



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UAC

TESIS

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD UMACHURCO -SAN SALVADOR, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)”

Presentado por

Cumpa Amanca, Jinmy

Quispe Mendoza, Brayan Heyson.

Para optar al Título Profesional de Ingeniero
Civil

Asesor:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

CUSCO-PERÚ

2019



Dedicatoria

A Dios

Por darme fuerza para continuar y seguir luchando en toda la serie de proyectos personales y profesionales.

A mis padres

Fernando Cumpa Sasari y Rolinda Maria Amanca

Por haberme brindado un inmenso amor y sacrificio todos estos años, gracias a ellos conseguí estar aquí y convertirme en la persona que soy en día.

A mis hermanos

Albert, Roli Yanina y Thonny Fernando

Por estar ahí presentes con su apoyo moral al largo de nuestras vidas.

A mi sobrina

Samantha Percca Cumpa

Por estar ahí presente, cambiando mi preocupación por un minuto de tranquilidad y alegría justo en los momentos de preocupación y estrés.

Jinmy Cumpa Amanca



A Dios

Por darme salud, fortaleza y sabiduría, por permitirme cumplir mis objetivos y por darme una familia tan unida y sobre todo unos padres tan amorosos.

A mis padres

Johnny Quispe Collado y Ana María Mendoza Ugarte

Por darme la vida y por haberme formado como la persona que soy en la actualidad, por tanto, amor y dedicación, por brindarme la oportunidad de estudiar y ser profesional, por enseñarme a luchar siempre por mis sueños hasta cumplirlos, muchos de mis logros se los debo a ustedes, gracias por todo lo que me dan. Los amo con todo el corazón.

A mis hermanos

Arnold Johnny

Por siempre apoyarme en cualquier reto y por ser el mejor amigo que cualquiera puede pedir, estoy seguro que siempre puedo contar contigo.

Gianella y Gabriela

Por estar siempre pendientes de lo que me pueda pasar por motivarme con sus palabras de aliento y por tanto cariño

Brayan Heyson Quispe Mendoza



Agradecimientos

A nuestra Universidad Andina del Cusco por la formación profesional que nos brindó y por tener ingenieros docentes de gran calidad.

A nuestra asesora Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas por su desatado y constante apoyo, porque gracias a su compromiso de trabajo de asesoría se ha logrado esta investigación de tesis.

A nuestros ingenieros dictaminantes Eliot Pezo Zegarra y Elvis Yuri Mamani Vargas por sus consejos y conocimientos compartidos en el proceso de esta investigación, gracias ingenieros sin su cooperación esta investigación no se habría logrado de esta manera tan satisfactoria.

A la directora de la Institución Educativa N° 50217 de la comunidad de Umachurco Nancy Cabrera Canales, por permitirnos realizar la investigación en el plantel que ella dirige.

Al Residente de obra Ingeniero Abel Jalisto Condori, por haber brindado la información técnica de la infraestructura en estudio.

A los amigos que de alguna manera u otra hicieron posible esta investigación.



Resumen

La investigación tiene por nombre “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA. N°50217 DE LA COMUNIDAD UMACHURCO-SAN SALVADOR, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)”. Esta investigación, tuvo como objetivo principal determinar el nivel de desempeño estructural del bloque 01 de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco, la cual es catalogada como una edificación esencial de acuerdo a la norma de diseño sismorresistente E-030, cuyo material predominante es de concreto armado y está estructurada en base a sistemas estructurales aporticados constituidos por columnas de Tipo L, T, rectangulares y vigas rectangulares, hasta el momento en el cual se terminó de realizar esta investigación la Institución Educativa N°50217 es la única estructura de concreto armado y esencial en la comunidad de Umachurco por lo que fue importante realizar un estudio sísmico que permita conocer el nivel de desempeño de la estructura y el comportamiento estructural ante diferentes demandas sísmicas. Se realizó la representación de la estructura en estudio, a través de un modelo 3D con asistencia del Software estructural CSI SAP 2000, en el que se realizó el análisis sísmico, iniciando con el análisis estático lineal, tomando en consideración la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 para obtener los primeros resultados de análisis de carácter sísmico en función a la normativa peruana, Seguidamente se comenzó a compilar la información necesaria para realizar el análisis estático no lineal según los lineamientos de las normativas americanas FEMA 356 y ATC 40, considerando en el modelo representativo la degradación de rigidez en los componentes estructurales con responsabilidad sismorresistente. Al aplicar el AENL Pushover Se generó la primera rotula plástica con una fuerza cortante de 122.93 Ton y desplazamiento de 1.11cm lo cual indica que a partir de este punto la estructura incursiona en el rango inelástico. El máximo desplazamiento se generó con una fuerza cortante de 282.06 Ton y 7.40cm de desplazamiento lateral, finalmente se determinó el nivel de desempeño, para un sismo de servicio la estructura posee un nivel de desempeño funcional, para sismo de diseño la estructura se encuentra en seguridad de vida y finalmente para la condición crítica (sismo máximo) esta estructura se encuentra en el colapso.

Palabras clave: Análisis Estático No Lineal, Patrón de Carga Lateral, Espectro de Capacidad, Punto de Desempeño, Nivel de Desempeño, Pushover



Abstract

The research is called “EVALUATION OF THE SISMORRESISTENT PERFORMANCE OF THE EDUCATIONAL INSTITUTION. No. 50217 OF THE UMACHURCO-SAN SALVADOR COMMUNITY, APPLYING THE NON-LINEAR STATIC ANALYSIS METHOD OF SUCCESSIVE CEDENCE (PUSHOVER)”. The main objective of this research was to determine the level of structural performance of block 01 of the Educational Institution No. 50217 of the Campesino Community of Umachurco, which is classified as an essential building according to the E-030 earthquake resistant design standard, whose predominant material is reinforced concrete and is structured based on structural systems provided consisting of columns of Type L, T, rectangular and rectangular beams, until the moment in which this research was completed the Educational Institution No. 50217 is the unique structure of reinforced concrete and essential in the community of Umachurco so it was important to carry out a seismic study that allows to know the level of performance of the structure and structural behavior before different seismic demands. The representation of the structure under study was carried out, through a 3D model with the assistance of the structural software CSI SAP 2000, in which the seismic analysis was carried out, starting with the linear static analysis, taking into consideration the Seismic Resistant Design Standard E -030 to obtain the first results of seismic analysis according to Peruvian regulations, Then the necessary information to perform the non-linear static analysis was compiled according to the guidelines of the American regulations FEMA 356 and ATC 40, considering in the representative model the degradation of stiffness in structural components with seismic-resistant responsibility. When applying the AENL Pushover, the first plastic label was generated with a shear force of 122.93 Ton and 1.11cm displacement, which indicates that from this point the structure enters the inelastic range. The maximum displacement was generated with a shear force of 282.06 Ton and 7.40cm of lateral displacement, finally the level of performance was determined, for a service earthquake the structure has a functional performance level, for design earthquake the structure is in life safety and finally for the critical condition (maximum earthquake) this structure is in collapse.

Keywords: Nonlinear Static Analysis, Side Load Pattern, Capacity Spectrum, Performance Point, Performance Level, Pushover



Introducción

A lo largo de la historia los sismos de gran escala han ocasionado grandes pérdidas económicas, sociales y culturales. Un elevado porcentaje de las víctimas cobradas por los sismos se debe al colapso de las estructuras debido a que estas no poseían una resistencia adecuada para soportar cargas laterales; en la actualidad nuestra norma peruana E- 030 indica claramente en su filosofía de diseño sismorresistente que la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas al experimentar movimientos sísmicos severos, debería soportar movimientos del suelo pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables y algunas estructuras consideradas como esenciales deberían permanecer en condiciones operativas luego de un sismo severo, ya que se busca evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños en la propiedad. Es por ello que los especialistas en ingeniería estructural continúan con la búsqueda constante de metodologías y uso de herramientas para realizar un análisis sísmico más aproximado a la realidad; uno de los procedimientos que se ha venido desarrollando es el método de análisis no lineal de cedencia sucesiva también conocido como método Pushover, éste análisis se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales, aplicando cargas laterales incrementales para observar la formación secuencial de rotulas plásticas. El objetivo principal del análisis no lineal de cedencia sucesiva es obtener la curva capacidad - demanda de la estructura en la cual podemos comparar la capacidad resistente de la estructura con la demanda a diferentes niveles de sollicitación sísmica. De acuerdo a la norma de diseño sismorresistente E-030, la institución educativa N°50217 se cataloga como una edificación esencial la cual puede servir de refugio después de un desastre, por lo que resulta importante su estudio sísmico cuando ésta se vea solicitada más allá de su rango elástico, ya que al someterse a sismos de gran escala la estructura puede sufrir daños estructurales.

La concepción estructural sismorresistente propuesta por la normativa E-030 de diseño sismorresistente recomienda que las estructuras deben poseer una resistencia adecuada frente a cargas laterales y una ductilidad adecuada para soportar deformaciones inelásticas. En esta investigación se evaluó el nivel de desempeño de la estructura de la Institución Educativa N° 50217 de la comunidad campesina de Umachurco mediante la asistencia computacional del software estructural CSI SAP 2000, aplicando la metodología de análisis no lineal Pushover, apoyándose en las propuestas técnicas de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA 356), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) y por supuesto la Norma Técnica Peruana de diseño sismorresistente E-030, de esta manera el software después del análisis



muestra la curva de capacidad de la estructura para poder determinar el nivel de desempeño a partir de la formación secuencial de rotulas plásticas con la finalidad de tener una mejor percepción del mecanismo de falla frente a las diferentes demandas sísmicas.

En el capítulo I se realizó un diagnóstico de la situación problemática, el cual fue objeto de esta investigación, en el que se describe, justifica y formula el problema de investigación. Así mismo se planteó los objetivos para el término de la investigación, se formuló el tipo, nivel y método de investigación. El capítulo II expresa la información seleccionada a partir de la bibliografía pertinente de investigaciones precedentes a esta en el ámbito nacional e internacional acerca de la evaluación del desempeño de las estructuras considerando la metodología de análisis no lineal de cedencia sucesiva Pushover. El capítulo III contempla la metodología con la cual se sustenta esta investigación, el capítulo IV muestra los resultados obtenidos en la investigación, el capítulo V expone las discusiones acerca de esta investigación y posteriormente se muestran las conclusiones en relación a los objetivos trazados para esta investigación.



Índice General

Dedicatoria i

Agradecimientos..... iii

Resumen iv

Introducción vi

Índice General viii

Índice de Tablas xiv

Índice de figuras xxi

CAPITULO I: Planteamiento del problema 1

1.1. Identificación del problema..... 1

1.1.1. Descripción del problema..... 1

1.1.2. Formulación interrogativa del problema 4

1.2. Justificación e importancia de la investigación 5

1.2.1. Justificación técnica..... 5

1.2.2. Justificación social..... 6

1.2.3. Justificación por viabilidad..... 7

1.2.4. Justificación por relevancia 8

1.3. Limitaciones de la investigación 9

1.3.1. Limitación por el tipo de estudio 9

1.4. Objetivo de la investigación 11

1.4.1. Objetivo general 11

1.4.2. Objetivos específicos 12

II. CAPITULO II: Marco teórico 14



2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual.....	14
2.1.1. Antecedentes a nivel nacional	14
2.1.2. Antecedentes a nivel internacional.....	17
2.2. Aspectos teóricos pertinentes	19
2.2.1. Concepto de sismo	19
2.2.2. Ondas sísmicas	20
2.2.3. Peligro sísmico	23
2.2.5. Comportamiento de los materiales de construcción.....	30
2.2.5. Comportamiento no lineal de estructuras de concreto armado	42
2.2.6. Diseño por desempeño	43
2.2.7. Amenaza sísmica.....	47
2.2.8. Niveles de desempeño según FEMA 356	49
2.2.9. Niveles de desempeño según ATC.....	49
2.2.10. Interpretación de los niveles de desempeño designados por SAP 2000	51
2.2.10. Capacidad estructural	51
2.2.11. Curva capacidad	52
2.2.12. Análisis estático no lineal.....	53
2.2.13. Métodos de análisis sísmico	54
2.2.14. Análisis estático no lineal (método Pushover)	56
2.2.15. Patrones de carga lateral.....	58
2.2.16. Relación momento (M) – curvatura (ϕ)	60
2.2.16.2. Diagrama momento – curvatura.....	62



2.2.17. Relaciones momento- giro 67

2.2.18. Rotulas plásticas 72

2.2.19. Representación bilineal de la curva capacidad 77

2.2.20. Fluencia efectiva 77

2.2.20. Punto de desempeño 79

2.2.21. Método de los coeficientes de desplazamiento según FEMA 356 79

2.2.22. Método espectro capacidad ATC -40 85

2.2.23. Determinación del punto de desempeño 87

2.3.1. Hipótesis general 89

2.3.2. Sub hipótesis 89

2.4. Definición de variables 91

2.4.1. Variables independientes 91

2.4.2. Variables dependientes 91

2.4.3. Cuadro de operacionalización de variables 92

CAPITULO III: Metodología 93

3.1. Metodología de la investigación 93

3.1.1. Enfoque de la investigación 93

3.1.2. Nivel de la investigación 93

3.1.3. Método de la investigación 93

3.2. Diseño de la investigación 94

3.2.1. Diseño metodológico 94

3.2.2. Diseño de ingeniería 94



3.3. Población y Muestra..... 97

3.3.1. Población..... 97

3.3.2. Muestra..... 98

3.3.3. Criterios de inclusión 106

3.4. Instrumentos 107

3.4.1. Instrumentos metodológicos 107

3.4.2. Instrumentos de ingeniería 137

3.5. Procedimiento de recolección de datos 140

3.5.1. Contraste de dimensiones in situ..... 140

3.5.1.1. Instrumentos utilizados 141

3.5.1.3. Toma de datos 142

3.5.2. Determinación de las coordenadas del centro de masas 147

3.5.3. Método de prueba estándar para determinar el índice de rebote del concreto endurecido
..... 148

3.5.5. Relación momento curvatura de los elementos estructurales..... 155

3.5.6. Parámetros sísmicos 158

3.5.7. Regularidad Estructural..... 160

3.6. Procedimientos de Análisis de datos 161

3.6.1. Contraste de las dimensiones de los elementos estructurales 161

3.6.3. Determinación del centro de masas de la estructura 168

3.6.8. Estimación de la resistencia a compresión $f'c$ del concreto mediante el ensayo de índice
de rebote utilizando el esclerómetro..... 169



3.6.7. Diagramas momento curvatura 172

3.6.8. Diagramas momento- rotación 178

3.6.4. Estimación del Peso sísmico 183

3.6.3. Metrado de cargas verticales 184

3.6.5. Fuerza Cortante en la base y distribución de carga en altura 189

3.6.6. Análisis Estático de Fuerzas Equivalentes y Análisis Dinámico Modal Espectral 191

3.6.10 Asignación de rotulas plásticas en vigas 194

3.6.11 Asignación de rotulas plásticas en columnas 197

3.6.9. Patrones de carga lateral..... 200

3.6.12 Demanda Sísmica..... 204

3.6.12. Selección de la Curva de Capacidad de la estructura. 207

3.6.14. Obtención de las Primeras Rotulas Plásticas..... 210

3.6.15. Cálculo de la fuerza cortante basal que origina el máximo desplazamiento..... 212

3.6.13. Punto de desempeño mediante el método de los coeficientes – FEMA 356..... 214

3.6.14. Nivel de desempeño según ATC-40..... 218

3.6.15. Control de Derivas 220

3.6.16. Ductilidad de la Estructura para Distintas Solicitaciones Sísmicas 221

CAPITULO IV: Resultados 223

4.1. Desplazamiento máximo y fuerza cortante máxima antes de llegar al colapso 223

4.2. Desplazamiento y fuerza cortante para el punto de desempeño para cada solicitud
sísmica..... 223



4.3. Desplazamiento y fuerza cortante basal cuando se origina las primeras rotulas plásticas 224

4.4. Determinación de la ductilidad de desplazamiento de la estructura según FEMA 356
225

4.5. Comparación entre el periodo efectivo del análisis estático no lineal y el periodo
fundamental a partir del análisis dinámico modal espectral 225

4.5. Comparación entre las distorsiones de entrepiso del análisis dinámico según la norma E-
030 y del análisis estático no lineal según FEMA 356 226

4.6. Nivel de desempeño de la estructura según los lineamientos FEMA 356 y ATC -40 227

4.6.1. Nivel de Desempeño según FEMA 356 227

4.6.2. Nivel de desempeño de la estructura según ATC-40 228

CAPITULO V: Discusión 229

Glosario 239

Conclusiones 241

Conclusión N°01 241

Conclusión N°2: 242

Conclusión N°3: 242

Conclusión N°4: 243

Conclusión N°5: 243

Conclusión N°6: 244

Conclusión N°7: 244

Recomendaciones 245

Bibliografía 246

Anexos 248



Índice de Tablas

Tabla 1: Factores de zona sísmica..... 24

Tabla 2: Diámetros de las varillas del acero de refuerzo 40

Tabla 3: Niveles de probabilidad de ocurrencia sísmica según FEMA 356 49

Tabla 4: Niveles de desempeño – ATC 40..... 51

Tabla 5: Parámetros numéricos aceptables, para modelar el comportamiento no lineal de vigas
..... 68

Tabla 6: Parámetros numéricos aceptables, para modelar el comportamiento no lineal de
columnas..... 70

Tabla 7: Valores para el factor C_o 82

Tabla 8: Niveles de comportamiento estructural (Estimación del factor C_2)..... 83

Tabla 9: Valores de la rigidez efectiva de los componentes estructurales 84

Tabla 10: Niveles de desempeño según el rango de desplazamiento..... 85

Tabla 11: Variables Independientes. 91

Tabla 12: Variables dependientes. 91

Tabla 13: Características generales del bloque 01 de la I.E. N°50217 99

Tabla 14: Distribución de ejes del bloque 01 de la I.E. N°50217 100

Tabla 15: Propiedades del concreto 102

Tabla 16: Resistencia a la compresión de los elementos estructurales (Expediente técnico) 102

Tabla 17: Características del acero de refuerzo 102

Tabla 18: Propiedades del acero de refuerzo 103

Tabla 19: Recubrimiento de los elementos estructurales 103

Tabla 20: Tipos de columnas – Bloque 01 I.E. Umachurco 104

Tabla 21: Tipos de vigas – Bloque 01 I.E. Umachurco 105

Tabla 22 : Instrumentos metodológicos 107



Tabla 23: Guías documentarias 108

Tabla 24: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-1 143

Tabla 25: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-2 143

Tabla 26: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-3 143

Tabla 27: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-4 144

Tabla 28: Contraste de dimensiones en vigas tipo VP-25cm x 50cm..... 145

Tabla 29: Contraste de dimensiones en vigas tipo VP-25cm x 60cm..... 145

Tabla 30: Contraste de dimensiones en vigas tipo VS-25cm x 45cm..... 146

Tabla 31: Contraste de dimensiones en muros de albañilería sentido X-X 146

Tabla 32: Contraste de dimensiones en muros de albañilería sentido Y-Y 147

Tabla 33: Contraste de dimensiones en muros de albañilería sentido Y-Y Eje 17 147

Tabla 34: Contraste de ubicación y dimensiones de ejes sentido X-X 147

Tabla 35: Contraste de ubicación y dimensiones de ejes sentido Y-Y 147

Tabla 36: Posición del centro de gravedad..... 148

Tabla 37: Toma de datos ensayo Índice de Rebote en elementos estructurales..... 154

Tabla 38 : Datos Momento- Curvatura de las columnas del bloque 01 de la I.E. N° 50217 Umachurco 157

Tabla 39 : Datos Momento- Curvatura de las vigas del bloque 01 de la I.E. N° 50217 Umachurco 157

Tabla 40 : Características propias de la estructura bloque 01 de la I.E. 50217 Umachurco. 158

Tabla 41 : Factor de zona según norma E-030..... 158

Tabla 42 : Periodos “Tp” y “TL” 159

Tabla 43 : Factor de suelo “S” 159

Tabla 44 : Parámetros de sitio de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco ... 159



Tabla 45 : Factor de amplificación sísmica “C” para la estructura del Bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco..... 159

Tabla 46 : Irregularidades en altura de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 160

Tabla 47 : Irregularidades en planta de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 161

Tabla 48 : Factores de irregularidad de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 161

Tabla 49 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-01 respecto al expediente técnico 162

Tabla 50 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-02 respecto al expediente técnico 162

Tabla 51 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-03 respecto al expediente técnico 162

Tabla 52 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-04 respecto al expediente técnico 162

Tabla 53 : Contraste de las dimensiones de las vigas tipo VP-25cn x 50cm respecto al expediente técnico 163

Tabla 54 : Contraste de las dimensiones de las vigas tipo VP-25cn x 60cm respecto al expediente técnico 164

Tabla 55 : Contraste de las dimensiones de las vigas tipo VS-25cn x 45cm respecto al expediente técnico 164

Tabla 56 : Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería en la dirección X-X respecto al expediente técnico..... 165



Tabla 57 : Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería en la dirección Y-Y respecto al expediente técnico..... 166

Tabla 58 : Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería en la dirección Y-Y eje 17 respecto al expediente técnico..... 166

Tabla 59 : Dimensiones de ejes sentido X-X 167

Tabla 60 : Dimensiones de ejes sentido Y-Y 167

Tabla 61 : Centro de gravedad de la estructura bloque 01 de la I.E. N° 50217 169

Tabla 62: Datos recolectados del ensayo índice de Rebote para la muestra de análisis 170

Tabla 63: Calculo de Mediana y Promedio de los índices de Rebote para la muestra de análisis 171

Tabla 64: Interpolación de la mediana según la aplicación del esclerómetro..... 171

Tabla 65: Resultados de Estimación de f^c 171

Tabla 66: Ductilidad de la sección C-01 173

Tabla 67: Datos obtenidos momento curvatura C-1..... 173

Tabla 68: Diagrama Momento – Curvatura VP 25cmx50cm 175

Tabla 69: Momento – Curvatura columnas del bloque 01 de la I.E. N°50217 176

Tabla 70: Momento – Curvatura de las vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 176

Tabla 71: Diagrama Momento – Curvatura de las vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco..... 177

Tabla 72: Momento – Rotación de la viga VP 25cm x 45cm 179

Tabla 73: Criterios de aceptación para la viga VP 25cm x 45cm 179

Tabla 74: Momento – Rotación de la columna tipo C-1 180

Tabla 75: Criterios de aceptación para la columna tipo C-1 180

Tabla 76: Peso sísmico de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 183



Tabla 77: Peso sísmico de la estructura en cada nivel 184

Tabla 78: Consideraciones técnicas de los materiales que conforman la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 185

Tabla 79: Sobrecarga correspondiente a la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 185

