad de cimentación más adecuada es aquella que garantice que la estructura se cimiente sobre un terreno estable, por lo que ésta ha sido determinada teniendo en cuenta el perfil estratigráfico y el tipo de suelo que se hallan constituyendo.

Al no tener el diseño arquitectónico y estructural, hemos calculado la capacidad portante, teniendo en cuenta el tipo de suelo previa Clasificación del mismo, de cuya información el ingeniero estructural tomará los valores que crea más conveniente.
(Ver Hoja de Cálculo y Cuadro de Resumen)

5.2 Tipo Propuesto de Cimentación

Teniendo en consideración las características del suelo, propiedades físico mecánicas, perfiles estratigráficos, esfuerzos de trabajo y condiciones de la napa freática, se PROPONE que el tipo de cimentación mas apropiado sería mediante la construcción ZAPATAS CONECTADAS CON VIGAS DE CIMENTACION (salvo mejor parecer del Ingeniero Estructural).



5.3 Cálculo y Análisis de la Capacidad Admisible de Carga

Luego de haber expuesto las principales características del subsuelo de cimentación en base al estudio de campo y a la interpretación de los resultados de laboratorio, procedimos a desarrollar el cálculo de la presión de apoyo admisible del terreno de fundación.

Parámetros de Resistencia

PARA SUELOS GRAVO ARENO-LIMOSOS

Profundidad de Cimentación mínima:	- 2.50 mts.
Ancho zapata mínima	: 2.50 mts.
Peso Unitario Suelto	: 1.75 gr./cm ³
Clasificación SUCS.	: GP (Gravas mal gradadas, mezcla de gravas arenas y limos)
Angulo de Fricción Interna prom.	: 34°
Cohesión (C)	: 0.00 Kg./cm ²

Factores de Capacidad de Carga

$$N^{\prime}c : \text{coeficiente de cohesión} = 18.50$$

$$N^{\prime}q : \text{coeficiente de sobrecarga} = 10.00$$

$$N^{\prime}\alpha : \text{coeficiente por peso de masa} = 7.75$$

$$q^{\prime}c = 6.07/3 = \underline{2.02 \text{ Kg./cm}^2}$$

Coficiente de Seguridad

Se adoptará un coeficiente de seguridad de 3, con el objeto de:

- Prevenir las variaciones naturales en la resistencia al corte del suelo.
- Preveer asentamientos diferenciales perjudiciales de la cimentación.



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

- Las incertidumbres implicadas en los métodos ó fórmulas a utilizarse para la determinación de la carga última de falla.

5.4 Cálculo de Asentamientos

Aplicando el Método Elástico:

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} \times L_f$$

Donde:

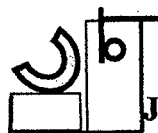
- S_i : Asentamiento probable (cm.)
- μ : Relación de Poisson.
- E_s : Módulo de Elasticidad (TN/m²).
- L_f : Factor de forma (cm. /m)
- q : Presión de Trabajo (TN/m²)
- B : Ancho de La cimentación (m).

$$H = \frac{\Delta H}{1 + e} = k \log \frac{p + \Delta p}{p}$$

- Δh : Asentamiento probable (cm.).
- H : Espesor del estrato (cm.).
- e_i : Relación de vacíos inicial
- k : Índice de compresibilidad
- p : Presión de Apoyo (kg/cm²)
- Δp : Incremento de presión (kg/m²)

Reemplazando valores se tiene:

$$\Delta h = 1.75 \text{ cm.} < 1''$$



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

6.0 CONCLUSIONES - RECOMENDACIONES Y ANEXOS

Correlacionando la investigación de campo realizada con los resultados de los ensayos de Laboratorio y según el análisis efectuado en el transcurso del informe, establecemos las siguientes conclusiones:

CONCLUSIONES

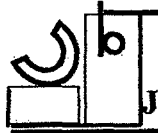
- El área del Proyecto se encuentra bien ubicada, teniendo excelentes posibilidades para alcanzar una vida útil mayor de 30 años, dependiendo de otras variables como: del sistema constructivo, calidad de materiales, proyecto estructural, y otros.
- Los suelos están constituidos principalmente por suelos gravo areno limosos del Tipo GP
- El subsuelo del área estudiada por sus características de densidad, proporción de vacíos, contenidos natural de humedad, límites de consistencia, grados de saturación, índices de liquidez, consistencias relativas, granulometría e índices de compresibilidad, es de regular capacidad de soporte. (Ver Hojas de Cálculo de Capacidad de Carga)
- El nivel freático, hasta la profundidad estudiada no se encontró, pero con la finalidad de que no se infiltren aguas pluviales o de regadío, será necesario que se tome en cuenta las sugerencias dadas en el presente informe.
- Las estructuras para la construcción del Proyecto Construcción de un Edificio de CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLÓGICAS DE USOS MÚLTIPLES C.F.P. SENATI - CAJAMARCA, estarán fundadas en el estrato conformado por suelos gravo areno limosos; mejorado en un espesor no menor de 30 centímetros con gravas de tamaño promedio de 10" para aumentar su resistencia, impermeabilizar y evitar la posible ascensión de las aguas por capilaridad. Luego de una verificación si éstos estratos continúan a lo largo de toda de cimentación.
- El asentamiento permisible máximo, ha sido calculado por el Método Elástico, cuyo valor es del orden del 1.75 cm., un Módulo de Corte de 250 Kg./cm² y un Módulo de Elasticidad de 900 TN/m². todos estos datos para suelos areno limosos.
- Para el diseño de las vigas de cimentación se ha considerado un Coeficiente de Balasto promedio de 4.00 Kg. /cm³ y una Relación de Poisson (μ) de 0.15 .
- Para la aplicación de las Normas de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones y según los Parámetros del Suelo; se debe considerar para: Ts = (Periodo fundamental de vibración): 0.9 seg. y para S = (Factor de Suelo): 1.4



RECOMENDACIONES

Como corolario de las conclusiones anteriores y según lo expresado a través del informe, se emiten las siguientes recomendaciones:

- Será necesario la construcción de un sistema adecuado de DRENAJE incluido veredas y cortinas impermeabilizantes, al rededor de todas las infraestructuras, los que servirán como aislante con la finalidad de que no se infiltren las aguas de lluvia o de regadío, que originaría el incremento de sus contenidos naturales de humedad, causando lógicamente variaciones volumétricas en los suelos, (expansión y contracción); lo que al producir estos fenómenos daría lugar a la aparición de agrietamientos y asentamientos.
- Considerando que el proyecto se encuentra dentro de una zona sísmica 3, es conveniente tomar factores de seguridad en los posibles efectos y daños que ocasione la geodinámica interna.
- De la investigación geotécnica realizada, se determina que es factible la construcción del Proyecto CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS DE USOS MULTIPLES C.F.P. SENATI - CAJAMARCA, ya que diseñándose adecuadamente las zapatas de cimentación para un tipo de suelo indicado y además las cargas actuantes en ella es factible su ejecución..
- La profundidad de cimentación más adecuada es aquella que garantice que la estructura se cimiente sobre un terreno estable.
- Ya que los suelos estudiados son predominantemente gravo areno limosos con capacidades de soporte media, por lo que, a fin de equilibrar, impermeabilizar y aumentar la capacidad de carga de los suelos y antes de vaciar los cimientos, se compactará el material propio hasta lograr un grado de compactación mínima del orden del 95% del Proctor Modificado; luego se colocará a lo largo de toda la cimentación una capa de OVER (gravas de tamaño promedio de 10") de 0.30 m. de espesor y luego un solado de concreto Cemento: Hormigón en la proporción en volumen 1:12. de 10 cm. de espesor.
- La cimentación de la estructura a construir se diseñará mediante ZAPATAS CONECTADAS CON VIGAS DE CIMENTACION (salvo mejor parecer del Ingeniero Estructural), para lo cual, se utilizará un concreto de una resistencia a compresión a los 28 días de un $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$; previo diseño de mezclas, con los agregados existentes en la zona.
- Para los elementos de cimentación se usará como aglomerante Cemento Tipo MS (Suelos húmedos y salitrosos) y para todos los demás elementos estructurales se usará Cemento Pórtland Tipo I.
- Por ningún motivo se debe cimentar en la zona de relleno y/o sobre el primer estrato, teniendo que compactar con afirmado cada 0.10 mts, previa remoción de unos 30 cm.



JCB INGENIEROS SAC

ESTUDIO DE GEOTECNIA – MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

para la construcción de veredas, que servirán como aislantes y protección de las aguas pluviales y de riego.

- El presente informe técnico ES VÁLIDO para la zona de cimentación de las obras para la construcción del Proyecto “CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES Y AULAS TECNOLOGICAS DE USOS MULTIPLES C.F.P. SENATI – CAJAMARCA”

Es preciso recomendar que la construcción deba realizarse en épocas de estiaje, para evitar la saturación de los suelos de fundación y por consecuencia el retraso en la ejecución de la obra.

- Las conclusiones y recomendaciones dadas en el presente estudio no podrán ser usadas para otras obras o terrenos por más cercanos que se encuentren al área de estudio.

Cajamarca, 06 de Octubre del 2007.

7.4. PANEL FOTOGRAFICO

Fotografías de Estudio de suelos

Calicata c-1



Fotografía 1. 1. Calicata 01, estudio de suelos.

Calicata c-2



Fotografía 1. 2. calicata 02, estudio de suelos.

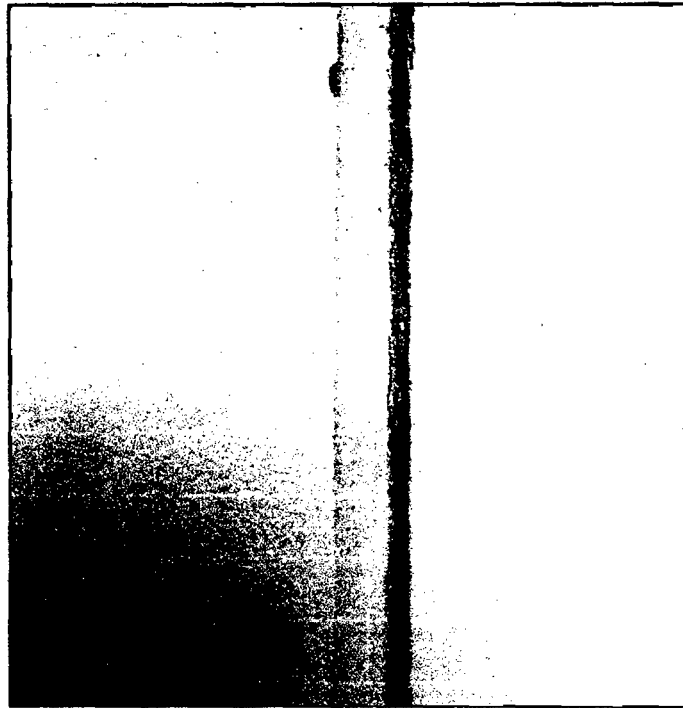
Fotografías de visita al Senati Cajamarca para el estudio de patologías.