Tabla 80: Consideraciones técnicas de sobrecarga en techos inclinados según la norma E-020 185

Tabla 81: Metrado de cargas verticales 186

Tabla 82: Metrado de cargas verticales correspondientes a las losas de techo de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 186

Tabla 83: Factores de uso 189

Tabla 84: Periodo fundamental de vibración de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 190

Tabla 85: Parámetros sísmicos de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco .. 190

Tabla 86: Distribución de la fuerza sísmica en altura de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 190

Tabla 87: Aceleración espectral para la dirección de análisis Y-Y 192

Tabla 88: Fuerza cortante estática- SAP 2000 de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 193

Tabla 89: Cortante dinámica de la estructura bloque 01 I.E. N°50217 Umachurco 193

Tabla 90: Comparación entre la cortante estática y dinámica de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 193

Tabla 91: Disposición de rotulas en vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 196



Tabla 92: Disposición de rotulas en columnas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 199

Tabla 93: Cálculo de Patrón de Carga Lateral Proporcional a los Valores de C_{vy} 201

Tabla 94: Calculo del patrón de carga lateral de forma triangular 202

Tabla 95: Calculo de patrón de carga lateral proporcional a la masa de entrepiso. 202

Tabla 96: Calculo de patrón de carga lateral de carga uniforme. 202

Tabla 97: Calculo de patrón de carga lateral proporcional a la forma de modo en sentido Y-Y 202

Tabla 98: Registro de la formación de rotulas plasticas en la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco. 211

Tabla 99: Datos del Fuerza cortante basal y fuerza cortante basal para la formación de primera rotula plástica. 211

Tabla 100: Registro de la cantidad de rotulas plasticas del maximo desplazamiento de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco. 213

Tabla 101: Punto de desempeño, rigideces y periodos para distintas sollicitacones sismicas. 217

Tabla 102: Cuadro de verificación del desplazamiento objetivo según el metodo de los coeficientes FEMA 356. 217

Tabla 103: Calculo del error del desplazamiento objetivo mediante software y calculo manual 217

Tabla 104: Registro de los valores de Pseudo desplazamiento y Pseudo aceleraciones del espectro capacidad y distintas demandas sismicas según ATC-40 219

Tabla 105: Resumen de los puntos de desempeño según ATC-40 para diferentes eventos sismicos 220

Tabla 106: Resumen de las derivas de entrepiso para el analisis lineal según NTP E-030 Y analisis estatico no lineal según FEMA356 221



Tabla 107:Ductilidad de desplazamiento de la estructura para distintas sollicitaciones sismicas 222

Tabla 108: Punto de desempeño según los lineamientos FEMA 356 223

Tabla 109: Punto de desempeño según los lineamientos ATC-40..... 224

Tabla 110: Fragmento del registro de formación de rotulas plásticas..... 224

Tabla 111: Ductilidad de desplazamiento para distintas sollicitaciones sísmicas según FEMA 356..... 225

Tabla 112: Comparación de los periodos efectivos respecto al periodo fundamental según FEMA 356..... 226

Tabla 113: Comparación de los periodos efectivos respecto al periodo fundamental según ATC-40..... 226

Tabla 114:Comparación de distorsiones de entrepiso de los análisis no lineales FEMA 356 respecto al análisis dinámico E-030 226

Tabla 115:Valores de desplazamiento y cortante para diferentes sollicitaciones sísmicas FEMA 356..... 227

Tabla 116:Valores de desplazamiento y cortante para diferentes sollicitaciones sísmicas ATC - 40..... 228

Tabla 117:Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño sísmico (VISION 2000) 231

Tabla 118: Niveles de desempeño esperados y calculados según SEAOC Comité Visión 2000 para la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 232

Tabla 119: Desplazamientos elásticos e inelásticos que experimenta la estructura frente a distintos eventos sísmicos 236

Tabla 120: Porcentaje de agrietamiento en la estructura para una sollicitación extrema..... 237

Tabla 121: Fuerza cortante calculada para cada punto en la ecuación característica..... 238



Índice de figuras

Figura Nro. 1: Vista fronta del bloque 01 de Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco en etapa de construcción 2

Figura Nro. 2: Vista externa del bloque 01 de Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco en etapa de construcción 3

Figura Nro. 3: Ubicación Geográfica del Objeto de Estudio 4

Figura Nro. 4: Beneficiarios directos de la investigación (población estudiantil y plana docente) de la I.E.N°50217 Umachurco. 7

Figura Nro. 5: Proceso de Subducción..... 20

Figura Nro. 6: Ondas sísmicas según su propagación en la tierra..... 22

Figura Nro. 7: Esquema de las características de las ondas sísmicas 23

Figura Nro. 8: Mapa de zonificación sísmica del Perú 24

Figura Nro. 9: Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta ... 26

Figura Nro. 10: Gráfico indicativo de las curvas de aceleraciones para diferentes factores de amortiguamiento..... 27

Figura Nro. 11: grafico indicativo del espectro de diseño 28

Figura Nro. 12: Espectro de respuesta inelástica con factor de reducción R 29

Figura Nro. 13: Ciclo histórico de cargas..... 30

Figura Nro. 14: Curvas típicas del concreto en compresión 31

Figura Nro. 15: Modelo de Hognestad..... 33

Figura Nro. 16: Modelo de Kent & Park para concreto confinado por estribos rectangulares 34

Figura Nro. 17: Modelo de Mander 35

Figura Nro. 18: Curva esfuerzo-deformación para el modelo confinado de Mander 36

Figura Nro. 19: Curva esfuerzo-deformación para el modelo confinado y no confinado de Mander 38



Figura Nro. 20: Varillas de refuerzo 39

Figura Nro. 21: Modelo elastoplástico del acero 41

Figura Nro. 22: Modelo esfuerzo – deformación trilineal para el acero 42

Figura Nro. 23: Diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en el desempeño... 45

Figura Nro. 24: Esquema de los niveles de desempeño según SEAOC 47

Figura Nro. 25: Objetivos de Desempeño según Comité Visión 2000 (SEAOC) 48

Figura Nro. 26: Representación del Método del Espectro de Capacidad en el ATC 40. 50

Figura Nro. 27: Interpretación de los niveles de desempeño designados por SAP 2000..... 51

Figura Nro. 28: Representación del Análisis Pushover..... 52

Figura Nro. 29: Representación de la curva capacidad..... 52

Figura Nro. 30: Representación del Análisis estático no lineal con carga triangular distribuida..... 53

Figura Nro. 31: Representación del Método del Espectro de Capacidad en el ATC 40. 55

Figura Nro. 32: Ilustración del análisis estático no lineal Pushover. 56

Figura Nro. 33: Ejemplo de análisis monotonico y curva capacidad..... 56

Figura Nro. 34: Ejemplo de análisis monotonico y curva capacidad..... 57

Figura Nro. 35: Ejemplo del procedimiento de análisis Pushover 58

Figura Nro. 36: Caso de carga lateral proporcional a la forma de modo fundamental 58

Figura Nro. 37: Caso de carga lateral proporcional a la masa de entrepiso 59

Figura Nro. 38: Caso de carga lateral proporcional a los valores C_{vx} 59

Figura Nro. 39: Puntos notables en la curva momento - curvatura..... 61

Figura Nro. 40: Representación del momento curvatura 61

Figura Nro. 41: Diagrama momento- curvatura..... 62

Figura Nro. 42: Sección doblemente reforzada..... 62

Figura Nro. 43: Curvatura de agrietamiento idealizada en sección doblemente reforzada..... 63



Figura Nro. 44: Estado de Cedencia Caso: comportamiento lineal 64

Figura Nro. 45: Estado de Cedencia Caso: comportamiento no lineal superando el 70% de f_c 64

Figura Nro. 46: Estado de Cedencia Caso: estado de agotamiento..... 65

Figura Nro. 47: Condición $\mu\phi > 1$ (sub-reforzada)..... 66

Figura Nro. 48: Condición $\mu\phi = 1$ (balanceada) 67

Figura Nro. 49: Ilustración del momento - giro 67

Figura Nro. 50: Criterios de identificación de respuesta para una viga 71

Figura Nro. 51: Criterios de identificación de respuesta para una columna 72

Figura Nro. 52: Representación de la plastificación de un elemento estructural..... 72

Figura Nro. 53: Ilustración de las rotulas plásticas en las estructuras..... 73

Figura Nro. 54: Ejemplo de aplicación-mecanismo de falla en vigas..... 73

Figura Nro. 55: Ejemplo de aplicación-ángulos de rotación de la viga 74

Figura Nro. 56: Ejemplo de aplicación-momentos actuantes para una carga P..... 74

Figura Nro. 57: Ejemplo de aplicación – modelo de la viga luego de obtener la primera rotula plástica..... 75

Figura Nro. 58: Ejemplo de aplicación-primera rotula plastica 75

Figura Nro. 59: Ejemplo de aplicación-momentos actuantes para una carga P2..... 76

Figura Nro. 60: Ejemplo de aplicación-rotulas plásticas en los extremos de la viga..... 76

Figura Nro. 61: Ilustración de punto de fluencia efectiva en la curva capacidad 77

Figura Nro. 62: Ilustración del criterio de rigideces tangentes 78

Figura Nro. 63: Ilustración del criterio de las áreas iguales..... 78

Figura Nro. 64: representación de las áreas iguales (curva capacidad & modelo bilineal) 79

Figura Nro. 65: Representación bilineal de la curva capacidad..... 80

Figura Nro. 66: Curva Pushover representando K_i, K_e 81



Figura Nro. 67: Sectorización de la curva capacidad..... 85

Figura Nro. 68: Espectro de capacidad - demanda..... 86

Figura Nro. 69: Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante 88

Figura Nro. 70: Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos 88

Figura Nro. 71: Intersección de la curva capacidad y la curva de amortiguamiento variable 89

Figura Nro. 72: Flujograma de procedimiento (Parte I) para determinar el nivel de desempeño de la I.E. N°50217 Umachurco 95

Figura Nro. 73: Flujograma de procedimiento (Parte II) para determinar el nivel de desempeño de la I.E. N°50217 Umachurco 96

Figura Nro. 74: Bloque 01 de la I. E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco..... 97

Figura Nro. 75: Vista en planta del bloque 01 de la I. E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco. 97

Figura Nro. 76: Pórtico H del bloque 01 de la I.E. N°50217 99

Figura Nro. 77: Vista frontal del Modelo 3D del bloque 01 de la I.E. N°50217 100

Figura Nro. 78: Vista posterior del Modelo 3D del bloque 01 de la I.E. N°50217..... 100

Figura Nro. 79: Planta baja del bloque 01de la I.E. N°50217..... 101

Figura Nro. 80: Modelo estructural 3D del bloque 01 de la I.E N°50217 101

Figura Nro. 81: Modelo 3D de los muros del bloque 01 de la I.E. N° 50217..... 103

Figura Nro. 82: Instrumentos para el ensayo de Índice de rebote..... 137

Figura Nro. 83: Cintas métricas utilizadas en el contraste de dimensiones en el bloque 01 de la I.E. N° 50217..... 137

Figura Nro. 84: Figura N°1 cámara fotográfica 138

Figura Nro. 85: Equipos de protección personal para realizar los trabajos en campo 138



Figura Nro. 86: Documentos normativos utilizados en la investigación 139

Figura Nro. 87: Softwares computacionales utilizados en la investigación..... 140

Figura Nro. 88: Colecta de datos –dimensiones entre ejes 141

Figura Nro. 89: Colecta de datos- dimensiones del ladrillo Figura Nro. 90: Colecta de
datos- dimensiones de entrepisos 142

Figura Nro. 91: Colecta de datos – dimensiones de los muros 142

Figura Nro. 92: Ensayo de rebote del concreto endurecido 149

Figura Nro. 93: limpieza de elementos estructurales haciendo uso de la piedra abrasiva... 150

Figura Nro. 94: Ejemplo del trazado del cuadrículas para el ensayo índice de rebote del concreto
endurecido 150

Figura Nro. 95: Trazado de cuadrícula en la columna tipo C-04 del bloque 01 de la I.E N°50217
..... 151

Figura Nro. 96: Trazado de cuadrícula de una viga de 25cmx45cm del bloque 01 de la I.E
N°50217 151

Figura Nro. 97: Curvas características del esclerómetro según la posición de aplicación del
golpe de rebote 152

Figura Nro. 98: Ensayo de índice de rebote en columna tipo C-04 (posición de golpe A.... 153

Figura Nro. 99: Ensayo de índice de rebote en viga (posición de golpe C)..... 153

Figura Nro. 100: Ensayo de índice de rebote- lectura del número de rebote 153

Figura Nro. 101: Ensayo de índice de rebote en columna tipo C-01 (posición de golpe
A)..... 154

Figura Nro. 102: Sección de la columna Tipo C-01 en Section Designer 156

Figura Nro. 103: Disposición de muros en la dirección de análisis X-X..... 165

Figura Nro. 104: Disposición de muros en la dirección de análisis X-X..... 166

Figura Nro. 105: Disposición de muros en la dirección de análisis Y-Y eje 17 166

Figura Nro. 106: disposición de ejes del bloque 01 de la I.E. N°50217 168



Figura Nro. 107: Flujograma de la estimación de la resistencia a compresión $f'c$ del Concreto 170

Figura Nro. 108: Ubicación del Valor de la mediana. 171

Figura Nro. 109: Diagrama momento-curvatura de la columna C-01 173

Figura Nro. 110: Diagrama momento-curvatura simplificado de la columna C-01 173

Figura Nro. 111: Diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50 cm con SAP2000..... 174

Figura Nro. 112: Diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50 cm con calculo manual 174

Figura Nro. 113: Diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50 cm (SAP 2000 vs calculo manual) 175

Figura Nro. 114: Diagramas momento-curvatura simplificado de las columnas de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 176

Figura Nro. 115: Diagrama momento-curvatura de las vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 177

Figura Nro. 116: Definición del momento-giro en el software CSI SAP 2000 179

Figura Nro. 117: Diagrama momento-rotación de la viga VP 25cm x 45cm 180

Figura Nro. 118: Diagrama momento-rotación de la columna tipo C-1 181

Figura Nro. 119: Diagrama momento-rotación normalizado para la viga VP 25cm x 45cm 181

Figura Nro. 120: Diagrama momento-rotación normalizado para la columna C-01 182

Figura Nro. 121: Idealización de la estructura – Modelo 02 gdl - bloque 01 I.E N°50217. 184

Figura Nro. 122: Ejemplo de cargas verticales de forma triangular del eje I correspondiente al techo de la estructura..... 187

Figura Nro. 123: I Ejemplo de cargas verticales de forma trapezoidal del eje I correspondiente al techo de la estructura..... 187



Figura Nro. 124: Modelo Estructural del Bloque 01 I.E. N°50217 Umachurco SAP 2000 .. 188

Figura Nro. 125: Asignación de cargas al modelo estructural en SAP 2000 bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco..... 188

Figura Nro. 126: Distribución de fuerzas cortantes en altura 191

Figura Nro. 127: Espectro inelástico de Pseudo – Aceleraciones para la dirección Y-Y de la estructura 192

Figura Nro. 128: flujograma de cálculo de ubicación de Rotulas Plásticas en vigas..... 194

Figura Nro. 129: Ejemplo de la disposición de rotulas plásticas en vigas 195

Figura Nro. 130: Flujograma de cálculo de rotulas plásticas en columnas..... 197

Figura Nro. 131: ejemplo de la disposición de rotulas plásticas en columnas..... 198

Figura Nro. 132: Flujograma de Patrones de Carga Lateral. 201

Figura Nro. 133: Representación del patrón de carga lateral proporcional a los valores de C_{vy} 203

Figura Nro. 134: Representación del patrón de carga lateral de forma triangular..... 203

Figura Nro. 135: Representación del patrón de carga lateral proporcional a la masa de entrepiso. 203

Figura Nro. 136: Representación del patrón de carga lateral de forma uniforme..... 204

Figura Nro. 137: Representación del patrón de carga lateral proporcional a primera forma de modo en Sentido Y..... 204

Figura Nro. 138: Espectros de diseño, servicio y máximo..... 207

Figura Nro. 139: Flujograma de la selección de la curva capacidad de la estructura 208

Figura Nro. 140: Curvas de capacidad para distintos patrones de carga lateral de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco..... 209

Figura Nro. 141: Curva capacidad (C_{vy} de la estructura del bloque 01de la I.E. N°50217 Umachurco Seleccionada para el análisis) 210



Figura Nro. 142: Aparición de las primeras rotulas en la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 luego de aplicar el análisis Pushover 210

Figura Nro. 143: Ubicación del Primera Rotula dentro del Curva de Capacidad..... 212

Figura Nro. 144: Mecanismo final de falla de rotulas plásticas antes del colapso para la condición de máximo desplazamiento de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco 213

Figura Nro. 145: Ubicación del Máximo desplazamiento dentro de la curva de capacidad.. 214

Figura Nro. 146: Bilinealización de la curva capacidad por el método de los coeficientes FEMA 356..... 215

Figura Nro. 147: Representación de K_i (rigidez inicial sin agrietamiento) y K_{ef} (rigidez efectiva) luego de la aplicación del análisis Pushover ocasionando la degradación de la estructura. .. 216

Figura Nro. 148: Espectro de Capacidad para el Sismo muy raro (máximo) 218

Figura Nro. 149: Espectro de Capacidad para el Sismo de Servicio..... 219

Figura Nro. 150: Comparación de derivas de entrepiso para el analisis lineal según NTP E-030 Y analisis estatico no lineal según FEMA356 220

Figura Nro. 151: Ubicación de los puntos de cedencia y objetivo máximo dentro de la curva capacidad bilinealizada 222

Figura Nro. 152: Ubicación de desplazamiento lateral máximo y su correspondiente fuerza cortante basal..... 223

Figura Nro. 153: Mecanismo de falla para la formación de la primera rotula plástica..... 225

Figura Nro. 154: Ubicación de los puntos de desempeño para distintas sollicitaciones sísmicas dentro de la curva capacidad sectorizada según FEMA 356..... 227

Figura Nro. 155: Ubicación de los puntos de desempeño para distintas sollicitaciones sísmicas dentro de la curva capacidad sectorizada según ATC-40. 228

Figura Nro. 156: Capacidad estructural en términos de desplazamiento lateral. 231



Figura Nro. 156: Factor de reducción calculado vs el factor de reducción asumido por la norma E-030 235

Figura Nro. 157: Representación de los desplazamientos elástico e inelástico en el nivel tope de la estructura 236

Figura Nro. 158: Representación de la ecuación característica en la curva capacidad 238



CAPITULO I: Planteamiento del problema

1.1. Identificación del problema

1.1.1. Descripción del problema

El diseño estructural sismorresistente de edificaciones busca que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos; sismos moderados, pudiéndose realizar la reparación de la estructura sin afectar su operacionalidad y soportar sismos de mayor intensidad que podrían colocar a la estructura en un estado de colapso después del evento. La filosofía de diseño sismorresistente incluida en la normativa peruana E-030 y en la mayoría de normativas y códigos extranjeros de diseño sismorresistente del mundo, están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica a través del llamado espectro de diseño, el mismo que es una representación numérica reducida del espectro de respuesta elástica ya que si la estructura fuera diseñada para este espectro elástico se estaría preparando a esta, para resistir cargas laterales en su rango elástico sin sufrir ningún daño, pero esto no sería técnica ni económicamente factible, es por ello que la norma E-030 señala trabajar con el espectro de diseño, para que la estructura tenga incursiones en el rango inelástico, esto quiere decir, que la estructura al ser sometida a cargas laterales de sismo, algunos de sus elementos estructurales, deberían entrar en cedencia, sin que la estructura llegue a colapsar. Estas consideraciones de reducción no reconocen claramente que la estructura pueda tener daños sustanciales y/o pérdida asociadas a un sismo de gran intensidad ya que ante el evidente silencio sísmico en la región del Cusco las estructuras no han sido probadas y evaluadas en tales condiciones, por lo que el tema de seguridad ante un sismo de grandes intensidades sería casi nulo, por lo que se hace importante evaluar el desempeño de las estructuras en términos de un potencial daño post desastre, bajo estas premisas, entramos en la necesidad de incluir otras metodologías y herramientas de análisis en el diseño sismorresistente de las estructuras, es decir, una inclusión al concepto de diseño por resistencia con el diseño por desempeño sismorresistente como estrategia de aproximación al comportamiento real de la estructura, también es importante atender las necesidades sociales con carácter técnico sismorresistente de las poblaciones alejadas de las zonas urbanas e inmiscuir las nuevas metodologías y herramientas tecnológicas para salvaguardar la vida de las personas en caso de movimientos telúricos de gran magnitud, porque en la mayoría de las poblaciones alejadas los habitantes autoconstruyen sus viviendas con adobe, el cual es bastante vulnerable al colapso en caso de movimiento sísmico y muchas veces la esperanza de vida o refugio post desastre está en los

edificios esenciales como colegios u hospitales. Que en este caso vendría a ser la I. E. N°50217 en la comunidad de Umachurco – San Salvador el cual es la única estructura esencial en la zona, construida de concreto armado con sistema estructural aporticado y alberga una población estudiantil de 115 escolares, un equipo de docentes y administrativos, en tal sentido se plantea la evaluación por desempeño sismorresistente de esta estructura, aplicando la metodología de análisis estático no lineal (AENL) de cedencia sucesiva (Pushover) para conseguir determinar la curva capacidad – demanda de la estructura, la misma que sirve para establecer el punto de desempeño de dicha estructura para diferentes niveles de sollicitación sísmica. Para conseguir estos objetivos esta investigación se apoya en la normativas y propuestas técnicas de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias FEMA 356 y el Consejo de Tecnología Aplicada ATC-40.

El documento “Prestandar and Conmentary for the Seismic Rehabilitation of Building” FEMA 356 propone el cálculo del punto de desempeño a través del cálculo del desplazamiento máximo con el método de los coeficientes de desplazamiento en el que se realiza la sectorización de la curva capacidad para cada nivel de desempeño propuesto por esta normativa y el documento “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) propone el método del espectro capacidad con el que se obtiene el nivel desempeño a partir de la del espectro de demanda y espectro capacidad.