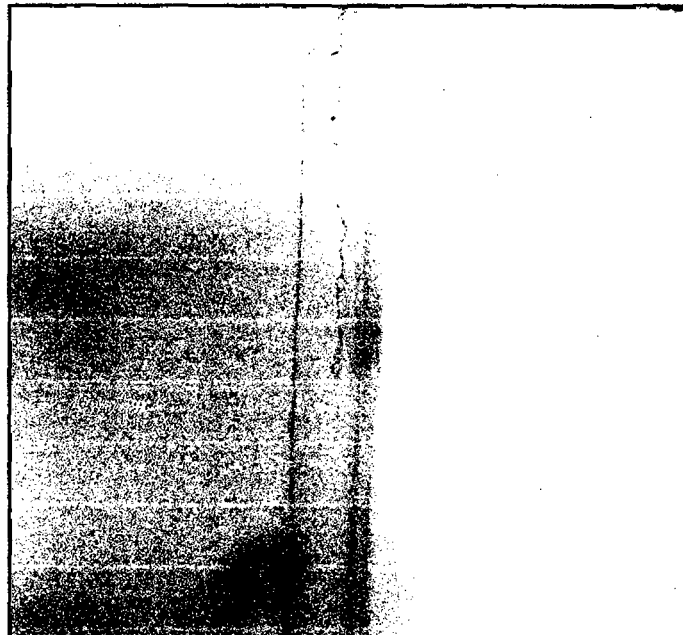
Fotografía 1. 3. Fachada de Senati Cajamarca.



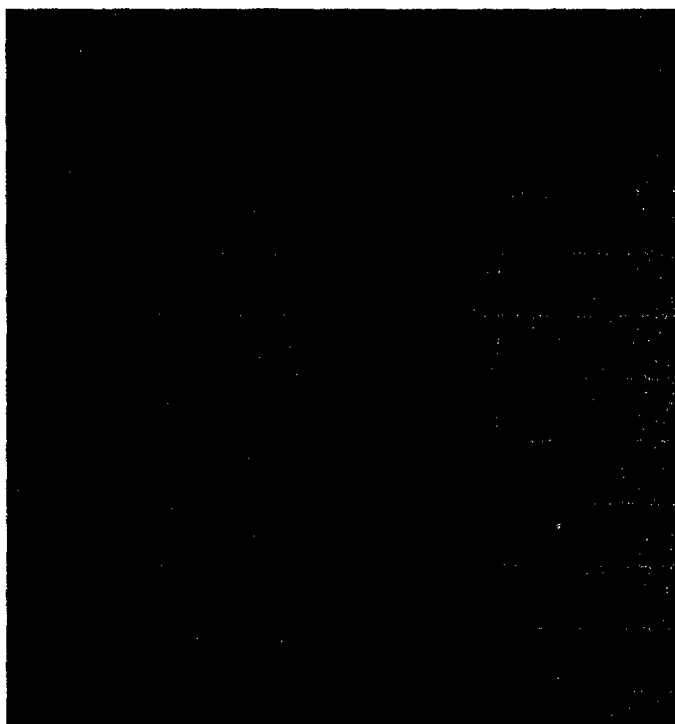
Fotografía 1. 4. Fisura (separación adhesivo epóxico con columna) en la junta localizada en la columna de amarre de tabiquería y columna estructural primer piso.



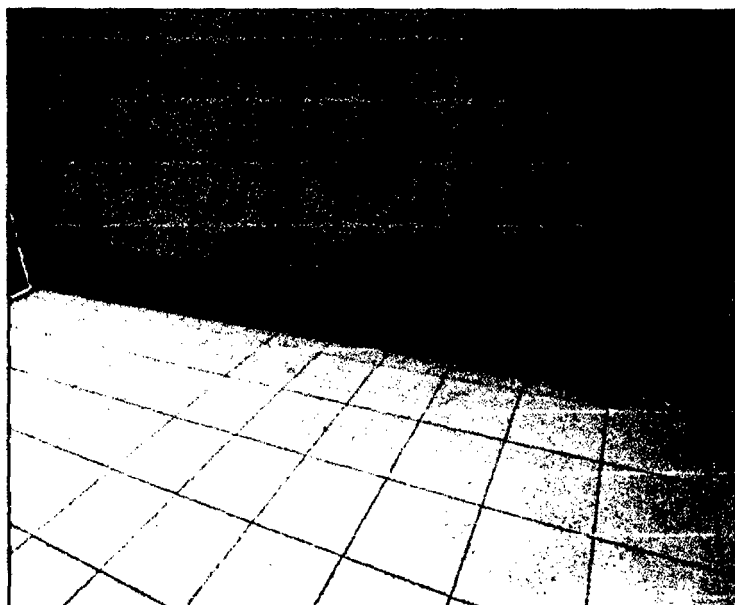
Fotografía 1. 5. Fisura (separación adhesivo epóxico con columna) en la junta localizada en la columna de amarre de tabiquería y columna estructural segundo piso.



Fotografía 1. 6. Fisura en la junta localizada en la columna de amarre de tabiquería y columna estructural tercer piso.



Fotografía 1. 7. Fisura en la junta localizada en la columna de amarre de tabiquería y columna estructural cuarto piso.



Fotografía 1. 8. No se registran fisuras en los muros por lo tanto no hay asentamiento diferencial en los la subestructura.

7.5. CERTIFICADOS DE CALIDAD

7.5.1. Certificado de calidad del concreto.



Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.Ltda.

Calle La Colonia 150 Urb. El Vivero Santiago de Surco - Lima telf. 3176000
www.dino.com.pe

Cajamarca, 16 de julio del 2013

CARTA N°66/13/CC DINO CAJAMARCA

SEÑORES:
CONSORCIO SOFIA

Ing. Miguel Arana Chávez / Ing. Luis Castañeda Santa Cruz

Referencia: Concreto C210-MS-H67-A5

Nos es grato saludarlo y a la vez hacer de su conocimiento los informes del control de calidad que realizamos a las materias primas con que elaboramos el concreto premezclado, en este caso para el concreto C210-MS-H67-A5 que suministraremos para su obra "Construcción de un Edificio de 04 Pisos para Talleres y Aulas Tecnológicas de Usos Múltiples C.F.E.P. SENATI - Cajamarca".

Se adjunta los siguientes documentos:

- Dosificación del concreto C210-MS-H67-A5.
- Granulometría del agregado fino - Arena zarandeada de río.
- Granulometría del agregado grueso - Piedra chancada HUSO 67.
- Granulometría global del diseño.
- Informe de ensayo de P.E. y Absorción
- Informe de Calidad del Agua de mezcla.
- Certificado del cemento MS
- Certificado de calidad del aditivo.

Agradeciendo de antemano su gentil atención.

Atentamente.

Ing. Juan E. Díaz Maita
Control de Calidad
Planta Cajamarca,
Distribuidora Norte Pacasmayo SRL.
RUC: 20131644524

Julio A. Velásquez Devila
INGENIERO CIVIL
CIP N° 33816



PLANTA PREMEZCLADOS "CAJAMARCA"

Informe de Dosificación - Suministro de Concreto Premezclado



DISTRIBUIDORA NORTE PACASMAYO S R Ltda.

PLANTA PREMEZCLADOS CAJAMARCA

INFORME DE DOSIFICACION

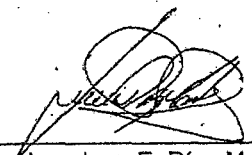
SUMINISTRO DE CONCRETO PREMEZCLADO

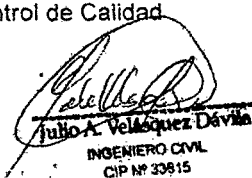
Proyecto: CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICO DE 04 PISOS PARA
TALLERES Y AULAS TECNOLÓGICAS DE USOS MÚLTIPLES
C.F.E.P. SENATI - CAJAMARCA

Cliente: CONSORCIO SOFÍA

Ubicación: CAJAMARCA

Fecha: 16-07-2013


Ing. Juan E. Díaz Maita
Supervisor de Control de Calidad


Julio A. Velásquez Dávila
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 33815



PLANTA PREMEZCLADOS "CAJAMARCA"

Informe de Dosificación - Suministro de Concreto Premezclado



1. PROPÓSITO

El propósito de este Informe es dar a conocer los procedimientos de control de calidad que se realiza a los materiales para garantizar el cumplimiento de los requerimientos del Cliente en el suministro de concreto premezclado para la obra "Construcción de un Edificio de 04 Pisos para Talleres y Aulas Tecnológicas de Usos Múltiples C.F.E.P. SENATI - Cajamarca", de acuerdo a nuestro Sistema de Gestión de Calidad enmarcado en los requisitos de la norma ISO 9001.

2. REQUERIMIENTO DEL CLIENTE Y ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO

2.1. El requerimiento del Cliente se detalla en la tabla 1.

Tabla 1.- Requerimiento del cliente

Requerimiento	TMN Agregado	Tipo Cemento	Asentamiento (Pulgadas)	Aire Inc. (%)	Aplicación
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	H67	MS	5	--	--

3. DOSIFICACIÓN DE MEZCLA

Los diseños de mezcla de concreto serán validados por nuestra área de Aseguramiento de Calidad habiendo verificado previamente su cumplimiento con los requisitos de norma y requerimientos del cliente. Las dosificaciones validadas se adjuntan en el Anexo 1.

Las dosificaciones están sujetas a ajustes en obra, determinados por alguna variación en los materiales, lo cual se comunicará previamente al cliente.


 Julio A. Velásquez Dávila
 INGENIERO CIVIL
 C.O.P. N° 22815



PLANTA PREMEZCLADOS "CAJAMARCA"

Informe de Dosificación - Suministro de Concreto Premezclado



4. CONTROL DE CALIDAD DE MATERIA PRIMA

4.1. Agregados:

Se utilizará agregado fino y grueso de la cantera Río Cajamarquino. Estos agregados cumplen con los requisitos especificados en las normas de NTP 400.037: Especificaciones normalizadas para agregados en hormigón (Concreto) y están validados para su uso por nuestra área de Aseguramiento de Calidad. Los resultados de los ensayos que evidencian dicho cumplimiento se adjuntan en el Anexo 2, 3, 4, 5 y 6.

4.2. Agua:

Se ha realizado análisis químicos del agua, para verificar su cumplimiento con los límites indicados en la norma NTP 339.088/ ASTM C1602: Agua de mezcla utilizada en la producción de concreto de cemento Portland. Requisitos. Los resultados se adjuntan en los Anexo 7.


4.3. Cemento:



Se adjunta Certificado de Calidad del Cemento emitido por el Productor donde se evidenciará el cumplimiento con los requisitos de las siguientes normas: (Ver Anexo 8)

- Tipo MS: NTP 334.082: Cemento Portland. Especificación de la performance.

4.4. Aditivos:

Se adjuntan certificados de calidad de los aditivos utilizados en la elaboración del diseño. (Anexo 9).


Julio A. Velásquez Dávila
INGENIERO CIVIL
CIP N° 33815



 DINO	RESUMEN DE DOSIFICACIONES DE MEZCLA DE CONCRETO	 ISO 9001 SISTEMA DE GESTIÓN DE CALIDAD												
Fecha: 16 de Julio de 2013	PLANTA DE PREMEZCLADOS CAJAMARCA	SGC-REG-08-D1017 Versión 02												
N Y PROCEDENCIA DE AGREGADOS Arena : Arena Zarandeada - Cantera Río Cajamarquino Piedra : Piedra Chancada - H67 Cantera Río Cajamarquino		CONDICIÓN DE LOS AGREGADOS SSS ✓ Húmedo La humedad de los agregados se indica a pie de cuadro												
N DE ADITIVOS Aditivo 1: Sikament 290N (Plastificante)														
		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2">REGISTRACIÓN DE AGREGADOS</th> </tr> <tr> <td>FECHA</td> <td style="text-align: center;">02-07-13</td> </tr> <tr> <td>Arena 1</td> <td style="text-align: center;">2.20</td> </tr> <tr> <td>Arena 2</td> <td style="text-align: center;">-</td> </tr> <tr> <td>Piedra 1</td> <td style="text-align: center;">1.50</td> </tr> <tr> <td>Piedra 2</td> <td style="text-align: center;">-</td> </tr> </table>	REGISTRACIÓN DE AGREGADOS		FECHA	02-07-13	Arena 1	2.20	Arena 2	-	Piedra 1	1.50	Piedra 2	-
REGISTRACIÓN DE AGREGADOS														
FECHA	02-07-13													
Arena 1	2.20													
Arena 2	-													
Piedra 1	1.50													
Piedra 2	-													
	Dosificación kg/m3 (SSS)	Características del Concreto												
Clase de Concreto	Cemento	Agua	Arena	Piedra	Aditivo 1	PUCF	Asent. (pulg)	Tipo de Suministro	Retención a/mc	Cemento/P UCF (%)	Aditivo 1			
					Planta Obra*									
C210-MS-H67-A5	305	195	974	835	1.98 0.67	2.312	5 ± 1%"	Bombeable	0.64	13.2%	0.87%			

NOTA: El uso de aditivo en obra está condicionado a demoras en la entrega y se detallará en la boleta de despacho.