Figura Nro. 1: Vista frontal del bloque 01 de Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco en etapa de construcción



Figura Nro. 2: Vista externa del bloque 01 de Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco en etapa de construcción

1.1.1.1. Ubicación geográfica.

El objeto de investigación es la Institución Educativa N°50217 que está ubicada en la comunidad de Umachurco, distrito de San Salvador, Provincia de Calca – Cusco. Se sitúa a una altitud de 3609 m.s.n.m. esta institución ocupa un área de 2363.05 m² y tiene un perímetro de 207.04 m.

a) Linderos colindantes

- Por el Norte : Con la carretera de acceso a la comunidad de Umachurco.
- Por el Este : Con el salón comunal de la comunidad de Umachurco.
- Por el Sur : Con la carretera de acceso a la comunidad de Umachurco.
- Por el Oeste: Con los terrenos agrícolas de la comunidad de Umachurco.

b) Coordenadas UTM

- SUR : 13°29'05''
- OESTE: 721°45'14''



Figura Nro. 3: Ubicación Geográfica del Objeto de Estudio

Fuente: Google Earth Pro

1.1.2. Formulación interrogativa del problema

1.1.2.1. Formulación interrogativa del problema general.

¿Cuál es el nivel de desempeño de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador, tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC - 40, frente a diferentes solicitaciones sísmicas, aplicando el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover)?

1.1.2.2. Formulación interrogativa de los problemas específicos.

Problema específico N° 1

¿En qué rango fluctúa el desplazamiento lateral máximo y la magnitud de fuerza cortante con la que la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador, experimenta su máxima capacidad estructural (colapso) luego de aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover), tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC - 40?

Problema específico N° 2

¿Entre que magnitudes de desplazamiento lateral y fuerza cortante se encuentra el punto de desempeño en la curva de capacidad de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador al aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva



(Pushover) tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC-40?

Problema específico N° 3

¿En qué rango se modifica la magnitud de la fuerza cortante con la cual se inicia la incursión inelástica (Aparición de las primeras rotulas plásticas) de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador al aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356 y ATC-40?

Problema específico N° 4

¿Entre que valores fluctúa el ratio de ductilidad de desplazamiento, de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador luego de aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356?

Problema específico N° 5

¿En qué rango oscila la magnitud del periodo efectivo y en qué medida se modifica en relación a la magnitud del periodo fundamental de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador, luego de aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356, ATC-40?

Problema específico N° 6

¿Cuál es la ratio de aproximación de los resultados máximos de distorsión para un análisis lineal según la norma E-030 respecto de los resultados máximos de distorsión de un análisis no lineal según los lineamientos de FEMA 356?

1.2. Justificación e importancia de la investigación

1.2.1. Justificación técnica

Dado que el departamento del Cusco se encuentra en una zona sísmicamente activa, está es propensa a movimientos sísmicos frecuentes, por lo que se hace importante el estudio del comportamiento esperado de las estructuras existentes ante diversos niveles de sollicitación sísmica, en la actualidad la norma de diseño sismorresistente E-030 incluye en su procedimiento de análisis sísmico lineal elástico el análisis de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis



dinámico modal espectral, con los cuales se puede predecir la capacidad elástica de la estructura, sin embargo la norma E-030 hace mención de la incursión inelástica de la estructura considerando un factor de reducción R asumiendo que la estructura tiene una buena capacidad de ductilidad superando su rango elástico y que la estructura disipara la energía de forma estable, pero estos procedimientos de análisis no muestran los mecanismos de falla de la estructura; por otra parte existen procedimientos de análisis no lineal con el cual se puede predecir los mecanismos de falla de la estructura observando la formación secuencial de rotulas plásticas que definen las posibles fallas y la redistribución interna de momentos en los elementos estructurales. Una de las metodologías de análisis no lineal y objeto de estudio de esta investigación es el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva conocido como análisis Pushover el cual permite determinar la capacidad integral de la estructura (elástica e inelástica), también nos permite predecir cuales son los elementos estructurales susceptibles a fallar, cuál es el desplazamiento inelástico con el que se consigue ese mecanismo de falla y cuál es la ductilidad de la estructura para distintos niveles de sollicitación sísmica.

Por lo expuesto anteriormente la presente investigación se justifica desde el punto de vista técnico dado que en el desarrollo de la misma se recopilan, revisan y consolidan los aspectos teóricos examinados en el área de la ingeniería estructural, con implicancias en el análisis y diseño sismorresistente, evaluando el nivel de desempeño de una estructura sometida a cargas incrementales; además que, en esta investigación se obtuvieron datos y resultados que al ser procesados y analizados nos proporcionaron una base informativa actual y futura, que será de mayor practicidad y utilidad para el ingeniero estructuralista de hoy, dando paso a poder profundizar esta investigación, así como también formular nuevos temas de investigación a partir de esta.

1.2.2. Justificación social.

Al término de esta investigación los primeros beneficiados son los alumnos de la Universidad Andina del Cusco ya que, a partir de los instrumentos, metodologías propuestas, la selección del marco teórico, los ensayos correspondientes y los trabajos en gabinete podrán ser replicados en distintos contextos y proponer nuevas alternativas en base a este estudio. Del mismo modo los estudiantes de otras universidades a nivel de la región podrán revisar y eventualmente considerar esta investigación como un antecedente a sus futuras investigaciones.

Además, que en la medida que los resultados de esta investigación sean difundidos podrán dar beneficio a los usuarios como así vendrían a ser los estudiantes y pobladores de la comunidad

campesina de Umachurco - San Salvador dado que a partir de los resultados presentados, las autoridades podrán tomar las decisiones que ellos vean por conveniente, basándose en el sustento técnico presentado en esta investigación, así mismo los ingenieros estructurales que abarcan temas relacionados al análisis sismorresistente no lineal de estructuras podrán utilizar los procedimientos y técnicas utilizadas en esta investigación para profundizar sus conocimientos.

Adicionalmente este tema de investigación fomentara la asistencia del uso de herramientas ingenieriles como el CSI SAP 2000, para que en un futuro ellos puedan involucrarse más a temas relacionados a la evaluación sismorresistente por desempeño aplicando el Análisis no lineal.



Figura Nro. 4: Beneficiarios directos de la investigación (población estudiantil y plana docente) de la I.E.N°50217 Umachurco

1.2.3. Justificación por viabilidad.

La presente investigación es factible debido a que reúne las características y condiciones técnicas para el desarrollo de la misma tales como:

Los investigadores contaron con los recursos necesarios (tiempo, recursos humanos, equipos de medición y asesoría adecuada) para la realización de la investigación.

- Se contó con la autorización de las autoridades pertinentes de la infraestructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco - Distrito de



San Salvador, Provincia de Calca- Cusco para poder realizar el estudio de las estructuras dicha institución.

- Se dispuso de las correspondientes normativas técnicas peruanas, E-020 Metrado de cargas para la estimación de las cargas gravitacionales de la estructura, E-030 Diseño Sismorresistente para definir los parámetros sísmicos de diseño, E-060 Concreto Armado para las consideraciones de propiedades mecánicas de los elementos de concreto armado.
- Se dispuso de las normativas extranjeras para la evaluación por desempeño, “Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building” de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA 356), “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40). Para el desarrollo de esta investigación se contó la información pertinente, las cuales proceden de libros, documentos digitales y físicos e investigaciones de tesis precedentes a esta. Por lo expuesto anteriormente la investigación es técnicamente viable.

1.2.4. Justificación por relevancia

La presente investigación de tesis es de gran importancia, porque su aplicación está centrada en la especialidad de ingeniería estructural y más aún porque la metodología de análisis no lineal de cedencia sucesiva (Pushover) planteada en esta investigación en la actualidad no está considerada en la normativa peruana de Diseño Sismorresistente E-030. El diseño por desempeño nace en el año 1995 bajo la publicación del documento visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California SEAOC, este documento incluyó la determinación del peligro sísmico, los objetivos de diseño estructural y los niveles de comportamiento sísmico esperado, este procedimiento de diseño sísmico fue modificándose y hoy en día se sabe que se obtienen mejores resultados para el análisis sísmico, debido a su acercamiento a la realidad, en comparación al análisis y diseño estructural sismorresistente por resistencia.

Debido a ello surgió la necesidad de investigar la aplicación de esta metodología a estructuras ubicadas en zonas rurales del departamento del Cusco, las cuales en muchas ocasiones tienen carencias en sus procesos constructivos, debido a la lejanía de la zona urbana, lo cual podría hacer que estas estructuras alejadas tengan un desempeño estructural menor en caso de sismos severos en comparación a estructuras realizadas con materiales y mano de obra adecuadas en zonas urbanas.



En investigaciones precedentes a esta, indican que la aplicación del análisis estático no lineal permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural, la demanda depende de la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como las características globales (rigidez, resistencia y deformación de cada uno de los miembros estructurales), considerando lo dicho en el anterior párrafo, la estructura podría tener un bajo comportamiento ante amenazas sísmicas si esta no alcanza los niveles de diseño adecuados (ductilidad, rigidez), es por ello la importancia de realizar estudios con la aplicación de esta metodología en zonas alejadas a la ciudad, como en este caso fue el análisis sísmico no lineal de cedencia sucesiva Pushover aplicada en la Institución Educativa N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco – Cusco.

1.3. Limitaciones de la investigación

1.3.1. Limitación por el tipo de estudio

- La presente investigación se delimita a la determinación del nivel de desempeño y cálculo del punto de desempeño mediante los lineamientos de los documentos FEMA 356 Y ATC-40 y las consideraciones de análisis sísmico lineal de la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, del bloque 01 de la Institución educativa N°50217 el cual está destinada al uso de aulas.
- La ubicación geográfica de la institución educativa pertenece la comunidad de Umachurco en la cual se ubica esta edificación corresponde a la zona 02 según la norma E-030, con una categoría A de uso esencial, el suelo sobre el cual se ubica la edificación es de tipo S2 (Suelo intermedio), según el Estudio de Mecánica de Suelos. Ver Anexo 28
- La edificación de análisis es de 02 niveles con un sistema estructural aporticado con vigas rectangulares, columnas rectangulares, columnas tipo L y columnas de tipo Tee. Esta edificación posee losa aligerada en una dirección en el primer entrepiso y losas inclinadas macizas armadas en dos direcciones en el techo del edificio.
- Se considera 05 patrones de carga lateral para la evaluación no lineal de la estructura los cuales son: fuerzas estáticas de acuerdo a la norma de diseño sismorresistente E-030, patrón de carga lateral proporcional a las masas de entrepiso, patrón de carga lateral triangular proporcional a las alturas de entrepiso desde la base, patrón de carga lateral uniforme y por último el patrón de carga lateral proporcional a la primera forma de modo.



- Las consideraciones para el material de concreto armado son de una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ de acuerdo a los informes de controles de calidad de concreto, ver Anexo 29. Y además se logró corroborar la uniformidad del concreto con el ensayo de “Índice de rebote del Concreto Endurecido según la norma ASTM C 805”, este ensayo se realizó con el uso de un esclerómetro del cual se pudo estimar un valor de $f'c$ a partir de las correlaciones entre el número de rebote y la resistencia $f'c$ de las curvas características en el instrumento. Se hace uso de un valor $f'c$ de 210 kg/cm^2 en el modelo estructural.
- El acero de refuerzo de los componentes estructurales corresponde a acero de grado 60 con un límite de fluencia $f_y = 4280 \text{ kg/cm}^2$, con un módulo de elasticidad de 2000000 Kg/cm^2 , las áreas transversales de las varillas de refuerzo según el diámetro fueron tomadas de la ficha técnica “Fierro corrugado ASTM A615 – GRADO 60/NTP 341.031.-GRADO 60” presentada por la corporación Aceros Arequipa, ver Anexo N°30.
- Las cuantías de área de acero de refuerzo en vigas y columnas de la estructura fueron definidas a partir de los planos estructurales del expediente técnico.
- La tabiquería que presenta esta edificación está aislada mediante columnetas de confinamiento y con el uso de planchas de plastroformo entre la tabiquería y las columnas estructurales, por lo tanto, para fines de esta investigación se considera los muros como un aporte de masa a la estructura obviando los efectos de la interacción tabique pórtico.
- Para el análisis estático lineal se considera que la rigidez de entrepiso de la edificación proviene de la rigidez lateral de los pórticos de concreto armado, la masa de entrepiso y la masa del techo son obtenidas mediante el metrado de cargas gravitacionales utilizando la norma técnica peruana de metrados de carga E-020.
- Para el análisis estático no lineal se utiliza los procedimientos de análisis no lineal de cedencia sucesiva Pushover y se tomó en la degradación de la rigidez de los componentes estructurales. Para las columnas se considera la degradación de rigidez a flexión a un 70% de la rigidez inicial y a un 40% de la rigidez a corte y para las vigas se considera una degradación de rigidez a flexión a un 50% de la rigidez inicial y un 40% de la rigidez a corte, según las propuestas de las normativas americanas ATC- 40 y FEMA 356.
- El nivel de desempeño es evaluado para tres niveles de sollicitación sísmica (servicio, diseño y máximo) y es calculado para FEMA 356 con el método de los coeficientes y



para ATC- 40 con el método espectro capacidad, identificando el nivel de desempeño para ambas metodologías con la finalidad de ubicar los niveles de desempeño dentro de la curva capacidad sectorizada.

- El análisis no lineal planteado en esta investigación se realizó con la asistencia del software computacional de uso estructural CSI SAP 2000 mediante el control de desplazamiento en el “nodo de control” ubicado en el segundo nivel debido a que en este nivel se producirán los mayores desplazamientos con el incremento de las cargas laterales aplicadas en el centro de masa, los datos necesarios son extraídos de éste, para ser procesados según los formatos de cálculo presentados en el capítulo III instrumentos metodológicos.
- Para la aplicación de las cargas sísmicas y patrones de carga lateral se consideró su efecto en el centro de masas, ingresado manualmente en el modelo estructural tridimensional elaborado en el software CSI SAP 2000 y determinado en el capítulo III guía de observación N°10.
- La determinación de los diagramas momento- curvatura para vigas y columnas son determinados a partir de los datos extraídos de la aplicación “Section Designer” del software SAP 2000, para dar validez a los resultados obtenidos se plantea el cálculo manual de los diagramas momento curvatura de los elementos sometidos a flexión utilizando el software de cálculo Mathcad Prime 4.0 (ver Anexo N°11) y se compararon estos resultados con los obtenidos con CSI SAP 2000. Posteriormente Se realizó los diagramas de momento - rotación considerando el método simplificado con un valor de longitud plástica de 0.5 del peralte de la sección con el fin de asignar rotulas plásticas en el modelo tridimensional del bloque 01 de la I.E N°50217 en el software CSI SAP 2000.
- El análisis sísmico lineal y no lineal se realizó en el sentido más vulnerable que este caso corresponde a la dirección Y-Y.
- Los resultados de esta investigación corresponden a la evaluación del nivel de desempeño de una estructura existente mas no se consideran rediseños de los elementos estructurales o estructura global.

1.4. Objetivo de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Determinar el nivel de desempeño de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador, tomando en consideración los lineamientos de los



documentos FEMA 356 y ATC-40, frente a diferentes solicitaciones sísmicas, aplicando el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover).

1.4.2. Objetivos específicos

Objetivo específico N° 1

Determinar entre qué rangos fluctúa la magnitud del desplazamiento lateral máximo y la magnitud de fuerza cortante con la que la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador, experimenta su máxima capacidad estructural (colapso) luego de aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover), tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC-40.

Objetivo específico N° 2

Determinar entre que magnitudes de desplazamiento lateral y fuerza cortante se encuentra el punto de desempeño en la curva de capacidad de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador al aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC-40.

Objetivo específico N° 3

Determinar el rango con el que se modifica la magnitud de la fuerza cortante con la que se inicia la incursión inelástica (Aparición de las primeras rotulas plásticas) de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador al aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC-40.

Objetivo específico N° 4

Determinar y analizar entre que valores fluctúa el ratio de ductilidad de desplazamiento, de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador luego de aplicar el A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356.

Objetivo específico N° 5

Determinar y comparar en que rango oscila la magnitud del periodo efectivo y en qué medida se modifica respecto a la magnitud del periodo fundamental de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador, luego de aplicar el



A.E.N.L. de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC-40.

Objetivo específico N° 6

Determinar el ratio de aproximación de los resultados máximos de distorsión para un análisis lineal según la norma E-030 respecto de los resultados máximos de distorsión de un análisis no lineal según los lineamientos de FEMA 356.



II. CAPITULO II: Marco teórico

2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual

2.1.1. Antecedentes a nivel nacional

En el Perú la metodología de diseño y evaluación por desempeño no está contemplada en la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, esta técnica proviene de documentos americanos como son ATC-40, FEMA 356, SEAOC Comité Visión 2000, que puede ser aplicada en nuestra región, por lo que resulta importante el estudio y conocimiento de la misma.

Sin embargo, en nuestro país se desarrollaron diversas investigaciones acerca de este tema, de las cuales algunas de ellas fueron consultadas para el desarrollo de la presente investigación.

1. “Determinación del grado de ductilidad al desplazamiento de una edificación de concreto armado de uso residencial aporticada de 5 niveles emplazada en la urb. Progreso, distrito de Wanchaq, provincia de Cusco”

Universidad Andina del cusco, 2017

Autor: Bravo Gutiérrez, Juan Diego

Tesis para obtener el título de ingeniero civil

El principal objetivo de la presente tesis fue el de determinar el grado de ductilidad al desplazamiento utilizando el análisis estático no lineal incremental, llamado también Pushover, este método lo utiliza para el análisis 2D (Pórticos) y para el análisis espacial de la estructura con el fin de comparar resultados en ambos análisis. Para cumplir con dicho objetivo el autor se basó en el uso de un espectro de respuesta, basado en los parámetros de la Norma Peruana de diseño sismorresistente E.030; con el género rotulas plásticas y desplazamientos laterales, los cuales a su vez determinaron el estado de daño y el nivel de desempeño de la edificación evaluados con las normativas vigentes como son el SEAOC, FEMA 356 y ATC 40. Posterior a ello describe la secuencia de fallas que afectan a la estructura y se evalúa las curvas de capacidad del edificio. Concluyendo que el grado de ductilidad de la edificación evaluada mediante el análisis estático no lineal incremental (llamado también Pushover), este método lo utiliza para el análisis 2D (Pórticos) y para el análisis espacial de la estructura se encuentra entre 7.4 y 7.91 respectivamente.



2. “Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal Pushover”

Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016

Autor: Paredes Azaña, Miguel Ángel

Tesis para obtener el título de ingeniero civil

El tema de esta investigación aborda el Diseño por Desempeño de un edificio en Lima aplicando el análisis estático no lineal “Pushover”. Por ello, la hipótesis que plantea es que el diseño por desempeño de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima debido a un sismo moderado y severo, cumple con lo indicado en la Norma Peruana Sismorresistente E-030 respecto a sus objetivos del no daño estructural y el no colapso respectivamente, si los puntos de desempeño obtenidos al comparar el Espectro de Capacidad con el Espectro de Demanda de la Norma E-030 se encuentran dentro del rango de desempeño establecido según el código de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Consecuentemente, la investigación está dividida en 5 capítulos. En el primero, se presenta la descripción de la estructura a analizar, que abarca sus características arquitectónicas y estructurales y concluye principalmente considerando que el desempeño sismorresistente de un edificio dual destinado a vivienda en la ciudad de Lima debido a los sismos severos (sismo raro, 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años y sismo muy raro, 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años) cumple con lo indicado en la Norma E-030 con respecto a su objetivo del no colapso, pues se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención del Colapso respectivamente. Lo que indica que se protege la seguridad de la vida humana, pero sin embargo manifiesta que existirán grandes pérdidas económicas, así mismo obtiene una respuesta elástica con un nivel de desempeño Operacional para un sismo frecuente (50% de probabilidad de ocurrencia en 50 años) y para un sismo Ocasional (20% de probabilidad de ocurrencia en 50 años) obteniendo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, lo que indica que se llega a cumplir con el objetivo de la Norma E-030 de que la estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, experimentando solamente algún daño no estructura.



3. “Evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático del módulo I, del bloque A, del hospital Daniel Alcides Carrión. de la provincia de Huancayo, región Junín.”

Universidad Continental, 2017

Autor: Chávez Ávila Xenia Denisse

Tesis para obtener el título de ingeniero civil

En esta tesis se evalúa el desempeño de la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, de la Provincia de Huancayo, Región Junín, de seis niveles más un sótano, estructurado en base a un sistema dual en ambas direcciones, en dirección longitudinal “X” la planta tiene 7 paños de 7.50 m aproximadamente y en dirección transversal “Y” tiene 2 paños de 4.50 m y uno de 7.20 m; para ello usa el método de análisis no lineal estático bajo la norma del 2016 E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los resultados que obtiene en la evaluación sísmica mediante el análisis no lineal estático, muestra que la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, satisface los objetivos de desempeño, garantizando su correcta funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos. La estructura presenta gran resistencia inicial, lo cual se ve reflejado en la capacidad de resistir grandes desplazamientos en el punto de control (techo) ya que garantiza su funcionabilidad frente a un sismo de servicio, sismo de diseño, como también frente a un sismo máximo. Al comparar los desplazamientos de entrepiso obtenidos del análisis dinámico y del análisis no lineal podemos encontrar una distorsión de 6.40 % y para un sismo máximo una distorsión de 6.80 %, en ambos casos sobrepasan ligeramente el límite establecido por la norma E-030 por lo que recomienda que El Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión no requería un reforzamiento estructural, ya que durante su incursión en un evento sísmico presentaría daños leves en su capacidad estructural.

4. “Desempeño sísmico del módulo “A” de la I.E. san ramón en la ciudad de Cajamarca – 2017.”

Universidad Privada del Norte, 2017

Autores: Intor Villatty, Kharilin de los Ángeles; Martos Ramírez, Carlos José

Tesis para obtener el título de ingeniero civil



En esta investigación evalúan el desempeño sísmico del Módulo “A” de la I.E. San Ramón, dicha edificación como lo indican los autores tiene una antigüedad de 54 años y fue rehabilitada en 2017, para cumplir con sus objetivos utilizan los métodos analíticos, para lo cual elaboran el modelo estructural del Módulo “A”, el cuál presenta una junta sísmica por lo que se subdivide en Módulo A-1 y A-2.

para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño), emplean técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 y desempeño de acuerdo a las sugerencias del SEAOC Comité Visión 2000. Los resultados del análisis “Pushover” muestran que, para un nivel sísmico raro, el cual se encuentra categorizado en base al código establecido por el comité de sismología de California SEAOC Comité Visión 2000, para el Módulo A-1 en un sismo de dirección X está en el rango de seguridad de vida y un sismo en la dirección Y está en el rango funcional, así mismo el nivel de desempeño del Módulo A-2 en un sismo en dirección X y dirección Y se encuentran en el rango funcional. Los autores de esta investigación concluyen que el nivel de desempeño sísmico del módulo A, fue de funcional a seguridad de vida frente a la ocurrencia de un sismo raro debido a que los puntos de desempeño (determinados a partir de los niveles sísmicos de diseño) se tenían que encontrar en el nivel funcional para edificaciones esenciales, cuyos rangos se calculan a partir de los desplazamientos y ubicación en la curva de capacidad.