Julio A. Velázquez Dávila
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 33816


Ing. Juan E. Diaz Maita
 Supervisor de Control de Calidad
 Distribuidora Noño Pacasmayo S.R.L

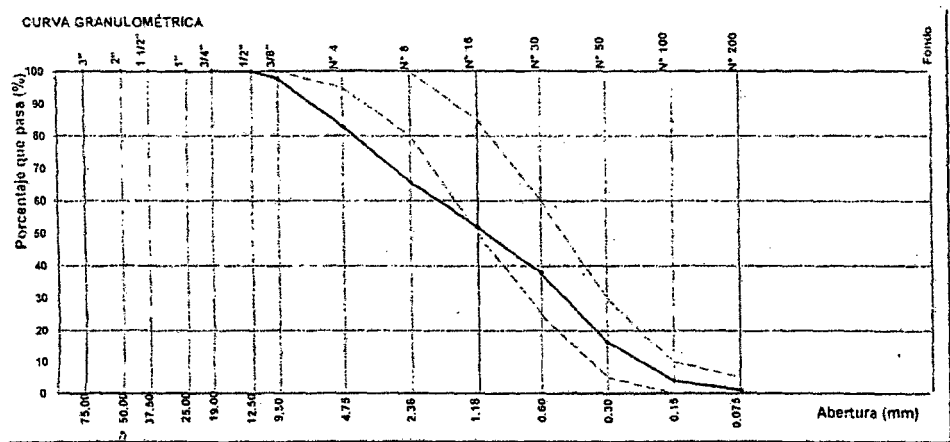
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil
 Análisis del desempeño Sismorresistente de un edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas Senati Cajamarca

	Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L. Gestión de la Calidad y Mejora Continua	
INFORME DE ENSAYO DE LABORATORIO - CONTROL DE CALIDAD		SEC-REC-03-0101B Versión 00

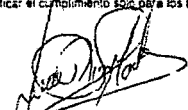
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADOS
 (NORMA DE ENSAYO: NTP 400.012)

Planta : Cajamarca Fecha : 16-jul-13
 Ubicación : Sigispampa s/n Cacerío La Banda - Llacanora Técnico : Saul Huamán /Oscar Vasquez
 Cliente : CONSORCIO SOFA Responsable : Ing. Juan E. Díaz Maña

Tamiz Estándar	Abert. (mm)	Peso Ret. (g)	% Retenido (%)	% Ret.Acum. (%)	% Que Pasa (%)	NTP 400.037		Datos de la muestra	
						Agregado Fino			
						Mínimo	Máximo		
3"	75.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Identificación:	IV-F(2)IRC-310113
2"	50.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Descripción:	Agregado Fino
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Procedencia:	Cantera Río Cajamatquino
1"	25.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Acopio en Planta	
3/4"	19.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100		
1/2"	12.500	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Masa seca original:	1424.0 g
3/8"	9.500	32.5	2.3	2.3	97.7	100	100	Masa total:	1422.9 g
Nº 4	4.750	211.8	14.9	17.2	82.8	85	100	Diferencia	0.1 %
Nº 5	2.360	243.6	17.1	34.3	65.7	80	100		
Nº 16	1.180	199.4	14.0	48.3	51.7	50	85	Características Físicas	
Nº 30	0.600	201.5	14.2	62.4	37.5	25	50	Tamaño Máx. Nominal:	A. Fino
Nº 50	0.300	300.9	21.1	83.5	16.5	5	50	Mat.< Malla 200:	2.5 %
Nº 100	0.150	178.0	12.5	96.0	4.0	0	10	Contenido de Humedad:	5.2 %
Nº 200	0.075	43.0	3.0	99.0	0.9	0	5	Observaciones	
Fondo	-	12.2	0.9	99.9	0.1				
Módulo Finura				3.44		3.45	2.15		





Nota: Verificar el cumplimiento solo para los tamices que involucra el huso granulométrico


 Ing. Juan E. Díaz Maña
 Supervisor de Control de Calidad


 Julio A. Velázquez Dávila
 INGENIERO CIVIL
 CIP Nº 33616

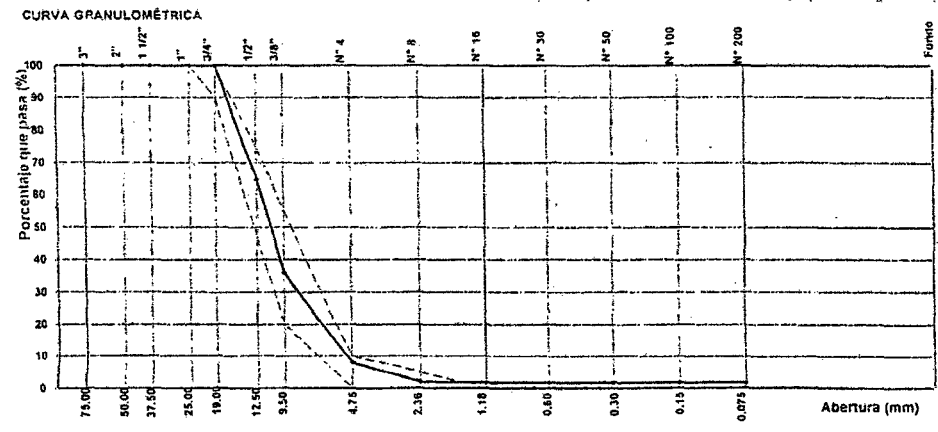
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil
Análisis del desempeño Sismorresistente de un edificio de cuatro pisos para talleres y aulas tecnológicas Senati Cajamarca

	Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L. Gestión de la Calidad y Mejora Continua	 SOC-REG-06-01008 Versión: 07
INFORME DE ENSAYO DE LABORATORIO - CONTROL DE CALIDAD		

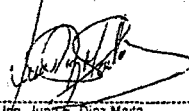
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADOS
 (NORMA DE ENSAYO: NTP 400.012)

Planta : Cajamarca Fecha : 16-jul-13
 Ubicación : Sigispampa s/n Cacerio La Banda - Llacanora Técnico : Saul Huamán / Oscar Vasquez
 Cliente : CONSORCIO SOFIA Responsable : Ing. Juan E. Díaz Meza

Tamiz Estándar	Abert. (mm)	Peso Ret. (g)	% Retenido (%)	% Ret.Acum. (%)	% Que Pasa (%)	NTP 400.037		Datos de la muestra
						Huso G7	Huso G7	
						Mínimo	Máximo	
3"	75.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Identificación: IV-G-H67(CH)/RC-310113
2"	50.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Descripción: Agregado Grueso
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Procedencia: Cantera Rio Cajamarquino
1"	25.000	0.0	0.0	0.0	100.0	100	100	Acopio en Planta
3/4"	19.000	17.2	0.1	0.1	99.9	90	100	
1/2"	12.500	4787.4	25.1	35.2	64.8	47	75	Masa seca original: 13539.4 g
3/8"	9.500	3944.3	23.9	64.1	35.9	20	55	Masa total: 13639.8 g
Nº 4	4.750	3816.1	28.0	92.1	7.9	0	10	Diferencia: 0.0 %
Nº 8	2.360	819.0	6.0	98.1	1.9	0	5	
Nº 16	1.180	46.1	0.3	98.5	1.5			Características Físicas
Nº 30	0.600	0.0	0.0	98.5	1.5			Tamaño Máx. Nominal: 3/4"
Nº 50	0.300	0.0	0.0	98.5	1.5			Mat. < Malla 200: 1.5 %
Nº 100	0.150	0.0	0.0	98.5	1.5			Contenido de Humedad: 1.0 %
Nº 200	0.075	0.0	0.0	98.5	1.5			Observaciones
Fondo		210.7	1.5	100.0	0.0			
Módulo Finura				6.48		6.90	6.30	



Note.- Verificar el cumplimiento solo para los tamices que involucra el huso granulométrico


 Ing. Juan E. Díaz Meza
 Supervisor de Control de Calidad


 Julio A. Velásquez Dávila
 INGENIERO CIVIL
 CIP Nº 33616

J. Velásquez
Julio A. Velásquez Dávila
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 33615

DISTRIBUIDORA NORTE PACASMAYO S.R.L.

Gestión de la Calidad y Mejora Continua



SGC-REG-06-D0063
Versión 01



GRANULOMETRÍA GLOBAL DEL CONCRETO C210-MS-H67-A5

INFORME DE ENSAYO DE LABORATORIO - CONTROL DE CALIDAD

PLANTA:	Cajamarca	Fecha:	mañes, 16 de julio de 2013
UBICACIÓN:	Sigüesampa s/m Cañero La Banda - Llacanora	Técnico:	Saúl Huamán / Oscar Vásquez
CLIENTE:	CONSORCIO ADRIA	Responsable:	Ing. Juan Díaz

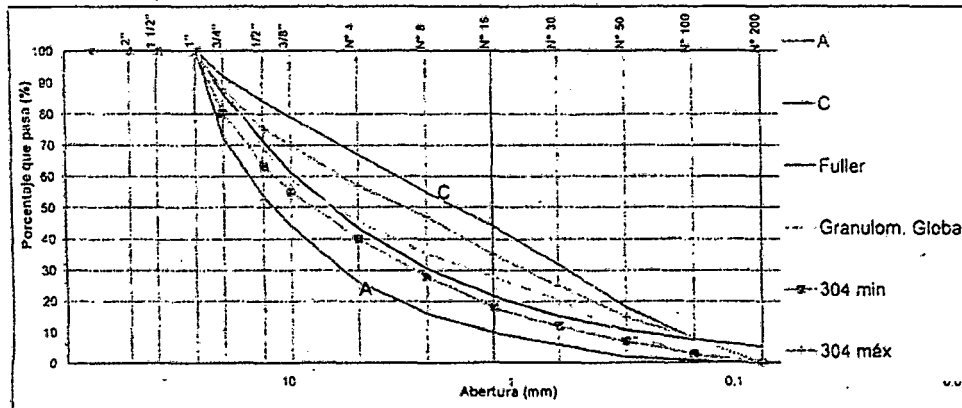
DATOS DE LA MUESTRA

ORIGEN:	Agregados para Concreto
PROCEDENCIA:	Grueso: Río Cajamarquino Fino: Río Cajamarquino

TAMIZ	ABERT. (pulg)	ABERT. (mm)	GRANULOMETRÍA (% PASA)		COMBINACIÓN	ESP ACI 304 1"		ESP DIN 1045			Fuller
			G1	F1		Mín	Máx	A	B	C	
3"	3	75.000	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	100	100.0
2"	2	50.000	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	100	100.0
1 1/2"	1.5	37.500	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	100	100.0
1"	1	25.000	95.7	100.0	98.5	100	100	100	100	100	100.0
3/4"	0.75	18.750	74.1	100.0	87.5	80	88	72	84	92	86.6
1/2"	0.5	12.500	33.2	100.0	58.6	53	75	53	73	84	70.7
3/8"	0.375	9.375	15.3	97.7	50.0	55	70	44	66	79	51.2
Nº 4	0.187	4.750	2.8	82.8	45.2	40	57	29	50	67	43.2
Nº 8	0.0937	2.360	1.1	65.7	35.4	28	47	16	34	55	30.6
Nº 16	0.0465	1.180	1.0	51.7	27.9	18	35	10	30	44	21.5
Nº 30	0.0234	0.600	1.0	37.8	20.4	12	25	6	20	32	15.3
Nº 50	0.0117	0.300	1.0	16.5	9.2	7	15	2	10	18	10.6
Nº 100	0.0059	0.150	1.0	4.0	2.5	3	8	1	4	8	7.7
Nº 200	0.0029	0.075	1.0	0.9	1.0	0	0	0	0	0	5.4
< Nº 200	FONDO		0.0	0.1	0.0	0	0	0	0	0	0
MODULO DE FINURA			7.03	3.44	0.00						