2.1.2. Antecedentes a nivel internacional

1. “Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando Etabs”

Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí – Quito, 2011

Autores: alemán García, Luis Xavier; Naranjo Quimbiulco Luis Fernando

Tesis para obtener el título de ingeniero civil

En esta investigación se plantea la posibilidad de mejorar el desempeño estructural de los elementos estructurales, realizando el diseño por desempeño de un edificio de 7 plantas de hormigón armado para un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, que se encuentra en la zona sísmica 4, es decir en la región sierra, en un tipo de suelo S3 de Ecuador, además este presenta una configuración en planta y elevación regular, es decir sin ninguna abertura o desnivel.



En el contenido de la investigación los autores muestran los criterios de aceptación y varias propuestas de rehabilitación sísmica para los elementos estructurales que se utilizan en este estudio como columnas, vigas, losas bidireccionales, pero también para otros elementos como muros de corte. Posteriormente analizan los resultados de la estructura en función a las tablas que facilita FEMA-273 para los diferentes tipos de elementos estructurales como son columnas, vigas, losas. En la investigación se concluye que Para un edificio de 7 pisos alcanzar un nivel de Seguridad de Vida implica que la estructura ha sufrido un daño significativo con la falla parcial de pocos elementos estructurales principales al formarse rótulas plásticas a nivel de vigas, este conserva un margen de seguridad antes del colapso y la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, los elementos no estructurales como mampostería, instalaciones sanitarias y eléctricas, sufren daños localizados y menores y no implican un riesgo al momento de la rehabilitación post sismo y dicha rehabilitación se debe analizar para saber qué tan conveniente resulta económicamente. Así mismo indican que después de realizar el ejemplo de cálculo y diseño presentado en su investigación, si se utiliza el sismo propuesto en el Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2001, apenas se podría obtener que la estructura alcance el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

2. “Diseño sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón armado”

Universidad Austral de Chile – Valdivia, 2009

Autor: Villanueva Mohr, Guillermo Osvaldo

Tesis para obtener el título de ingeniero civil

En esta tesis de investigación se presenta la teoría que define la base del diseño sísmico por desempeño, aplicándola a un edificio de hormigón armado de 5 pisos, el cual es prediseñado en base a la normativa chilena. El desempeño de la estructura es evaluado para distintos tipos de sismos asociados a una determinada probabilidad de ocurrencia, mediante la superposición de los espectros de capacidad de la estructura y de demanda sísmica asociados a los diferentes sismos estudiados. El espectro de capacidad de la estructura se obtiene a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal (NSP), modelando las propiedades de los elementos según el documento FEMA 356 y ejecutando el análisis por medio del Software ETABS. Los espectros de demanda que representan a los 4 sismos analizados, cada uno con determinada probabilidad de ocurrencia, se obtienen a partir del espectro elástico (sin reducir) de la Nch433.Of.96, el que posteriormente se ve reducido en función de un adecuado factor de reducción de las fuerzas sísmica. Se analiza el Desempeño de



la estructura en base a los objetivos preestablecidos según el documento VISION 2000. Se analiza la estructura mediante el método de diseño sísmico por desempeño y concluye que el edificio estudiado cumple ampliamente los objetivos de desempeño definidos, siendo este método una herramienta útil para corroborar la conformidad del diseño.

3. “Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (pushover).”

Universidad de el Salvador, San Salvador – el Salvador, 2006

Autores: Guevara Morales, Nicolás Elías; Osorio Rodríguez, Sergio Antonio; Vargas Edgardo Arturo

Tesis para obtener el título de ingeniero civil

En esta tesis de investigación los autores consideran que el análisis estático no lineal Pushover, es una técnica que está siendo aceptada a nivel mundial para conocer el comportamiento no lineal de edificios, ya que es una técnica que incorpora directamente las características no lineales de los materiales y que al utilizarse en combinación con la metodología de niveles de desempeño, que considera el comportamiento de una estructura para diferentes intensidades sísmicas, forman una excelente metodología para conocer el comportamiento no lineal de edificios sometidos a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades. En esta investigación se concluye que debido al gran peralte de las vigas y a las dimensiones de las columnas, el nudo que se forma en la unión de estos elementos estructurales, es un nudo con un alto grado de confinamiento, a este efecto se agrega el reforzamiento transversal, el cual hace que el nudo posea gran resistencia a los efectos cortantes, y que además mantenga un comportamiento óptimo para los tres estados límites evaluados en este trabajo. En la mayoría de los nudos la demanda permanece por debajo de la capacidad, por lo tanto, no se presentan daños por corte o flexión en los nudos de la estructura en estudio, así se concluye que el análisis de Pushover es un método que optimiza tiempo y recursos en la obtención de resultados, ya que se puede obtener resultados con alto grado de precisión, relativamente en corto tiempo.

2.2. Aspectos teóricos pertinentes

2.2.1. Concepto de sismo

“Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben

a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida dicha corteza”. (Bazán & Meli, 2004, pág. 14).

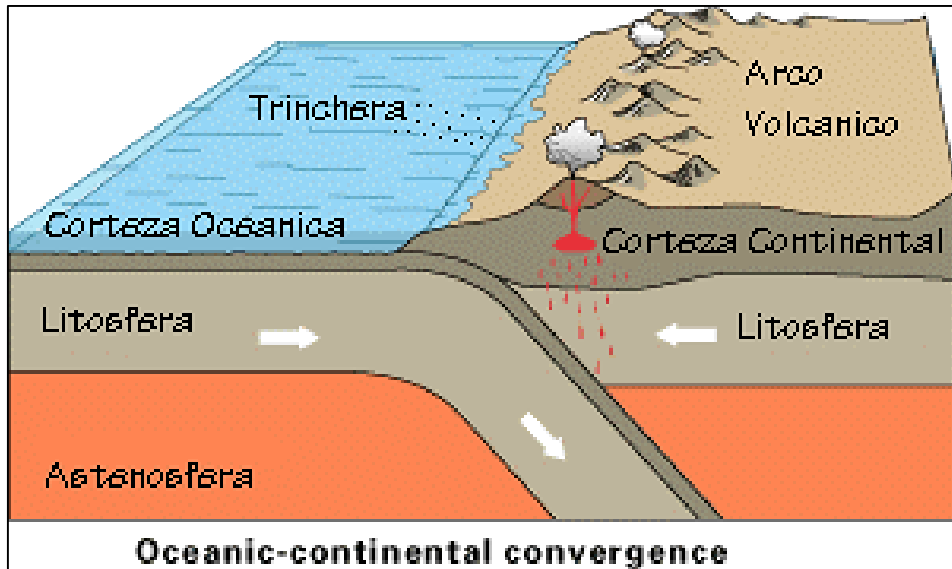


Figura Nro. 5: Proceso de Subducción

Fuente: www.lifeder.com

Es sustancial señalar que los sismos se originan por movimientos vibratorios que a su vez son impredecibles y se producen en el interior de la tierra. Según Bazán & Meli “Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca, La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza, por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que puede conducirla a la falla”.

2.2.2. Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son una manifestación de la energía liberada lo cual genera un conjunto de movimientos complejos con diferentes características dinámicas y estas se manifiestan a través de desplazamientos en la corteza terrestre, son las ondas sísmicas las que solicitan que las estructuras tengan una adecuada respuesta sísmica.

“Las ondas sísmicas, que transmiten parte de la energía que se libera en el foco al producirse el terremoto, son básicamente de dos tipos: ondas internas o de volumen y ondas superficiales.” (Herráiz Sarrachaga)



Existen cuatro tipos de ondas sísmicas:

- **Ondas P:** (Ondas Principales) Este tipo de ondas mueven a las partículas en la misma dirección de la propagación de la energía liberada, generando así, un conjunto de esfuerzos de compresión y relajación, estas ondas pueden viajar por distintos medios y por la velocidad que alcanzan son las que llegan primero a la superficie.
- **Ondas S:** (Ondas Secundarias) Este tipo de ondas son de corte y hacen vibrar la roca en forma perpendicular a la propagación de la energía liberada, tiene menor velocidad que las ondas “P”, estas ondas pueden viajar a través de medios acuosos. Las ondas “S” se presentan en dos componentes, componente vertical S_v y componente horizontal S_h ; las ondas “S” tienen amplitudes grandes, periodos grandes y frecuencias cortas.
- **Ondas R:** (Ondas Rayleigh) Este tipo de ondas mueven las partículas en un plano vertical haciendo que estas tengan una trayectoria elíptica, se producen debido a la interacción de las ondas “P” y las ondas “ S_v ” con la superficie terrestre, estas ondas por lo general son de periodos largos.
- **Ondas L:** (Ondas Love) Este tipo de ondas mueven el suelo horizontalmente en dirección perpendicular a la de su propagación y resultan de la interacción de las ondas S_h con la superficie terrestre, estas ondas no tienen componente vertical y para que se generen requieren de un suelo estratificado.

Según Herráiz Sarrachaga “Las ondas sísmicas, que transmiten parte de la energía que se libera en el foco al producirse el terremoto, son básicamente de dos tipos: ondas internas o de volumen y ondas superficiales. Las primeras se pueden propagar por las zonas profundas de la tierra y son de dos clases: ondas P (Primarias) y ondas S (Secundarias)”

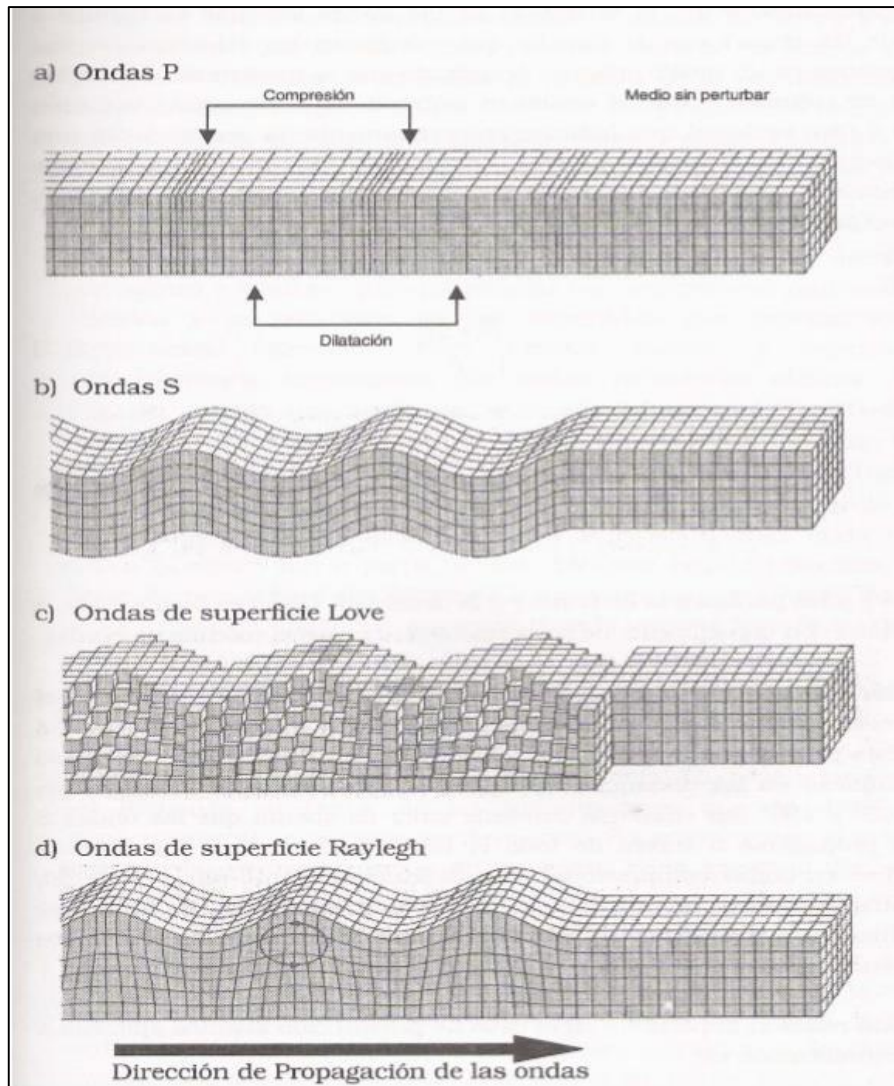


Figura Nro. 6: Ondas sísmicas según su propagación en la tierra

Fuente: Herraiz Sarrachaga (1997)

“Además de las ondas internas P y S, si el medio tiene una superficie libre o una estructura de capas, puede transmitir ondas de otro tipo, que, por ser apreciables únicamente cerca de la superficie, se denominan superficiales. Las más importantes son las ondas Rayleigh y las ondas Love. En ambos casos la velocidad de propagación es menor que la de las ondas S; la amplitud decrece con la profundidad, y los desplazamientos que generan se encuentran en el plano de incidencia. Ambas pueden experimentar dispersión por lo que es necesario distinguir entre la velocidad de fase (con la que viajan los máximos y los mínimos) y la velocidad de grupo (con la que se transporta la energía y es función de la frecuencia), Para las ondas Rayleigh las partículas se mueven en planos verticales paralelos a la dirección de movimiento, describiendo una elipse con el eje mayor vertical. En cambio, las ondas Love son ondas polarizadas horizontalmente (como las SH) que han sido atrapadas en una capa superficial y se propagan por reflexiones totales múltiples”. (Herráiz 1997)

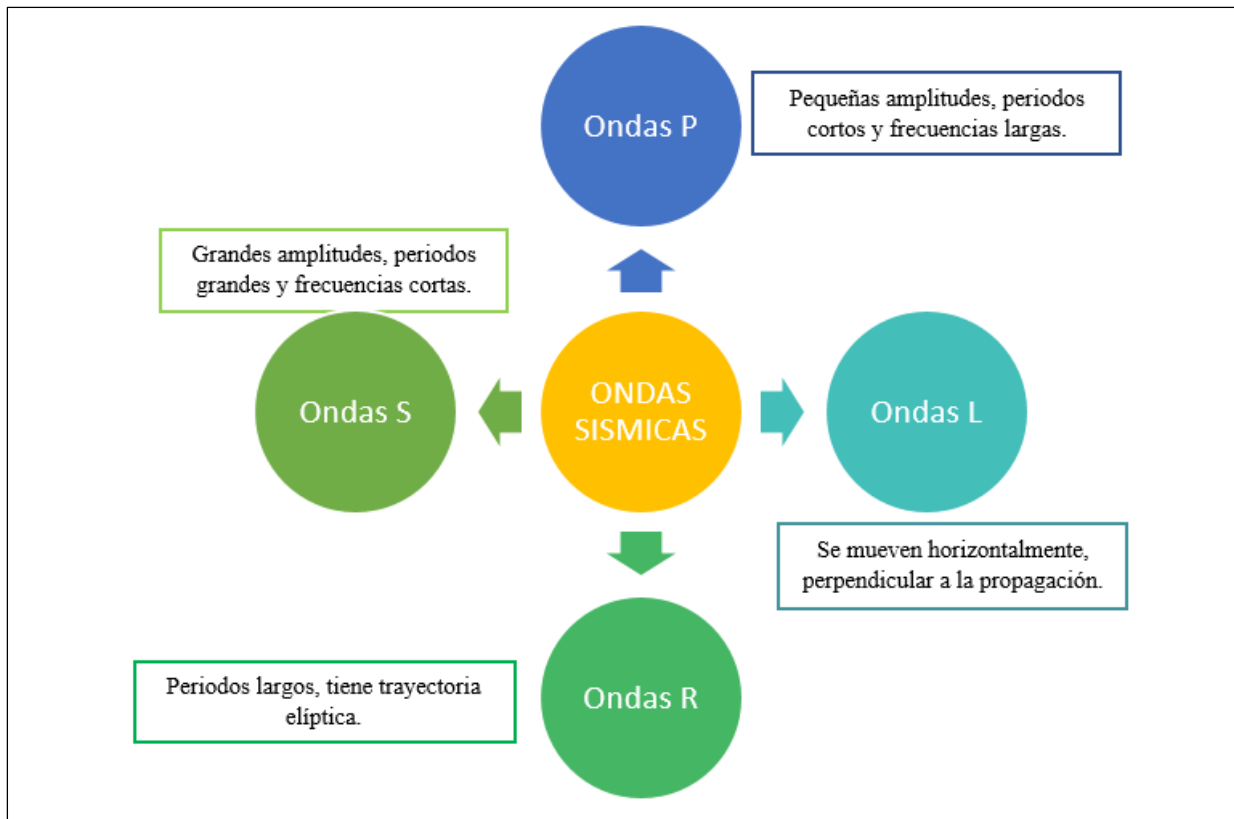


Figura Nro. 7: Esquema de las características de las ondas sísmicas

2.2.3. Peligro sísmico

“El peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse una forma más racional de expresar el peligro sísmico es en términos probabilistas, en función de la intensidad que tiene una probabilidad preestablecida (y pequeña) de ser excedida en un lapso comparable a la vida útil esperada de las edificaciones. En estos conceptos están basadas las regionalizaciones sísmicas que rigen en distintos países”. (Bazán & Meli, 2004)

La Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030 en su capítulo II (Peligro Sísmico) considera la división del territorio nacional en cuatro zonas.

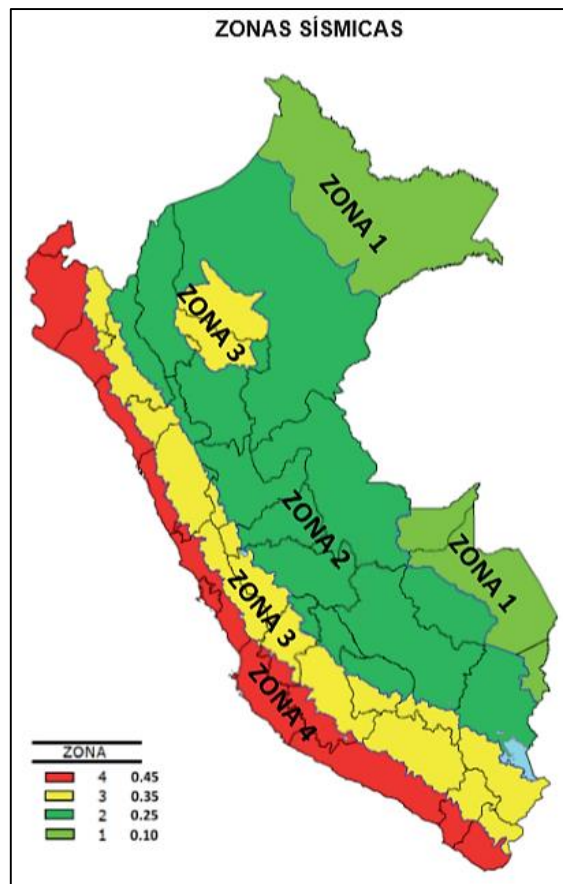


Figura Nro. 8: Mapa de zonificación sísmica del Perú

Fuente: NTP E-030 (2016) cap. II

Así mismo en este capítulo de la norma NTP E-030 se indica que la zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información de neotectónica (fallas geológicas en la región)

Tabla 1: Factores de zona sísmica

Factores de Zona "Z"		
	4	0.45
	3	0.35
	2	0.25
	1	0.10

Fuente: Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030

A cada zona le corresponde un valor "Z", el cual se interpreta como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este factor "Z" se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.



2.2.4. Efecto sísmico en las estructuras

La consecuencia sísmica que se produce en los edificios o en toda estructura por efecto de la carga sísmica se debe a la fuerza que se produce de la interacción de la masa de la estructura con la aceleración generada por el sismo $F = m \cdot a$, estas aceleraciones sísmicas son instantáneas y dependiendo de la masa de la estructura se generan grandes fuerzas que afectan los componentes principales de la estructura.

“El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Como ya se mencionó antes el suelo consta de vibraciones horizontales y verticales de las cuales las vibraciones horizontales son consideradas como las más críticas. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores”. (Bazán & Meli, 2004)

Los autores Bazán & Meli indican que “las estructuras para sismos moderados se mantienen dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales. A medida que la intensidad de excitación aplicada al edificio aumenta se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar”.

2.2.4.1. Espectro de respuesta

Aguiar Falconi, (2008) define el espectro de respuesta como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 gdl que tienen el mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dadas.