	Grueso	Fino
Porcentaje de incidencia:	0.47	0.53

CURVA GRANULOMETRICA DEL AGREGADO GLOBAL



J. Velásquez
Julio A. Velásquez Dávila
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 33615

J. Díaz
Ing. Juan E. Díaz Maia
Supervisor de Control de Calidad
Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L.

	Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L. Gestión de la Calidad y Mejora Continua	 SGC-REG-06-D1036 Versión 01
	ENSAYOS DE PESO ESPECIFICO Y ABSORCIÓN AGREGADOS	

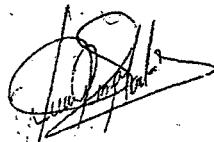
Planta: Premezclados Cajamarca Fecha: 16-jul-13
Ubicación: Sigispampa s/n Caserío la Banda - Llaanora Técnico: Julio Saúl, Huamán Enciso
Cliente: CONSORCIO SOFIA Responsable: Ing. Juan Díaz Maita

Imprimir

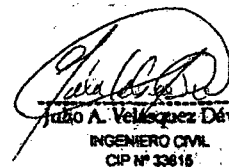
5

PESO ESPECIFICO Y ABSORCION AGREGADO FINO (Norma de ensayo: NTP 400.022)				
Identificación de la Muestra:		IV - FI / RC		
Descripción de la muestra:		Arena Natural Zarandeada		
Procedencia (cantera):		Rio Cajamarquino		
A	Peso material SSS (Al aire)	[g]	850.0	854.0
B	Peso frasco con agua	[g]	1314.4	1314.4
C	Peso frasco con agua + (A)	[g]	2164.4	2168.4
D	Peso del frasco con agua y material	[g]	1846.3	1847.1
E	Vol de masa + vol de vacio = [C-D]	[cm ³]	318.1	321.3
F	Peso de material seco al horno	[g]	831.8	835.9
Individual	PE (Base seca)		2.61 g/cm ³	2.60 g/cm ³
	PE (SSS)		2.67 g/cm ³	2.66 g/cm ³
	% de absorción		2.2 %	2.2 %
promedio	PE (Base seca)		2.61 g/cm ³	
	PE (SSS)		2.67 g/cm ³	
	% de absorción		2.2 %	

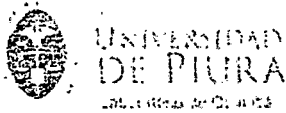
PESO ESPECIFICO Y ABSORCION AGREGADO GRUESO (Norma de ensayo: NTP 400.021)				
Identificación de la Muestra:		IV - G / RC (H57)		
Descripción de la muestra:		Piedra Chancado - Huso 57		
Procedencia (cantera):		Chancado en planta		
A	Peso material SSS (Al aire)	[g]	4850.0	4940.0
B	Peso material SSS + canastilla (Sumergido)	[g]	3929.3	3980.1
C	Peso de canastilla (Sumergido)	[g]	951.0	951.0
D	Peso material SSS (Sumergido) = [B-C]	[g]	2978.3	3029.1
E	Vol. de masa + vol de vacios = [A-D]	[cm ³]	1871.7	1910.9
F	Peso del material seco en horno	[g]	4779.1	4865.9
Individual	PE (Base seca)		2.55 g/cm ³	2.55 g/cm ³
	PE (SSS)		2.59 g/cm ³	2.59 g/cm ³
	% de absorción		1.5 %	1.5 %
promedio	PE (Base seca)		2.55 g/cm ³	
	PE (SSS)		2.59 g/cm ³	
	% de absorción		1.5 %	



Ing. Juan Díaz Maita
SUPERVISOR DE CONTROL DE CALIDAD
Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L.



Julio A. Velásquez Dávila
INGENIERO CIVIL
CIP N° 33616



LQ-6333-6/6

INFORME DE ENSAYO

Solicitante: DINO S.R.L.
 Tipo de ensayo: Determinación de cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos totales en 01 (una) muestra de agua.
 Fecha: 21/09/2012

RESULTADOS

Determinación	Método de ensayo	Q-423/12
Cloruros (ppm)	NTP 339.076	30
Sulfatos (ppm)	NTP 339.074	71
Álcalis $\text{Na}_2\text{O} + 0.658\text{K}_2\text{O}$ (ppm)	ASTM C 114	42
Sólidos totales (ppm)	ASTM C 1503 05	327

Descripción de la muestra: la muestra fue alcanzada por el solicitante con la siguiente descripción:

Q-423/12: "AGUA-CAX".



Ing. José Luis Barránzuela Q.