En forma general, un espectro se puede definir como un gráfico de la respuesta máxima de una estructura u oscilador de 1gdl frente a acciones dinámicas que puede ser expresada en términos

de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier parámetro de interés, en estos gráficos se representa el periodo propio de la estructura y la respuesta máxima de la estructura calculada para distintos factores de amortiguamiento. La determinación de los espectros en el diseño de estructuras es importante porque estos gráficos concentran los valores de respuesta máxima de la estructura, sin embargo, se debe aclarar que los espectros omiten información importante dado que los efectos de los terremotos sobre la estructura no solo dependen de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

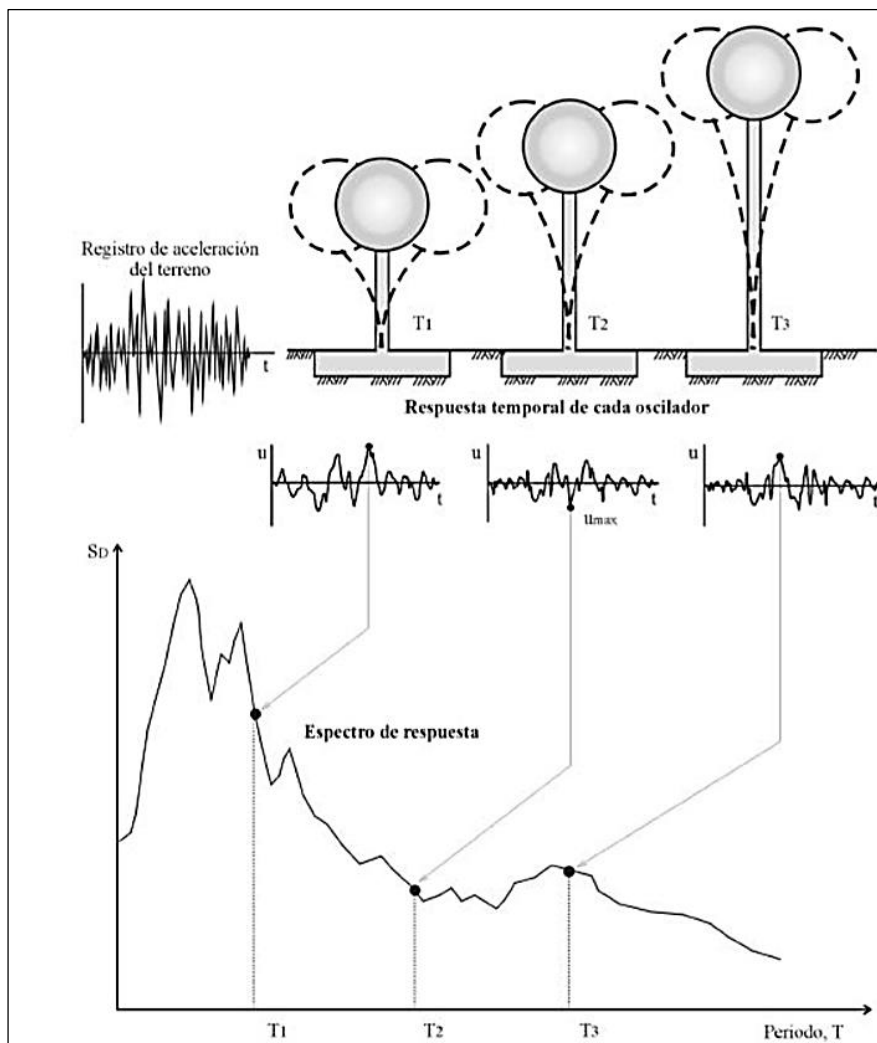


Figura Nro. 9: Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta

Fuente: (Crisafulli & Villafañe, 2002)

El procedimiento de construcción de un espectro de respuesta se podría explicar considerando una serie de estructuras de 1gdl u osciladores simples que tienen diferentes periodos T e igual factor de amortiguamiento (ver figura 09). Si se someten a todos los osciladores a una misma acción sísmica utilizando un registro de aceleraciones $\ddot{u}_g(t)$ cada uno de estos desarrollará una

respuesta distinta, la cual se podrá representar a través de la historia de desplazamientos $u(t)$. Una vez obtenida la respuesta de los osciladores se puede calcular el máximo desplazamiento, y al expresarlo en un gráfico en función del periodo de vibración se obtiene el espectro de respuesta. Esto quiere decir que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto en el gráfico de espectro de respuesta. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Espectro de respuesta elástica

Estos gráficos representan la respuesta máxima para una determinada acción sísmica, usualmente incluyen varias curvas para diferentes factores de amortiguamiento. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con números picos y valles que son el resultado de los registros de aceleraciones de las acciones sísmicas. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

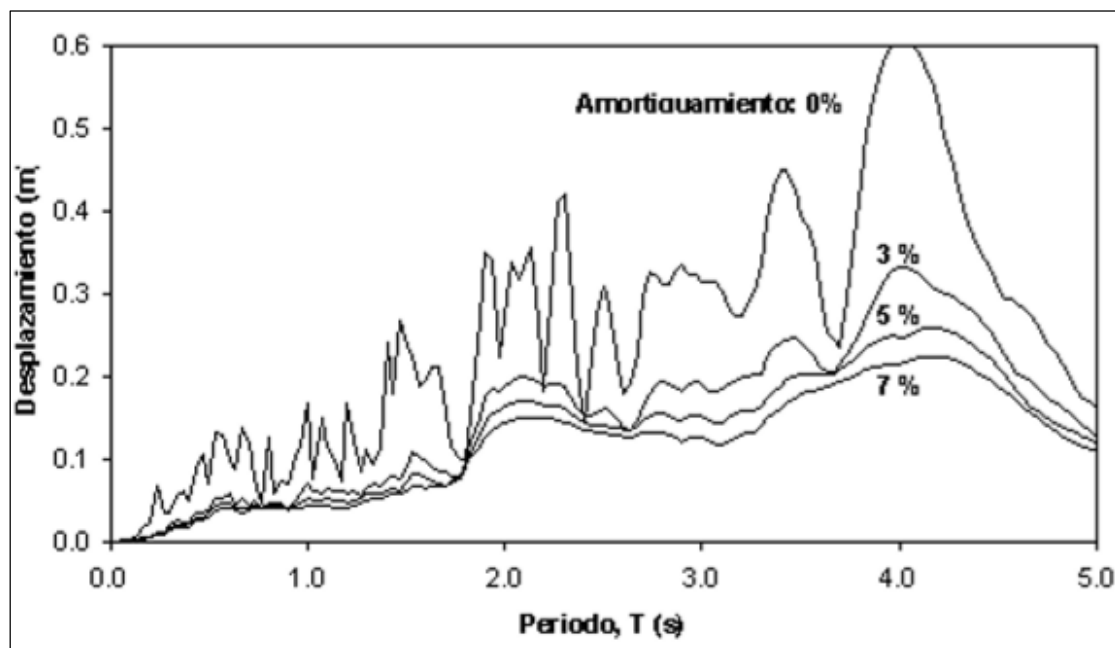


Figura Nro. 10: Gráfico indicativo de las curvas de aceleraciones para diferentes factores de amortiguamiento

Fuente: (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Espectro de respuesta inelástica

En este espectro se supone que el oscilador de 1gl exhibe un comportamiento no-lineal. La estructura experimenta deformaciones en el rango plástico al ser solicitada por una acción sísmica, este tipo de espectro es usualmente utilizado en el diseño de las estructuras sismorresistente debido a que se supone que la estructura incursiona en el rango plástico. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Espectros de diseño

Debido a que las estructuras sismorresistentes no pueden ser diseñadas suponiendo un solo nivel sísmico, ya que probablemente cada acción sísmica presentara características diferentes los códigos de diseño de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles, (ver figura N° 11)

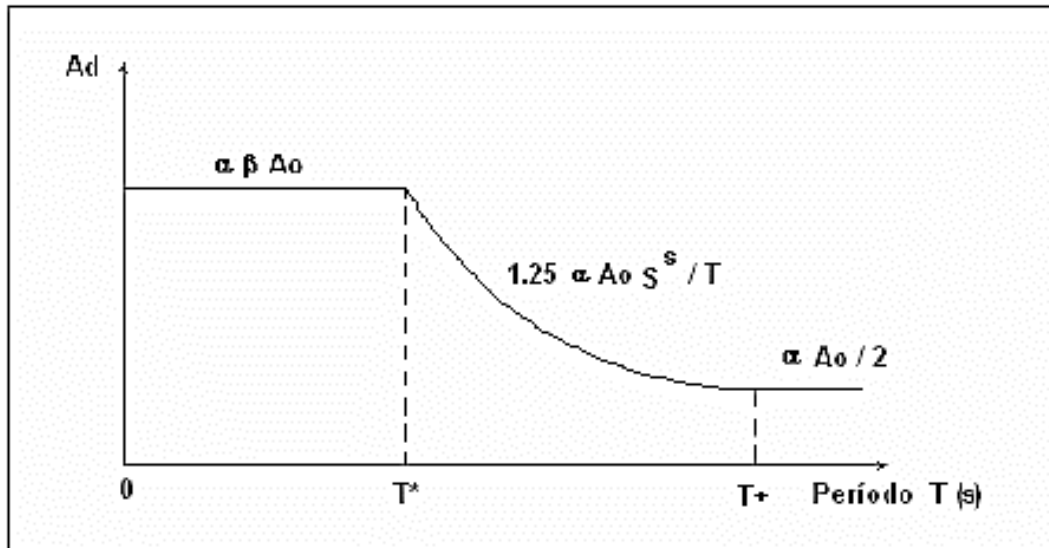


Figura Nro. 11: gráfico indicativo del espectro de diseño

Fuente: (Aguilar, 2008)

Los mapas de zonificación sísmica, en la mayoría de los países, tienen un período de retorno de 475 años correspondientes a sismos muy intensos, a través de los cuales se elaboran los espectros de respuesta elásticos, tomando en cuenta el tipo de suelo, tipo de estructura y nivel de importancia. El uso de un espectro de respuesta elástico implica diseñar las estructuras para que soporten estos sismos intensos sin ningún daño, lo cual es muy costoso y poco conveniente en el desarrollo de proyectos, por las dimensiones resultantes de los miembros resistentes.

Considerando la baja probabilidad de que ocurran éstos sismos intensos durante la vida útil de la estructura, las normas proponen el uso de un espectro de diseño inelástico, aplicando una reducción de las fuerzas sísmicas (ver figura N°12), asumiendo que la misma superará su rango elástico y disipará energía para lo cual se requerirá de que sea suficientemente dúctil. (Hernandez & Villamizar, Diseño por Desempeño Sísmico de Edificaciones, 2017)

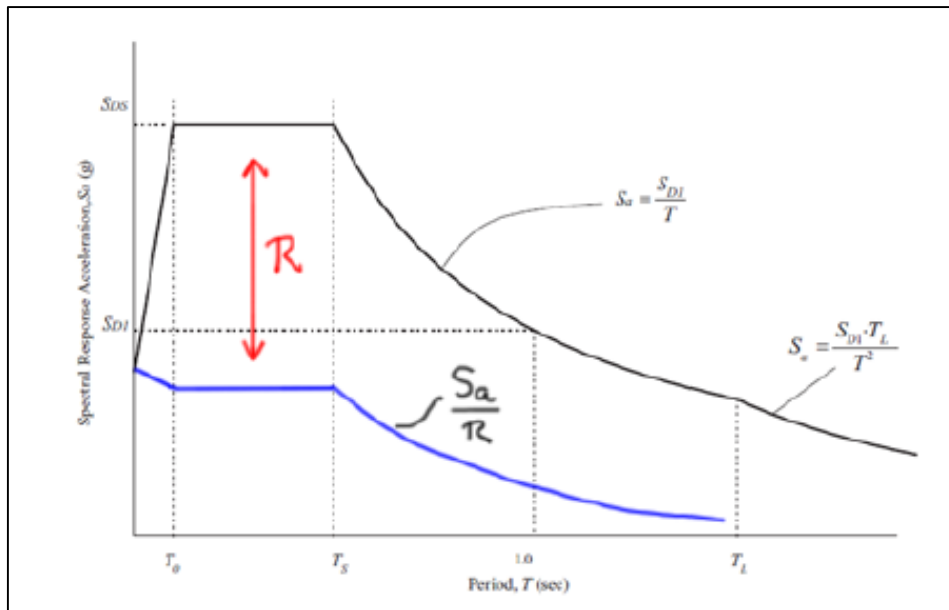


Figura Nro. 12: Espectro de respuesta inelástica con factor de reducción R

Fuente: (Hernández E. , 2017)

El espectro de diseño inelástico se obtiene de forma directa aplicando un factor de reducción, conocido como factor “R”, al espectro de respuesta elástico. Las normas proponen valores máximos del factor “R” en función al sistema estructura.

El factor “R” consta del efecto simultáneo de tres parámetros: ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Cada parámetro conforma un componente del factor R, y se puede expresar de esta manera. (Hernández E. , 2017)

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_{\rho} \quad (1)$$

R_{μ} : Es el factor de ductilidad.

R_{Ω} : Es el factor de sobre- resistencia.

R_{ρ} : Es el factor de redundancia.

2.2.4.1 Comportamiento de las estructuras de edificios ante las cargas sísmicas

Según Wakabayashi & Martínez (1988) “un buen diseño sismorresistente requiere de un conocimiento profundo del comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas, ya que un diseño estructural que solo cumpla con los requisitos exigidos por los reglamentos no es satisfactorio”.

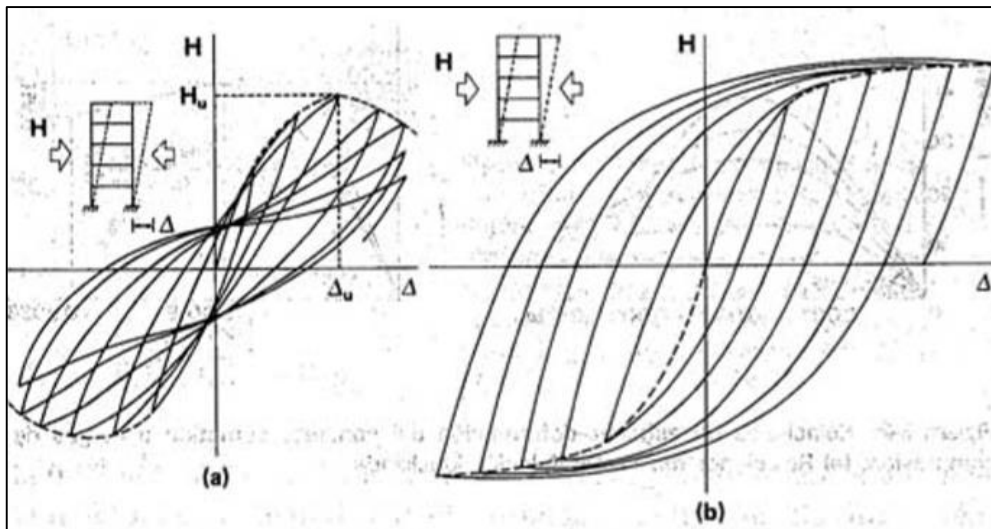


Figura Nro. 13: Ciclo histórico de cargas

Fuente: (Wakabayashi & Martínez, 1988)

En la figura N°13 presentada por Wakabayashi & Martínez (1988) se presenta el comportamiento de estructuras sometidas a cargas horizontales repetidas (ciclo histerético de cargas) mostrando así en la sección (a) de la imagen un comportamiento deficiente para la estructura ante cargas horizontales y en la sección (b) un comportamiento bueno ante cargas horizontales.

2.2.5. Comportamiento de los materiales de construcción

Resulta importante el conocimiento de las propiedades y comportamiento de los materiales predominantes en las estructuras de concreto armado (concreto y acero de refuerzo) para ello existen diversas investigaciones en las que se presentan diversos modelos que representan una idealización del comportamiento de estos materiales a continuación se dan a conocer algunos de estos modelos los cuales fueron recopilados de investigaciones.

Vergara & Zevallos (2014) precisan que “Debido a la necesidad de representar explícitamente la fluencia en las vigas, columnas u uniones viga-columnas hace que se requiera un modelo más detallado al realizar un análisis no lineal”.

2.2.5.1. Concreto

Respecto al comportamiento bajo esfuerzo uniaxial del concreto Park & Paulay (1983) indican que “bajo condiciones prácticas, en raras ocasiones se esfuerza al concreto en solo una dirección (esfuerzo uniaxial), en la mayoría de casos estructurales se refuerza simultáneamente al concreto en varias direcciones, sin embargo se puede justificar el suponer una condición uniaxial”.

Ottazzi, (2011) presenta una grafica de curvas típicas de esfuerzo-deformación del concreto simple en compresión, el cual es cargado axialmente, estas curvas fueron obtenidas de ensayos de compresión lentos con control de deformación, esta figura se presenta a continuación:

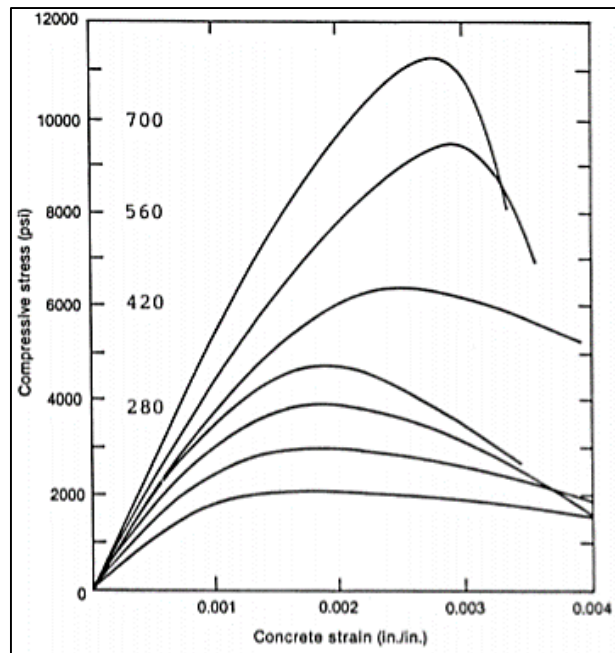


Figura Nro. 14: Curvas típicas del concreto en compresión

Fuente: (Ottazzi, 2011)

En la figura N°14 muestra las curvas típicas que tienen las curvas esfuerzo deformación del concreto cuando este es cargado axialmente, estas curvas fueron obtenidas de ensayos de compresión lentos con control de deformación, de tal manera que se obtuvo la rama descendente de las curvas, en ensayos con carga controlada normalmente no es posible obtener la zona descendente. (Ottazzi, 2011).

Ottazzi (2011) concluye para las curvas esfuerzo deformación lo siguiente:

- El concreto simple (sin armaduras de refuerzo) es un material frágil de baja capacidad de deformación que no tiene punto de fluencia ni rango de deformación plástica ni endurecimiento por deformación como el acero de refuerzo.
- A mayor resistencia ($f'c$) tiene menor capacidad de deformación. La deformación máxima que puede alcanzar el concreto comprimido - ϵ_{cu} - disminuye al aumentar ($f'c$.)
- La deformación - ϵ_o - correspondiente al valor de $f'c$, varía entre 0.0015 y 0.003. Al aumentar $f'c$ aumenta ϵ_o . Para concretos de hasta unos 350 kg/cm² el valor de $f'c$ se presenta para deformaciones cercanas a 0.002.



d) Luego de alcanzar $f'c$ empieza una rama descendente producto de la fisuración interna. Por encima del esfuerzo crítico la propagación interna de las grietas se vuelve inestable.

e) La longitud de la rama descendente está muy influenciada por las condiciones del ensayo (control de carga o de deformaciones) y por la máquina de ensayo (rígida o flexible), las máquinas flexibles conducen a fallas frágiles de las probetas.

f) La curva es aproximadamente lineal hasta 0.4, 0.5 de $f'c$.

g) La rama ascendente se puede aproximar por una parábola. En elementos reales (por ejemplo vigas) la rama descendente de la curva esfuerzo – deformación siempre estará presente, por la presencia de gradientes de esfuerzos en los cuales las fibras menos esforzadas estabilizan a las más esforzadas.

a) Modelos para el concreto

“Se han propuesto numerosas ecuaciones o modelos elásticos para describir analíticamente la curva esfuerzo – deformación del concreto en compresión, pero el problema es complejo ya que intervienen numerosas variables, entre ellas la presencia de confinamiento”. (Ottazzi, 2011), para la presente investigación se hace referencia al modelo de esfuerzo- deformación para el concreto confinado propuesto Mander (1988), el cual tiene bastante aceptación en la actualidad y es utilizado en el modelo estructural de la presente investigación.

Modelos esfuerzo - deformación para el concreto confinado

a) Modelo de Whitney

Hernandez & Mielles (2015) dicen que “este es un modelo adoptado por varias normativas el cual sustituye el diagrama parabólico de compresiones por otro equivalente rectangular”. Con este modelo se puede encontrar la magnitud y la fuerza resultante de la fuerza de compresión del concreto pero es una propuesta muy conservadora por que reemplaza la distribución real de esfuerzos por un rectángulo que define la intensidad de la compresión.

“La forma del bloque de compresiones real es representada por un bloque de compresión rectangular equivalente” (Vergara & Zeballos, 2014).

c) Modelo de Hognestad:

Este es un modelo que tiene mayor aceptación en lo que se refiere a los modelos de comportamiento para el concreto no confinado porque este es un modelo que puede ser aplicado a secciones de rectangulares y circulares.

“Es la idealización más común para el comportamiento del concreto no confinado que data del año 1951. En este modelo se suele adoptar un valor de $\epsilon_0 = 0.002$ y un valor de ϵ_{cu} comprendido entre 0.003 y 0.004”. (Ottazzi Pasino, 2011)

“El modelo de Hognestad está compuesto por un tramo parabólico que llega a una deformación unitaria para el concreto de $\epsilon_0 = 1.8 * f'c / Ec$ en el esfuerzo máximo del concreto ($f'c$), tras esto sigue un comportamiento lineal decreciente hasta una deformación unitaria máxima de 0.0038 a la cual le corresponde un esfuerzo de $(0.85 * F'c)$ ” (Vergara & Zeballos, 2014)

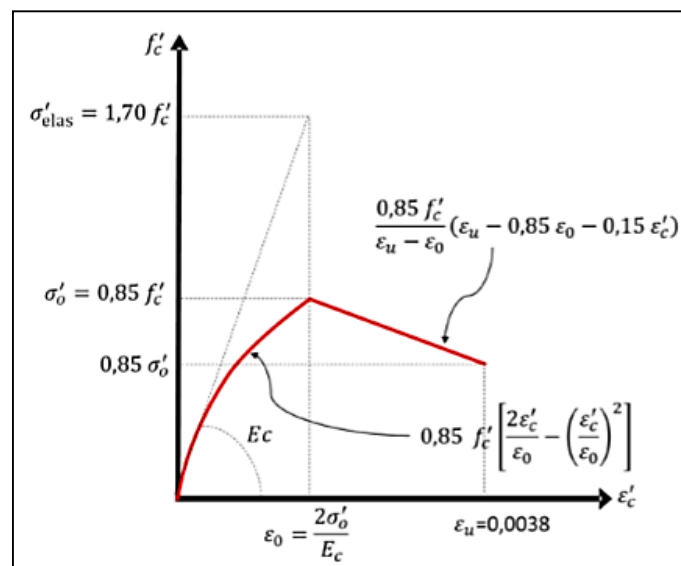


Figura Nro. 15: Modelo de Hognestad

Fuente: (Hernández & Mieles, 2015)

Como se observa en la figura Nro. 15 la curva de comportamiento de una sección de concreto asciende gobernada por una ecuación de segundo grado hasta alcanzar su máxima resistencia y luego esta curva desciende en forma lineal hasta alcanzar su deformación última.

II) Modelos esfuerzo - deformacion para el concreto confinado

a) Modelo de Park y Paulay

“El aporte de acero de confinamiento (estribos, espirales) ayuda a mantener un material dúctil ante deformaciones excesivas. Las variables que componen esta curva son la relación volumétrica del acero transversal- volumen del núcleo confinado de concreto, así también el

espaciamiento del refuerzo de confinamiento y la resistencia del concreto” (Vergara & Zeballos, 2014)

Este es uno de los modelos propuestos para el concreto confinado por estribos rectangulares, conservadoramente no se modifica la resistencia del concreto por la presencia de confinamiento

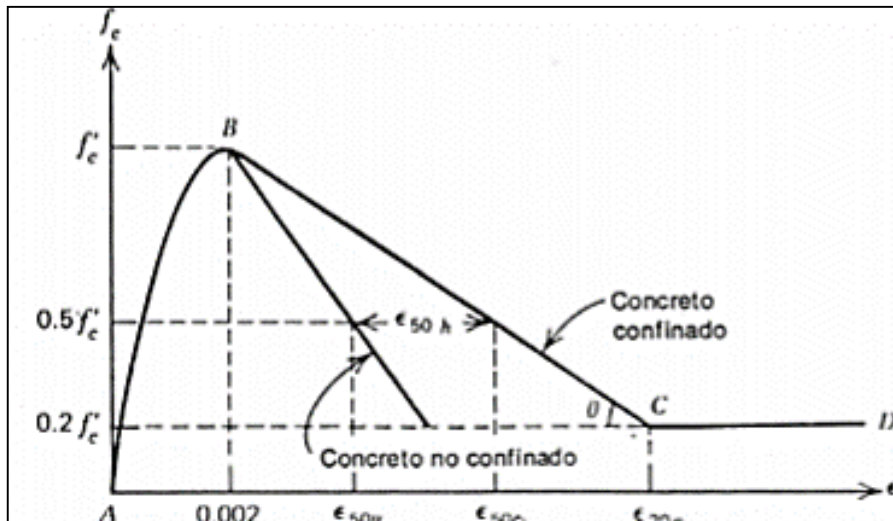


Figura Nro. 16: Modelo de Kent & Park para concreto confinado por estribos rectangulares

Fuente: (Ottazzi, 2011)

Modelo de Mander

El modelo de Mander ilustra el comportamiento del concreto confinado y es aplicable a secciones cuadradas y circulares, este es un modelo con bastante aceptación en la actualidad y es utilizado en las rutinas de cálculo de varios softwares. El modelo de Mander contiene una curva parabólica que considera el efecto favorable del confinamiento y lo hace mediante el incremento de la resistencia a compresión y la deformación del concreto. En él la falla se inicia cuando colapsa el refuerzo transversal y ya no es capaz de confinar al núcleo, provocando así deformaciones mayores que las admitidas por otros modelos. (Hernández & Miele, 2015)

“Este modelo es aplicable para elementos con variables: secciones transversales y nivel de confinamiento. Este modelo es el más empleado para el análisis sísmico de edificaciones”. (Vergara & Zeballos, 2014).