DINO CAJAMARCA
 CONTROL DE CALIDAD

RESERV OK

FECHA 16-07-13

REVISADO POR J. Díaz

FIRMA *[Signature]*

[Signature]
 Julio A. Velásquez Davis
 INGENIERO CIVIL
 CIP 33815

Laboratorio:
 DINO CAJAMARCA
 Calle San Mateo 1076
 Cajamarca - PERÚ



CEMENTOS PACASMAYO S.A.A.
 Calle La Colonia Nro. 150 Urb. El Vivier de Montero Santiago de Surco - Lima
 Carretera Panamericana Norte Km. 269 Pacasmayo - La Libertad
 Teléfono 317 - 8000



SGS-REG-06-G0002
 Versión 01

CEMENTO ANTISALITRE MS
 Cemento Portland Tipo MS

Conforme a la NTP 334.082 / ASTM C1157
 Pacasmayo, 01 de Julio 2013

PROPIEDADES FISICAS		CPSAA	Requisito NTP 334.082 / ASTM C1157
Contenido de Aire	%	5	NO ESPECIFICA
Expansión en Autoclave	%	0.11	Máximo 0.89
Superficie Específica	cm ² /g	4600	NO ESPECIFICA
Retenido M325	%	5.1	NO ESPECIFICA
Densidad	g/ml	3.02	NO ESPECIFICA
Resistencia Compresión :			
Resistencia Compresión a 3días	MPa (kg/cm ²)	19.6 (199)	Mínimo 11.0 (Mínimo 112)
Resistencia Compresión a 7días	MPa (kg/cm ²)	27.7 (283)	Mínimo 18.0 (Mínimo 184)
Resistencia Compresión a 28días (*)	MPa (kg/cm ²)	38.5 (392)	Mínimo 28.0 (Mínimo 286)
Tiempo de Fraguado Vicat :			
Fraguado Inicial	min	164	Mínimo 45
Fraguado Final	min	314	Máximo 420
Expansión Barra de Montero a 14 días			
Expansión Barra de Montero a 14 días	%	0.011	Máximo 0.320
Expansión por Sulfato a 6 meses			
Expansión por Sulfato a 6 meses	%	0.08	Máximo 0.10

Los resultados arriba mostrados, corresponden al promedio del cemento despedido durante el periodo del 01-05-2013 al 30-06-2013.
 La resistencia a compresión a 28 días corresponde al mes de Mayo 2013.
 La expansión por sulfatos a 6 meses corresponde al mes de Diciembre 2012.
 (*) Requisito opcional.

Eduardo Vásquez
 Ing. Eduardo Vásquez
 Jefe de Control de Calidad

Ivanoff Ruiz
 Ing. Ivanoff Ruiz
 Supervisor de Control de Calidad

Solicitado por : Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L.

Este tratamiento prohíbe la reproducción total o parcial de este documento sin la autorización de Cementos Pacasmayo S.A.

Julio A. Velásquez Dávila
 Julio A. Velásquez Dávila
 INGENIERO CIVIL

CONTROL DE CALIDAD	
OBSERV	OK
FECHA	16-07-13
REVISADO POR.	<i>J. O. Ruiz</i>
FIRMA.	<i>Ivanoff Ruiz</i>

Certificado de Calidad

El presente documento presenta el Estado Permisible de las especificaciones técnicas de nuestro producto **Sikament® 290N**.

Estado Permisible

Aspecto	: Líquido, pardo oscuro
Densidad (g/cm ³)	: 1.18 +/- 0.02
pH al 10%	: 7.0 +/- 1.0
Sólidos por Deseccación (%)	: 38 +/- 2
Análisis Cualitativo por IR	: Pasa
Fecha de Vencimiento	: 01 año

Resultados del Lote analizado:

Orden de Producción	Aspecto	Densidad	pH al 10%	Sólidos por Deseccación (%)	Vencimiento
044020	Líquido, pardo oscuro	1.17	7.67	36.86	04-2014

Referencia:

NICC : 1023000
 Edición : 5

Laboratorio de Control de Calidad e I+D

Atentamente,

Lurín, 03 de abril del 2013

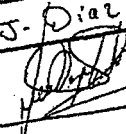
Formato CC-F 13
 Autorizado por: GMS
 Fecha: 06-01-10
 Edición: 1

DINO CAJAMARCA
CONTROL DE CALIDAD

INSERV **OK**

FECHA **16-07-13**

REVISADO POR **J. Díaz**

FIRMA 




Julio A. Velásquez Dávila
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 33615



Sika Perú S.A.
 Centro Industrial "Las Praderas de Lurín" S/N Mz. "B" Lote 5 y 6
 Lurín / Lima 15 - Perú
 Telf.: (51-1) 618-6080
 Fax: (51-1) 818-6070
www.sika.com.pe



7.3.2. Certificado de ensayo a tracción del acero.



SERVICIOS DE INGENIERIA
 ESTUDIOS DE GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y PAVIMENTOS

ING. JAVIER M. COLINA BERNAL

INDECOPI N° 00649-2007
 jacobher19@yahoo.com
 Celular: 976-699778 - RPM: 6766777

RUC N° 10266755282
 Av. 13 de Julio N° 252 - 7 - CAJAMARCA

CERTIFICADO DE ENSAYO A TRACCION SIMPLE

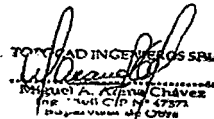
MATERIAL : BARRA CORRUGADA DE ACERO- SIDER PERU.
OBRA : CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS PARA TALLERES PARA TALLERES Y AULAS TECNOLOGIA DE UNA MULTIPLE C. S. C. SENATI - CAJAMARCA.
UBICACIÓN : BAÑOS DEL INCA- CAJAMARCA.
PETICIONARIO : CONSORCIO SOFIA


PROBETA N°	Fecha Ensayo	IDENTIFICACION	Carga Rotura Kg.	Diámetro Varilla cm	Resistencia Médma Kg./cm2	f'y Kg/cm2
1	14-05-13	VARILLA FIERRO CONSTRUCCION 5/8	15000	1.587	7583.11	5,813.72
2	14-05-13	VARILLA FIERRO CONSTRUCCION 3/4	21450	1.905	7625.71	4,882.05

OBSERVACIONES: Las barras han sido proporcionadas por el solicitante para las pruebas

Cajamarca, 14 de junio del 2013


Javier Colina Bernal
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 56967


 TOTALIDAD INGENIEROS SPA
 Miguel A. Chávez Carrasco
 Ing. Civil CIP N° 47371
 Proprietario del Oficio


Pablo A. Velásquez Delgado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 23918

7.6. PLANOS