“El modelo de Mander es actualmente uno de los más utilizados para la investigación del comportamiento de secciones de concreto en flexión y flexocompresión. Es posible modificar la curva correspondiente al concreto no confinado, para incluir el efecto del confinamiento (estribos o espirales) tanto en el valor de f'_c como en la deformación máxima”. (Ottazzi, 2011)

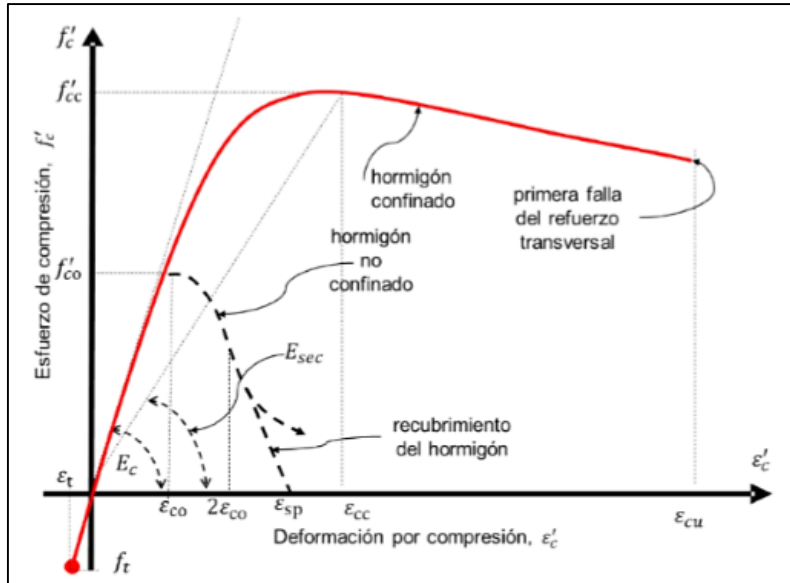


Figura Nro. 17: Modelo de Mander

Fuente: (Hernández & Mieles, 2015)

Curva del Modelo Confinado de Mander para el Concreto Armado

Medina, (2010) indica que para la porción a compresión del modelo confinado de esfuerzo deformación última del concreto confinado está basada en el confinamiento (Refuerzo transversal) del acero. Los siguientes parámetros son definidos para el modelo de esfuerzo deformación

ϵ : Deformación del concreto

f : Esfuerzo del concreto.

E : Modulo de elasticidad (Modulo tangente)

E_{sec} : Modulo de elasticidad secante.

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto no confinado

$f'cc$: Resistencia a la compresión del concreto confinado. Dependiente del acero de confinamiento

$\epsilon'c$: Deformación del concreto a $f'c$

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto para el caso no confinado y deformación de astillamiento del concreto para el caso confinado

$\epsilon'cc$: Deformación del concreto a $f'cc$.

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto para el caso del concreto confinado; esta variable es dependiente del acero de confinamiento, provista en la sección

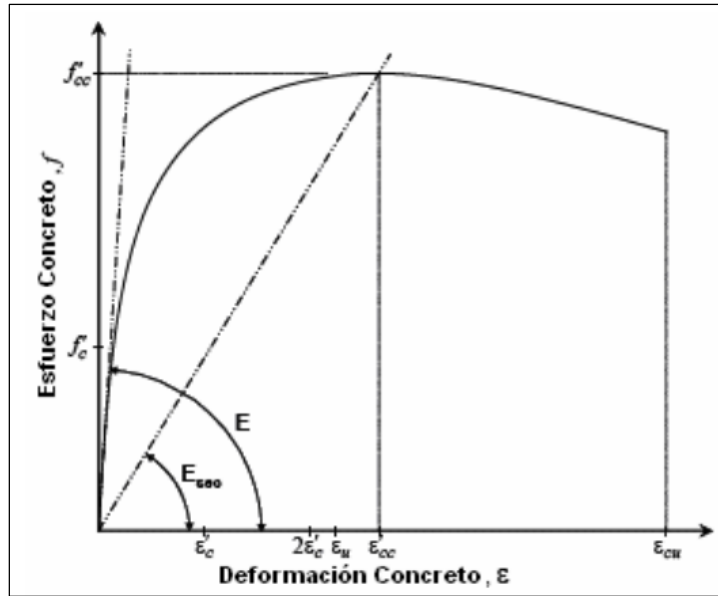


Figura Nro. 18: Curva esfuerzo-deformación para el modelo confinado de Mander

Fuente: (Medina, 2010)

El esfuerzo del concreto está definido por la siguiente ecuación:

$$f = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2)$$

Donde:

$$\epsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \epsilon'_c \quad (3)$$

$$X = \epsilon / \epsilon_{cc} \quad (4)$$

$$E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon''_{cc} \quad (5)$$

$$r = E / (E - E_{sec}) \quad (6)$$

Resistencia a la compresión del concreto en el modelo confinado de Mander

f'cc. : Las siguientes variables son usadas en la definición de la resistencia:

Ac: Área del centro del concreto medida desde eje central hasta el eje central del acero de confinamiento.

Acc: Área del centro de concreto excluyendo el refuerzo longitudinal;

Acc=Ac(1-pcc).

Ae: Área efectiva realmente confinada

Asc: Área del estribo circular o de la espiral de confinamiento.

AsL: Área total de todos los refuerzos longitudinales



Asx: Área del estribo rectangular extendido en la dirección X-X.

Asy: Área del estribo rectangular en la dirección Y-Y.

bc: Distancia eje centroidal a eje centroidal entre el perímetro rectangular del estribo que se extiende en la dirección Y-Y.

dc: Distancia eje centroidal a eje centroidal entre el perímetro rectangular del estribo que se extiende en la dirección X-X.

ds: diámetro del estribo circular o del espiral del acero de confinamiento desde el eje centroidal al eje centroidal del acero.

f[']c: Resistencia a la compresión del concreto armado no confinado.

f_L: Presión lateral en el concreto confinado provista por el acero de confinamiento.

f_L[']: Presión efectiva lateral en el concreto confinado provista por el acero de confinamiento

f_{yh}: Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento.

K_e: Coeficiente que mide la efectividad del acero de confinamiento.

S: Distancia longitudinal desde el eje centroidal al eje centroidal entre el estribo o espiral.

s[']: Distancia libre longitudinal entre el estribo o espiral.

w[']: Distancia transversal libre entre las barras adyacentes longitudinales con los cruces.

p_{cc}: Cuantía de acero longitudinal; $p_{cc} = A_{sL} / A_c$.

p_s: Cuantía volumétrica del refuerzo transversal de confinamiento al centro de concreto.

p_x: Cuantía de acero para los estribos rectangulares extendiéndose a lo largo de la dirección X-X; $p_x = A_{sx} / s d_c$.

p_y: Cuantía de acero para los estribos rectangulares extendiéndose a lo largo de la dirección Y-Y; $p_y = A_{sy} / s b_c$.

Para centros rectangulares:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (7)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \tag{8}$$

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \tag{9}$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \tag{10}$$

$$A_{cc} = b_c d_c \tag{11}$$

$$K_e = \frac{A_g}{A_{CC}} \tag{12}$$

$$f_{lx} = k_e f_{Lx} \tag{13}$$

$$f_{ly} = k_e f_{Ly} \tag{14}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \tag{15}$$

Después que f'_{lx} y f'_{ly} son conocidos, f'_{cc} es determinada usando criterios de falla multiaxial en términos del esfuerzo de confinamiento que fue publicado en el artículo de la referencia, Mander et al. (1984). (Medina, 2010)

Deformación última a la compresión del concreto en el modelo confinado de Mander ϵ_{cu} :

La variable ϵ_{cu} es función del acero de confinamiento. La siguiente figura muestra la curva de esfuerzo deformación del modelo de Mander para el caso confinado y no confinado. La diferencia entre los dos casos se muestre en tono achurado. (Medina, 2010)

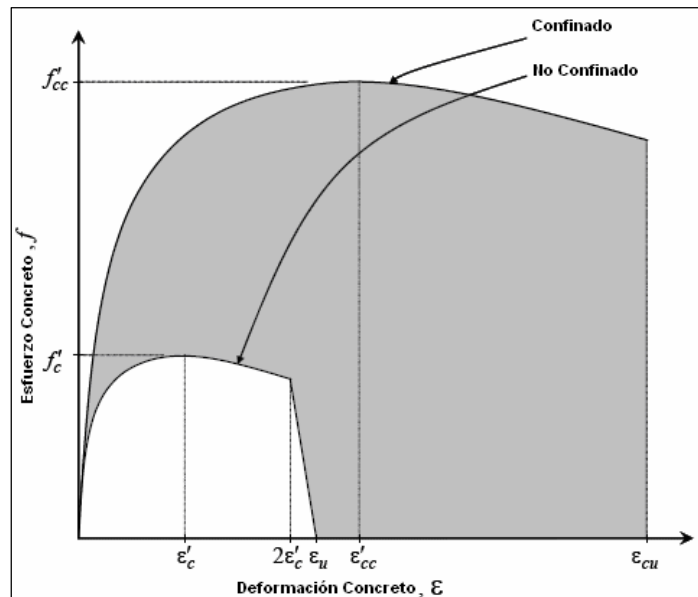


Figura Nro. 19: Curva esfuerzo-deformación para el modelo confinado y no confinado de Mander

Fuente: (Medina, 2010)

Medina, (2010) indican que la región achurada de color gris mostrada en la figura N°19 representa la capacidad adicional que provee el confinamiento del acero en cuanto a la energía de deformación acumulada.

Suponiendo que A_1 es el área achurada entre el modelo de Mander confinado y no confinado y A_2 es el área bajo la curva de esfuerzo deformación del acero confinado. Adicionalmente suponga que ρ_s es la razón volumétrica entre el acero de confinamiento y el centro de concreto. Entonces, igualando energías bajo las curvas de esfuerzo deformación del concreto y del acero de confinamiento se obtiene:

$$A_1 = \rho_s a_2 \quad (16)$$

Asimismo (Medina, 2010) dice que el software computacional SAP2000 determina el valor apropiado de deformación última del concreto, ϵ_{cu} , por ajuste y error, igualando las energías como se explicó anteriormente. Cuando la relación $A_1 = \rho_s A_2$ es satisfecha, el valor correcto de ϵ'_{cu} ha sido encontrado. La resistencia de fluencia a tracción en las curvas de esfuerzo deformación para el modelo de Mander Confinado es tomado como $7.5(f'c)^{0.5}$ psi.

2.2.5.2. Acero de refuerzo

En nuestro medio local el acero de refuerzo utilizado en el proceso de construcción de estructuras de concreto armado es el denominado fierro corrugado ASTM A615 –Grado 60, que para fines de esta investigación se toma en consideración según la ficha técnica de la corporación Aceros Arequipa S.A., este acero corrugado se comercializa en varillas de 9m de longitud y de sección circular con corrugaciones para mejorar la adherencia con el concreto.



Figura Nro. 20: Varillas de refuerzo

Fuente: Google Chrome

Tabla 2: Diámetros de las varillas del acero de refuerzo

Diámetro de la Barra		Área	Peso Nominal
Pulg.	mm	cm ²	kg/m
-	6	0.28	0.22
-	8	0.50	0.395
3/8	-	0.71	0.56
-	12	1.13	0.888
1/2	-	1.29	0.994
5/8	-	1.99	1.552
3/4	-	2.84	2.235
1	-	5.10	3.973
1 3/8	-	1.01	7.907

Fuente: Ficha técnica fierro corrugado ASTM A615-Grado 60

I) Modelos esfuerzo - deformacion para acero de refuerzo

Es bien conocido que el concreto es un material debil a fuerzas de tracción, por lo tanto en el diseño y construcion de elementos estructurales es necesario el uso de concreto y acero de refuerzo para resistir la demanda de fuerzas de traccion, cabe mencionar que el acero de refuerzo contribuye al concreto en resistir cargas de compresión, caso columnas o cualquier elemento que trabaje a flexocompresion, por lo tanto se hace necesario el conocimiento del modelo que gobierna el comportamiento de este material, a continuacion se presentan los diferentes modelos de esfuerzo deformacion para el acero de refuerzo:

a) Modelo elastoplástico

Según Hernandez & Mieles (2015) este modelo idealizado representa una muy buena aproximacion al verdadero comportamiento del acero, la primera parte de la curva representa el comportamiento elastico perfecto y la relacion esfuerzo – deformacion obedece a la ley de Hooke, la segunda parte de la curva representa el carácter plastico de este material una vez que se alcanza la fluencia (F_y) sin que intervenga necesariamente un aumento de carga las deformaciones se van incrementando de manera progresiva.

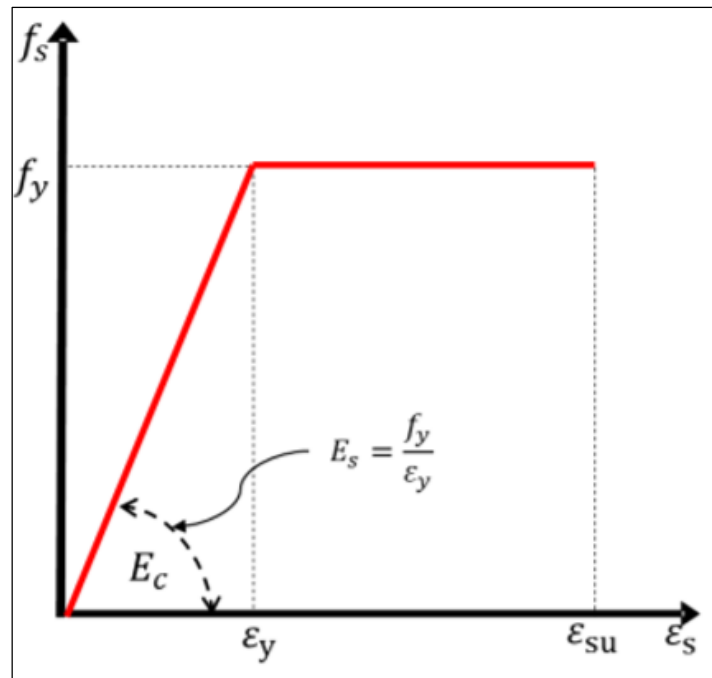


Figura Nro. 21: Modelo elastoplástico del acero

Fuente: (Hernández & Mieles, 2015)

En el modelo estructural presentado en esta investigación para representar el comportamiento no lineal del acero de refuerzo se usó este modelo elastoplástico debido a la sencillez con la que se relaciona la fluencia y la deformación de fluencia del acero hasta alcanzar la deformación de endurecimiento.

“Esta curva ignora la resistencia superior de cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, asimismo esta curva es asumida para el acero en el diseño de estructuras por el código A.C.I. 318. Si la deformación plástica que ocurre a un esfuerzo casi constante después de la cedencia es mucho mayor que la extensión elástica máxima, esta curva supuesta da muy buena exactitud” (Park & Paulay, 1983)

b) Modelo trilineal

“Se aplica para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por lo tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia”. (Vergara & Zeballos, 2014)

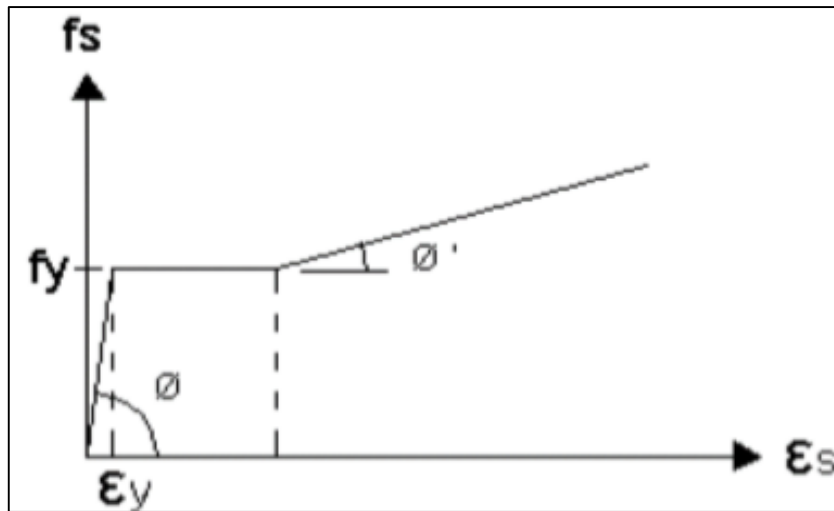


Figura Nro. 22: Modelo esfuerzo – deformación trilineal para el acero

Fuente: (Vergara & Zeballos, 2014)

2.2.5. Comportamiento no lineal de estructuras de concreto armado

Según el artículo de investigación desarrollado en el Instituto de Torroja (Recuero & Equipo de Investigación). El comportamiento de estructuras de concreto armado desde el punto de vista carga-desplazamiento es intrínsecamente no lineal, las causas de este comportamiento no lineal pueden clasificarse fundamentalmente en dos grupos:

- No linealidad de la ley constitutiva de los materiales (No linealidad mecánica)
- No aplicabilidad de la hipótesis de deformaciones pequeñas (No linealidad geométrica)

No linealidad mecánica

La no linealidad mecánica tiene origen en las leyes constitutivas de los materiales o de los elementos estructurales, es decir el comportamiento intrínseco tensión-deformación. El concreto armado al ser un material heterogéneo su comportamiento deformacional depende de las características de los áridos y cementos (historia de cargas, edad del concreto, compacidad del mismo, grado de confinamiento, etc.). En el estudio del comportamiento de elementos de concreto armado habrá que considerar no sólo el comportamiento del concreto y del acero por separado sino también la interacción que existe entre estos. Para esto, la relación que se utiliza es la de momento-curvatura, estos diagramas pueden obtenerse experimentalmente y/o numéricamente a partir de las leyes constitutivas tensión-deformación de los materiales, la forma que adoptan estos diagramas nos indica el tipo de rotura, frágil o dúctil, que se producirá en la sección estudiada. La relación de la profundidad de la fibra neutra al canto útil de la sección, en rotura, mide su grado de ductilidad, los valores de este parámetro que indican rotura



de tipo dúctil son los inferiores al correspondiente a la situación balanceada, para los cuales el acero en tracción ha alcanzado su límite elástico. Cuando el acero sobrepasa la deformación del límite elástico, pequeños incrementos del momento actuante aportan grandes aumentos en la rotación; esto quiere decir que la sección adquiere un comportamiento de tipo plástico hasta que se alcanza el valor límite de rotación. Con secciones dúctiles el estado límite último de la estructura no es alcanzado cuando la sección crítica fluye, sino cuando se produce el límite de la rotación plástica, después del cual la rotura tiene lugar. Como consecuencia, una estructura con secciones críticas dúctiles tiene un grado de seguridad mayor que aquel que corresponde a una estructura con secciones frágiles. El grado adicional de seguridad debido a la ductilidad de las secciones puede ser detectado únicamente aplicando el análisis no lineal. (Recuero & Equipo de Investigación)

No linealidad geométrica

Según (Recuero & Equipo de Investigación) La no linealidad geométrica se debe a que los movimientos que se producen en la estructura por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la misma y en consecuencia no es aceptable la simplificación de considerar el equilibrio sobre la posición inicial sin deformar. Se pueden presentar dos casos fundamentales de no linealidad geométrica:

- Debido al desplazamiento de los nudos especialmente importante en pórticos trasnacionales, en los que el movimiento horizontal de los pisos introduce unos momentos adicionales de vuelco producidos por el desplazamiento de las cargas verticales, este fenómeno es el denominado efecto $P-\Delta$. Es un fenómeno de carácter global.
- Debido a la deformación por flexión del eje de los soportes, que también introduce momentos adicionales en los mismos que pueden llegar a provocar fenómenos de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno es de carácter local.

2.2.6. Diseño por desempeño

Según Toledo, (2011) “La Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), ha sido el pionero en formular las primeras disposiciones sísmicas, en los Estados Unidos y en muchos países. En 1959 publicó varias ediciones de las Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, lo que se conoce como el libro Azul de la SEAOC (SEAOC Blue Book)”.



El diseño basado en desempeño de las estructuras básicamente consiste en la selección de criterios de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detallado de los elementos estructurales y no estructurales que para diferentes niveles de demanda sísmica los daños en estos elementos no superen ciertos estados de daño.

“El nivel de desempeño estructural y no estructural representan una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación. El nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño en el edificio, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como los no estructurales y su contenido, relacionándolo con la función del edificio” (Merino, 2013)

La SEAOC en el denominado libro azul expresa que las estructuras no deberían sufrir daños al registrarse niveles de movimiento sísmico menores, para movimientos sísmicos moderados no deberían sufrir daños estructurales, pero con la posibilidad de tener daños en los elementos no estructurales y para movimientos sísmicos mayores las estructuras no deberían colapsar, aunque podrían presentar daños importantes en los elementos estructurales y no estructurales.

“El diseño por desempeño sísmico de estructuras se basa en la premisa de que su comportamiento puede predecirse y evaluarse, con suficiente seguridad para el ingeniero y el cliente, con el objetivo de tomar decisiones más acertadas, teniendo información sustentada en consideraciones con respecto al ciclo de vida del edificio en vez de sólo costos de construcción”. (Hernandez & Villamizar 2017)

“La ingeniería basada en desempeño se define como una amplia gama de conceptos de ingeniería sísmica que se abordan en el diseño de estructuras de comportamiento sísmico predecible, la metodología de ingeniería basada en desempeño se aplica a todo tipo de estructuras en todas las regiones sísmicas. Comienza con la selección de los objetivos de desempeño y la identificación de los riesgos sísmicos, continua con diseños conceptuales, preliminares y finales, la verificación del diseño, y concluye con la garantía de calidad durante la construcción y mantenimiento de edificios después de la construcción, el diseño y pasos de verificación varían dependiendo del enfoque de diseño seleccionado y los objetivos de desempeño. (SEAOC (Structural Engineers Association of California), 1999)

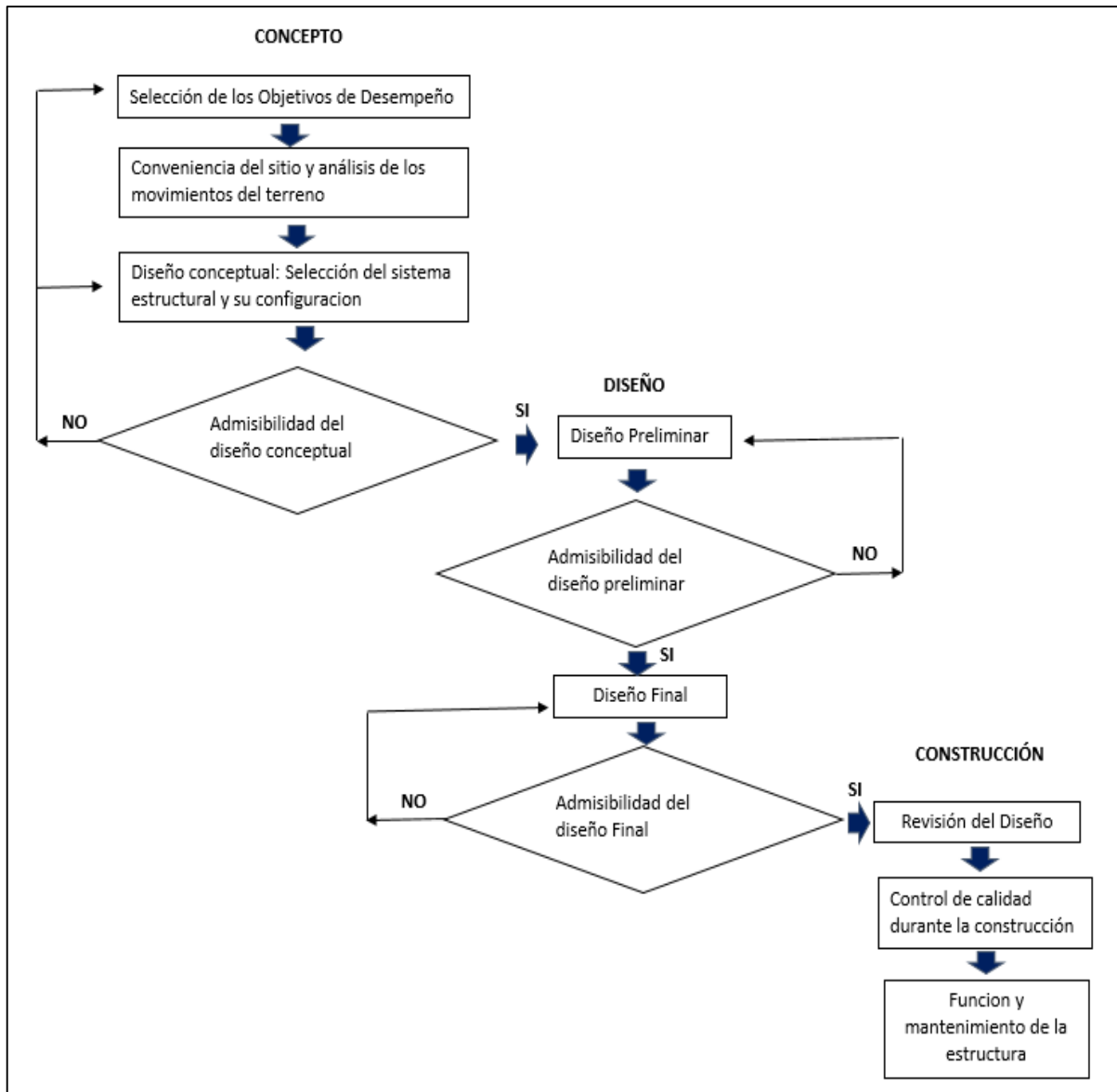


Figura Nro. 23: Diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en el desempeño

Fuente: (SEAOC (Structural Engineers Association of California), 1999)

2.2.6.1. Niveles de desempeño sísmico

“Los niveles de desempeño que definen el estado de daño de una estructura. Representa una condición límite o tolerable que se establece en función de los posibles daños físicos sobre la edificación. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes del edificio inducidos por estos daños y la funcionalidad del edificio después del terremoto, es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto los elementos estructurales como los no estructurales y su contenido (se refiere a los equipos, instalaciones u objetos que se encuentren dentro del edificio) relacionado con la función de la edificación, los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (la sensación u impacto que



genera el sismo en los usuarios del edificio) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes”. (Vision 2000, 1995)

2.2.6.2. Objetivos de desempeño

En la propuesta planteada por el comité Visión 2000 (1995) se definen cuatro niveles de desempeño los cuales se describen a continuación:

a) Completamente operacional. Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños, no se deben requerir reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, aunque pudiera presentarse cierto daño en elementos no estructurales y algunos acabados. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes y todo el contenido y servicios de la edificación permanecen operativos.

b) Ocupación inmediata. En este nivel de desempeño ocurren daños moderados en los elementos no estructurales y el contenido de la edificación, incluso pueden ocurrir daños leves en los elementos estructurales, es decir, el daño no compromete la seguridad del edificio. Respecto al equipo y operación, se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.

c) Seguridad de vida. En este nivel de desempeño pueden ocurrir daños moderados en los elementos estructurales, no estructurales y en el contenido del edificio. Su rigidez y capacidad de resistir cargas laterales se reduce, y las instalaciones sufren un daño considerable, las instalaciones pueden quedar fuera de servicio y el edificio requerirá reparaciones importantes, sin embargo, debe garantizarse la integridad del público usuario.

d) Pre-colapso. En este nivel de desempeño la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema estructural compromete la estabilidad de la edificación. Se trata de un caso de daño extremo en el que no se garantiza la integridad física de los usuarios y las reparaciones pueden resultar no factible técnica o económicamente.

“Los objetivos de desempeño quedan definidos por la relación entre un nivel de desempeño y un nivel de diseño sísmico, el cual corresponde a la demanda sísmica de diseño, y es definido a partir de un periodo medio de retorno entre eventos sísmicos que producen daños similares”. (Toledo, 2011)

Para comprender de mejor manera los niveles de desempeño propuestos por el SEAOC (1995) a continuación se presenta un esquema en el cual se muestran los niveles de daño descritos anteriormente frente a los estados de daño que implicaría su ocurrencia.

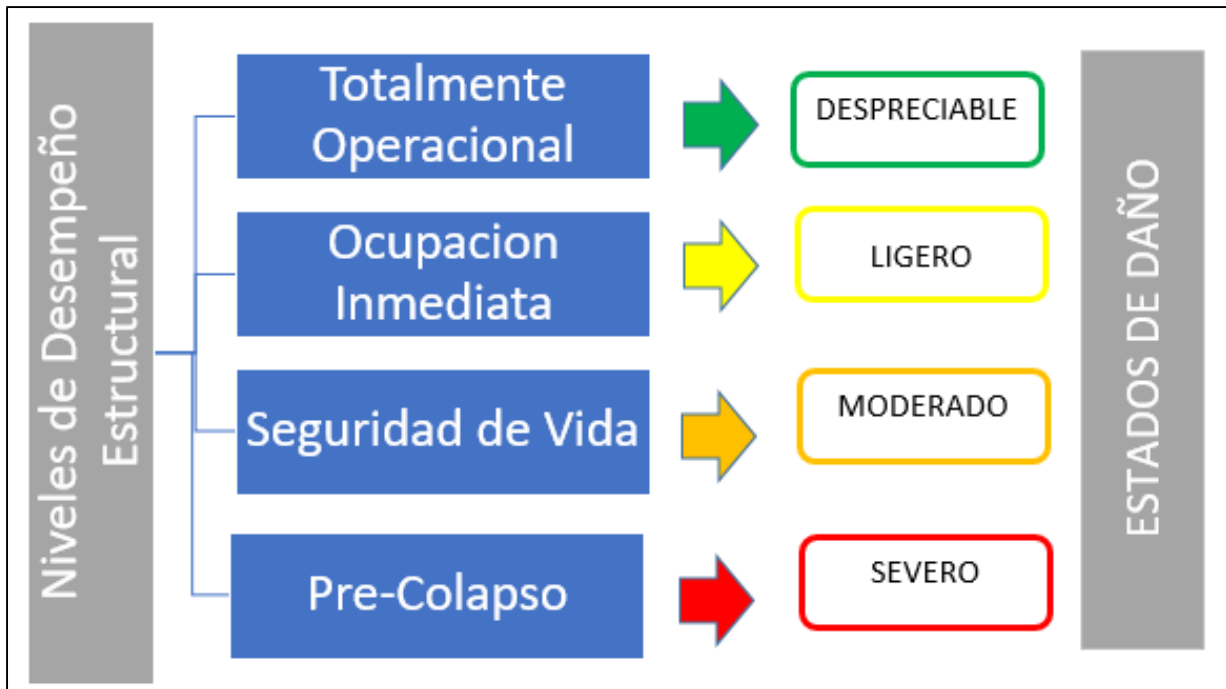


Figura Nro. 24: Esquema de los niveles de desempeño según SEAOC

2.2.7. Amenaza sísmica

Según (Hernandez & Villamizar 2017) “La amenaza sísmica debida al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, las características geológicas regionales y en sitio, y la escogencia del nivel de amenaza seleccionado para el diseño. Se definirá en términos de espectro de respuesta de aceleraciones o bien registros tiempo-historia en base probabilística o determinística”.

Los niveles de desempeño y la demanda sísmica están asociados, el ATC 40 (1996) permite plantear los objetivos de desempeño estructural en base a algunas combinaciones de niveles de desempeño sísmico para distintos escenarios de demanda sísmica.

El ATC 40 (1996) reconocen 3 niveles de peligro sísmico para el diseño de estructuras los cuales son presentados a continuación:

a) Sismo de servicio/ ocasional (SE): Corresponde a un sismo con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 72 años, y califica como sismo frecuente que experimenta una estructura en su vida útil. En magnitud, representa 0.5 veces un sismo de diseño utilizado en las normativas de diseño sismorresistente.

b) Sismo de diseño/ raro (DE): Corresponde a un sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años, representa un sismo de intensidad moderada y severa, es el sismo que se utiliza en la mayoría de las normativas de

diseño sismorresistente para el diseño de estructura este sismo es el que se espera que pueda suceder durante la vida útil de la estructura.

c) Sismo máximo/ muy raro (ME): Corresponde al sismo máximo esperado que podría llegar a experimentar la estructura tiene una probabilidad de 5% de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 975 años, la magnitud de este sismo por lo general varía entre un 1.2 a 1.5 veces el sismo de raro y se usa para el diseño de estructuras esenciales (colegios, hospitales, etc.).

Los objetivos de desempeño para edificios de variada importancia, en términos de niveles de desempeño definidos en Visión 2000 y los niveles de peligrosidad recomendados (niveles de sismos de diseño), definen diferentes niveles de desempeño los cuales se presentan a continuación:

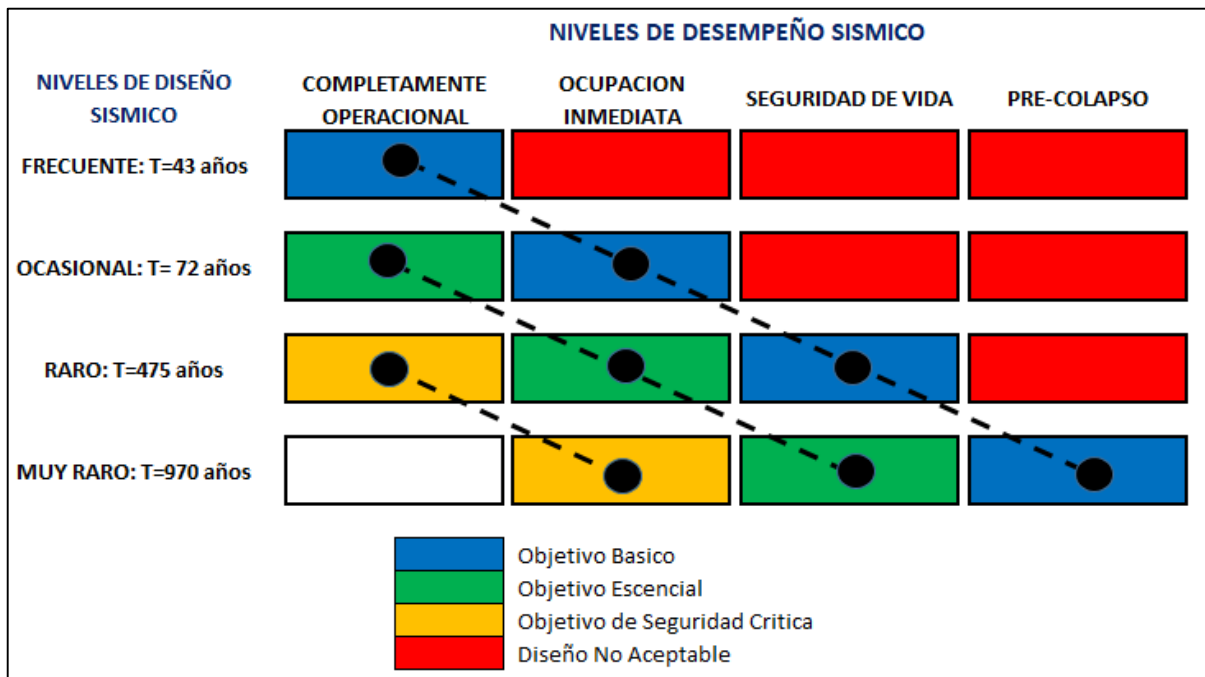


Figura Nro. 25: Objetivos de Desempeño según SEAOC

Fuente: Comité Visión 2000 (SEAOC)

El comité Visión 2000 clasifica a las estructuras en tres grupos de acuerdo a su uso e importancia durante y después de un sismo:

- 1) Estructuras Críticas (depósitos radioactivos)
- 2) Estructuras Esenciales (colegios, hospitales, aeropuertos, etc.)
- 3) Estructuras Básicas (Viviendas comunes)

las estructuras esenciales son edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo, además son aquellas que pueden servir de refugio después de un desastre (Hospitales, Colegios, aeropuertos, etc.) y las estructuras básicas que por lo general falla de estas no acarree peligros adicionales de incendios o fugas contaminantes (viviendas comunes).

“En 1992 la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California se reunieron para analizar las grandes pérdidas que se han producido en sismos recientes, que estuvieron diseñados para un solo sismo, con la filosofía de que no colapsen ante un sismo severo, pero se venían registrando sismos de menor magnitud que no llevaron al colapso a la estructura, pero producían grandes pérdidas en elementos no estructurales, las mismas que se agravaban cuando se tenía que suspender labores para intervenir estos daños, estas pérdidas representaban millones de dólares por lo cual fue motivo para la creación de Visión 2000” (Aguilar, 2008)

2.2.8. Niveles de desempeño según FEMA 356

“El marco conceptual asocia niveles de desempeño con niveles de peligro sísmico; los niveles de peligrosidad sísmica son distintos y define los niveles de desempeño como operacional (“operational”), ocupación inmediata (“immediate occupancy”, IO), seguridad de vida (“life safety”, LS), y prevención del colapso (“collapse prevention”, CP). Se proveen tablas de parámetros de modelamiento y valores de deformación aceptables, para los niveles de desempeño (IO, LS y CO)” . (Toledo, Diseño Sísmico Basado en Desempeño, 2011). Los niveles de peligrosidad sísmica que propone FEMA 356 se detallan a continuación:

Tabla 3: Niveles de probabilidad de ocurrencia sísmica según FEMA 356

NIVEL DE AMENAZA SISMICA	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
SISMO DE SERVICIO	50%	75 años	50 años
SISMO DE DISEÑO	10%	475 años	50 años
SISMO MAXIMO	2%	975 años	50 años

Fuente: (FEMA 356, 2000)

2.2.9. Niveles de desempeño según ATC 40

“En paralelo con el FEMA, el estado de California comisionó el desarrollo de guías para la evaluación sísmica para estructuras de concreto armado. Este proyecto resultó ser el ATC 40

(1996). Al igual que en los reportes FEMA, el análisis estático no lineal (Pushover), se recomienda como un método de elección de los ingenieros estructurales. La predicción del objetivo de desplazamiento se basa en el método del espectro de capacidad; en este método la curva del Pushover (cortante en la base vs desplazamiento en el techo), se convierte en una curva de capacidad equivalente a un sistema de un grado de libertad, y de la intersección de esta nueva curva con un espectro de respuesta modificado, se obtiene un punto de desempeño. El espectro de respuesta modificado, se obtiene a partir de un espectro de diseño con un 5% de amortiguamiento” (Toledo, 2011)

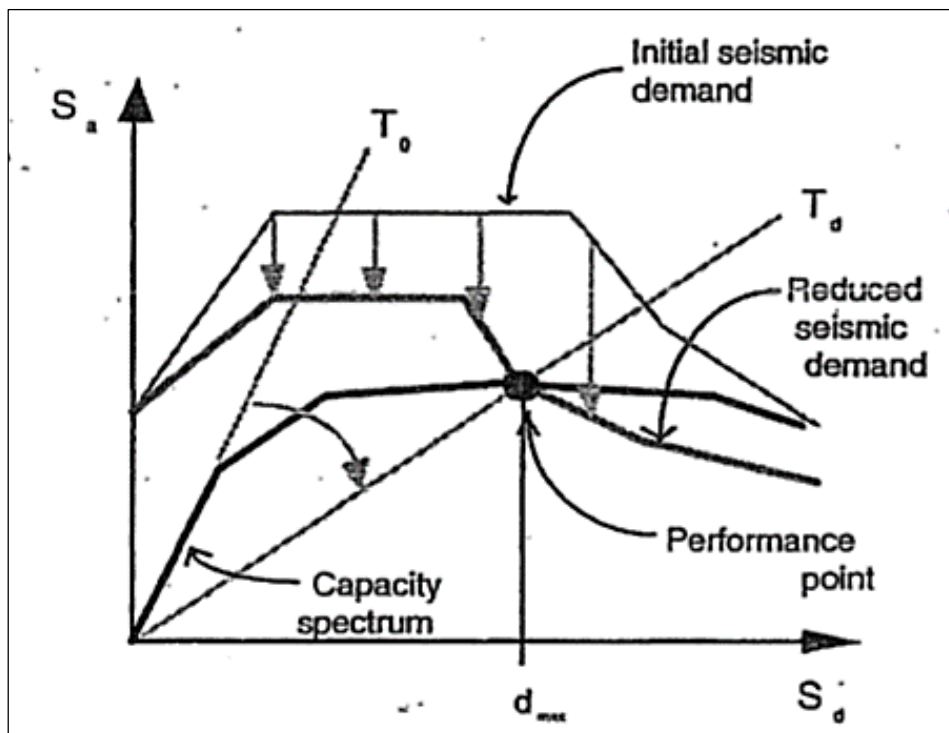


Figura Nro. 26: Representación del Método del Espectro de Capacidad en el ATC 40.

Fuente: (ATC 40, 1996)

En la figura N°26 se puede observar a manera de ejemplo la representación del punto de desempeño (Performance Point) el cual es obtenido de la intersección del espectro demanda (Spectrum with equiv. Damping) el cual toma en consideración el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura, ε (generalmente 5%); y el espectro de capacidad (Capacity Diagram) a través del método espectro capacidad, el cual es usado para determinar el nivel de desempeño de la estructura según las propuestas del ATC 40.

Según el ATC 40 (1996) los niveles de desempeño representan una condición límite establecida en función a los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales, además de la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación provocada por estos daños y la

funcionalidad de la edificación luego de ocurrido el movimiento sísmico. A continuación, en la Tabla N° 04, se detalla los niveles de desempeño establecidos por el ATC 40 para las estructuras.

Tabla 4: Niveles de desempeño – ATC 40

Nivel	Descripción
Operacional	Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con el estado de funcionalidad.
Ocupación Inmediata	Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales u colegios. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
Seguridad de vida	La probabilidad de pérdidas de vida humana es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
Estabilidad estructural	El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.2.10. Interpretación de los niveles de desempeño designados por SAP 2000

ATC-40	Fluencia	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso
NIVEL DE DESEMPEÑO(SAP 2000)	B	IO	LS	CP	C	D	E
VISION 2000(FEMA 356)	Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Proximo al colapso	Colapso	Posterior al Colapso	

Figura Nro. 27: Interpretación de los niveles de desempeño designados por SAP 2000

2.2.10. Capacidad estructural

Según Soto (2009) “ La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite

elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad”

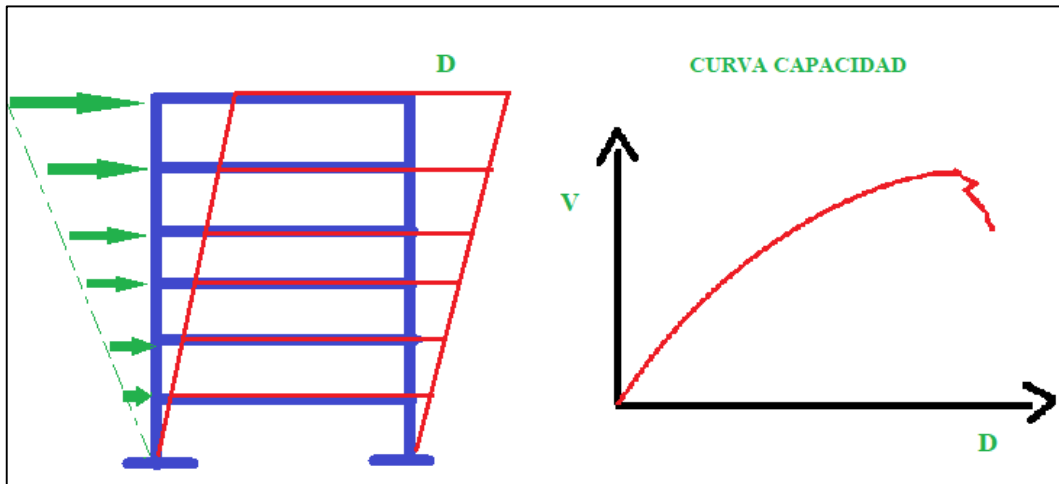


Figura Nro. 28: Representación del Análisis Pushover

2.2.11. Curva capacidad

La curva de Capacidad es aquella gráfica que relaciona la resistencia a carga lateral del edificio versus el desplazamiento lateral en el último piso (en términos de cortante basal V y desplazamiento lateral D). La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales, es decir, del concreto, acero y la combinación de ambos. Asimismo, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura. (Paredes, 2016)

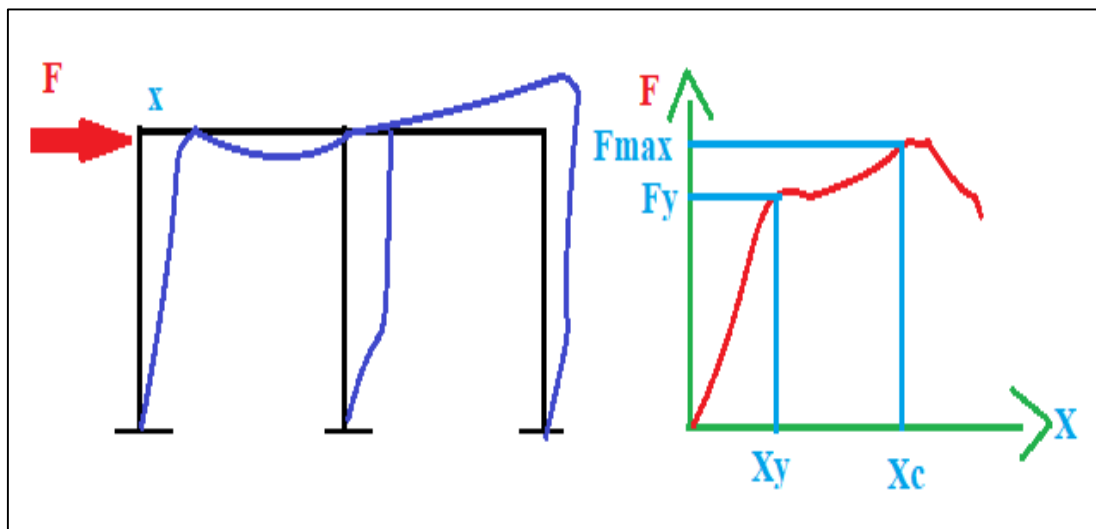


Figura Nro. 29: Representación de la curva capacidad

2.2.12. Análisis estático no lineal

Soto (2009) dice que el análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente cuando se quiere estudiar la capacidad de una estructura (resistencia – deformación) bajo una distribución de cargas laterales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a dichas cargas laterales F_i que se incrementan monótonicamente hasta que la estructura consigue su máxima capacidad, es así que al utilizar esta técnica, se puede identificar la secuencia de agrietamiento, cedencia y fallo de componentes, estados de límites de servicio y las deformaciones respecto de las fuerzas cortantes.

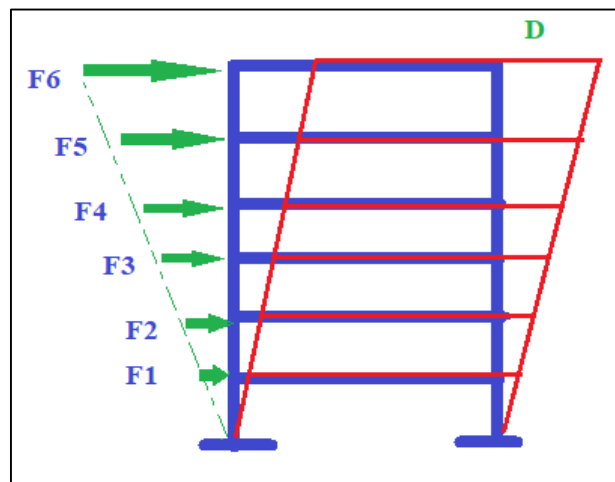


Figura Nro. 30: Representación del Análisis estático no lineal con carga triangular distribuida

Realizar un análisis inelástico utilizando la técnica de análisis no lineal tiempo historia entregaría resultados más semejantes a la realidad ya que este es un análisis más completo pero su uso no es práctico debido a la complejidad de proceso, sin embargo, se tienen métodos mucho más simplificados de análisis no lineal como el análisis Pushover que estudia la estructura en una condición estática. Los análisis inelásticos ayudan a comprender el comportamiento de la estructura cuando está sometida a una sollicitación (fuerza externa) que exceda su capacidad elástica.

“El estudio del comportamiento no lineal es tan importante como el estudio del comportamiento lineal en la práctica de un diseño sismorresistente de las estructuras por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas medianas



que las llevan al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. Asimismo, diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso, y no es técnicamente viable”. (Wakabayashi & Martínez, 1988)

“Para los análisis estáticos, éstos se realizan mediante la aplicación del Análisis Estático No Lineal (AENL) también llamado Pushover que es una metodología de análisis sísmico con mayor aceptación y uso, un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación. Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o hasta producir el colapso de la estructura. Los documentos guía no especifican un tipo de distribución de carga a utilizar, sino que permiten cierta libertad, el comportamiento no lineal de la estructura se representa a través de la secuencia de formación de rótulas plásticas que se ubican en las zonas donde se espera un comportamiento inelástico.

Asimismo, la aplicación del análisis estático no lineal permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico, la demanda depende de ciertos parámetros como la amenaza sísmica y el tipo de ubicación de la estructura; por otro lado, la capacidad de la estructura depende de la rigidez, resistencia y deformación de cada uno de los miembros que la conforman. Por ello, cuando se procede a realizar un AENL, es necesario contar con la siguiente información:

- Características constitutivas de los materiales.
- Las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal.
- Las cargas permanentes y variables que actúan sobre la estructura. La resistencia real de las vigas y columnas.
- La posible ubicación de las rótulas plásticas que podrían formarse en la estructura.
- Las cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura.

2.2.13. Métodos de análisis sísmico

- **Análisis estático lineal:** “Cuando la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad y con una rigidez lineal. La acción sísmica se modela mediante una

distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura mediante un análisis estático lineal” (Paredes, 2016)

- **Análisis dinámico lineal:** En este caso la estructura se modela como un sistema de varios grados de libertad mediante una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento; la acción sísmica se modela utilizando un análisis modal espectral o un análisis tiempo historia. (Paredes, 2016)
- **Análisis no lineal:** Para estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cercanas a las de falla, uno o los dos materiales predominantes en la estructura (concreto y acero de refuerzo), estarán inevitablemente en su rango inelástico. Es decir, el concreto en un elemento estructural alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del rango elástico inicial en los cuales los esfuerzos y deformaciones son aproximadamente proporcionales. De manera similar, en un elemento cercano o en la falla estará esforzado más allá del dominio elástico hasta y aún por encima de la zona de fluencia. Dentro de los análisis no lineales, como ya se mencionó, se tienen el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal, este último se modela de forma similar al primero, sin embargo, la principal diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales. Este proceso es más sofisticado para predecir las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura. (Paredes, 2016)

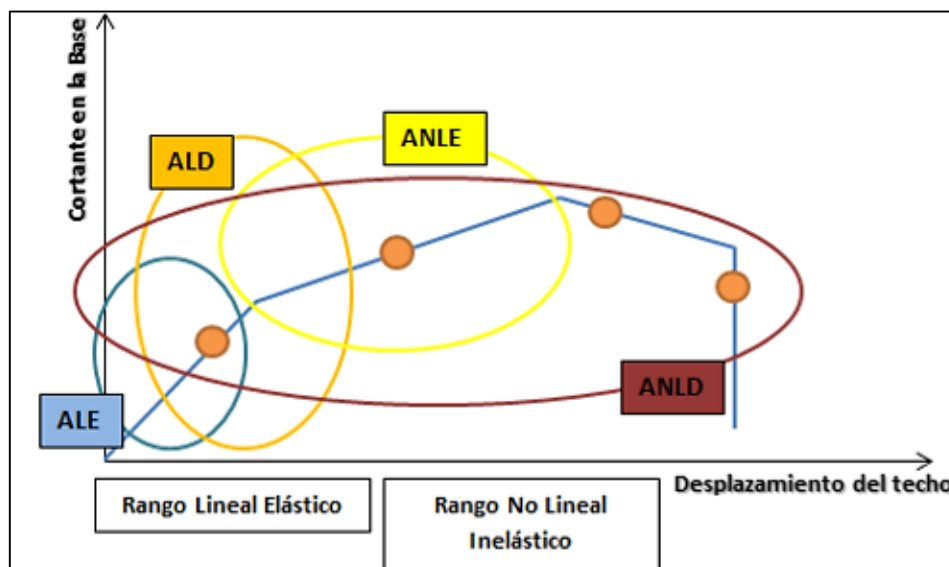


Figura Nro. 31: Representación del Método del Espectro de Capacidad en el ATC 40.

Fuente: (Paredes, 2016)

2.2.14. Análisis estático no lineal (método Pushover)

Como ya se fue mencionando anteriormente la curva capacidad permite medir la resistencia de una estructura (esfuerzos – deformaciones). Esta curva de capacidad resulta de aplicar la técnica de análisis no lineal Pushover.

Esta técnica básicamente lo que hace es considerar la carga gravitacional constante mientras se aplica una carga lateral monotonica (que se incrementa con el tiempo), resultando así la curva de capacidad de la estructura la cual contempla en el eje de las ordenadas la fuerza que representa la demanda solicitada (fuerza cortante, espectros de pseudoaceleración) y en el eje de las abscisas el desplazamiento de la estructura para dicha demanda solicitada (desplazamientos de techo, derivas de entrepiso)

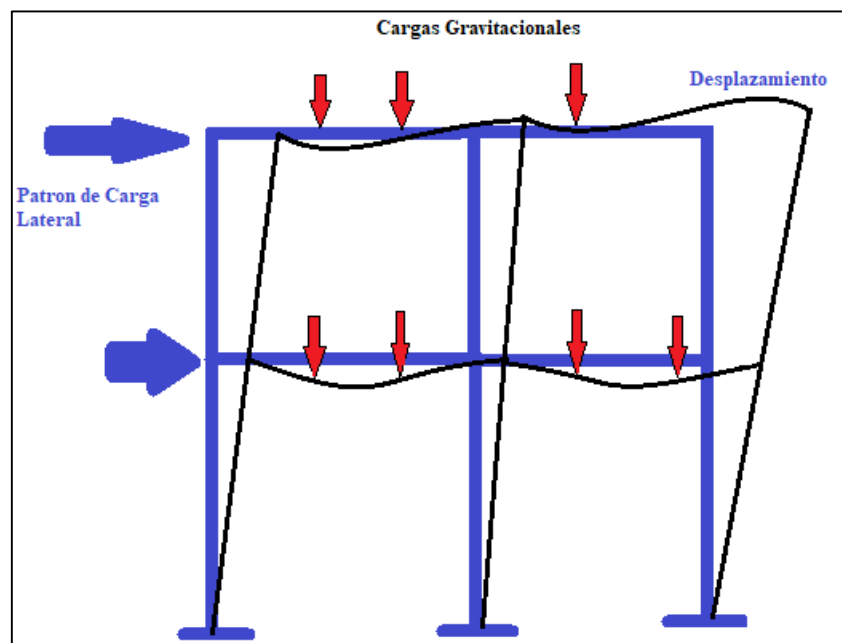


Figura Nro. 32: Ilustración del análisis estático no lineal Pushover.

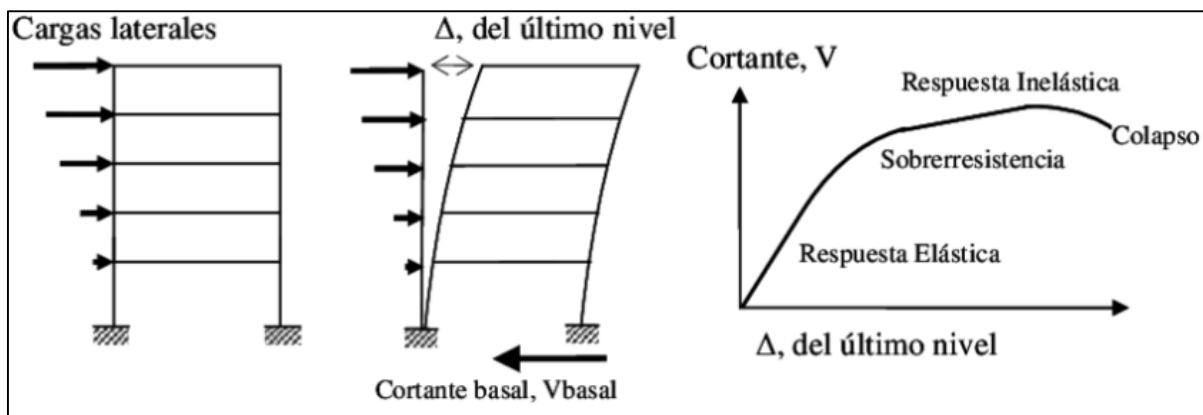


Figura Nro. 33: Ejemplo de análisis monotónico y curva capacidad

Fuente: Toledo, 2011

“Durante el análisis la estructura es sometida a un incremento de fuerzas laterales de manera monotónica hasta alcanzar la máxima capacidad ante desplazamientos. Este patrón de acciones laterales puede ser un patrón de cargas laterales o de desplazamientos” (Chunque , 2013)

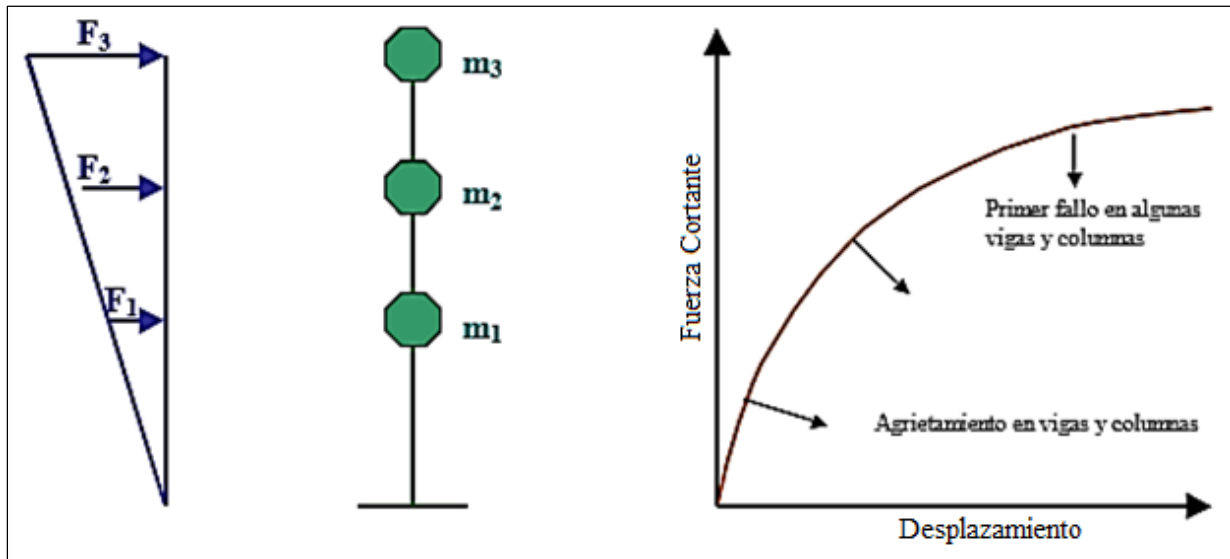


Figura Nro. 34: Ejemplo de análisis monotonico y curva capacidad

Fuente: (Soto, 2009)

2.2.14.1. Procedimiento de análisis estático no lineal (Pushover)

1. Se define un primer caso no lineal asociado a la carga gravitacional incluyendo la acción permanente y variable.
2. Se define un segundo caso no lineal asociado al patrón de carga lateral, de tal manera de que algunos elementos (o grupo de ellos).
3. Se define un punto control ubicado por lo general en el tope de la edificación (centro de masa), donde se va a monitorear el desplazamiento en función al incremento de la fuerza cortante.
4. Se define las ubicaciones de las rótulas plásticas en los elementos estructurales. En este caso se pueden seguir lo lineamientos de FEMA 356 o ATC – 40.
5. Se obtiene la secuencia de formación de rótulas plásticas y la curva de capacidad (desplazamiento en el techo vs corte en la base)

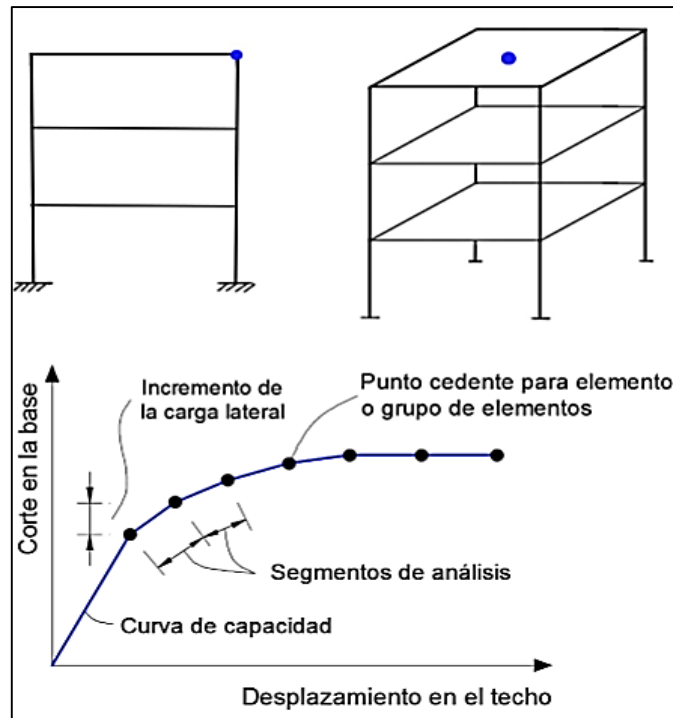


Figura Nro. 35: Ejemplo del procedimiento de análisis Pushover

Fuente: (Hernández. 2017).

2.2.15. Patrones de carga lateral

Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, a continuación, se describen los distintos casos de carga lateral que fueron considerados en esta investigación:

Caso 1: Distribución de carga vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis de estudio en consideración.

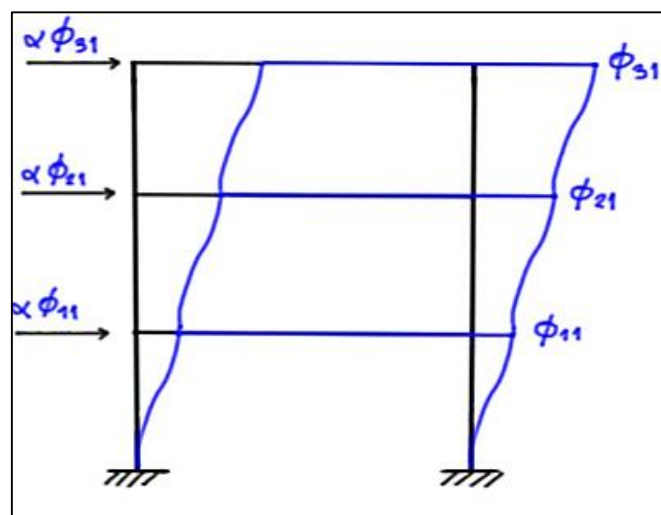


Figura Nro. 36: Caso de carga lateral proporcional a la forma de modo fundamental

Fuente: (Hernández 2017).

Caso 2: Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada masa de entrepiso.

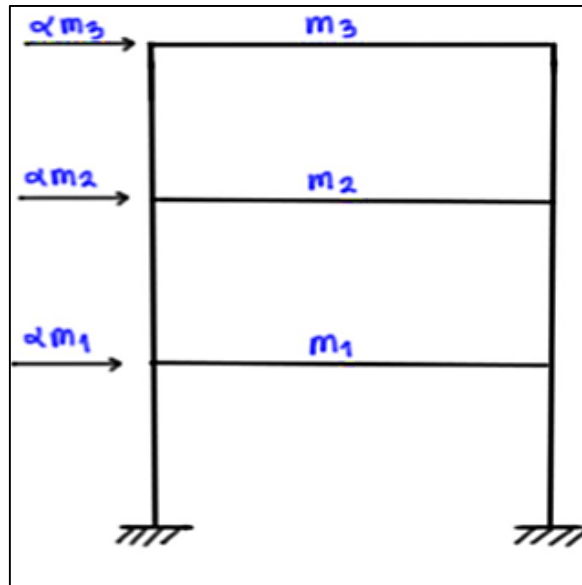


Figura Nro. 37: Caso de carga lateral proporcional a la masa de entrepiso

Fuente: (Hernández 2017).

Caso 3: Distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cvx análogo a la distribución de fuerzas laterales equivalentes (Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030).

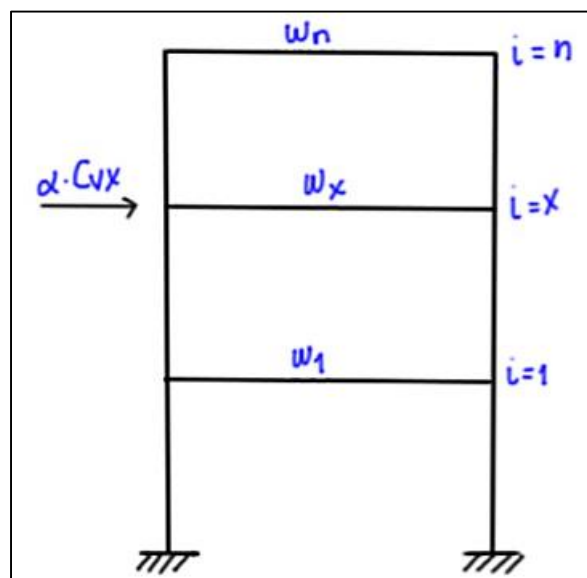


Figura Nro. 38: Caso de carga lateral proporcional a los valores Cvx

Fuente: (Hernández 2017)

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (17)$$

Donde:

- C_{vx} = factor de distribución vertical de carga. $k = 2.0$ para $T \geq 2.5 \text{ seg}$ | 1.0 para $T \leq 0.5 \text{ seg}$ (interpolación lineal en valores intermedios de T).
- w_x = Porción del peso total de la estructura en el nivel X.
- h_x = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel X.
- w_i = Porción del peso total de la estructura en el nivel i.
- h_i = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i.

Caso 4: Distribución de cargas laterales en forma triangular. Esta distribución vertical de carga lateral es proporcional a la altura medida desde la base hasta los niveles de entrepiso.

Caso 5: Distribución de cargas laterales uniformes. La distribución vertical de carga lateral es igual en todos los niveles de entrepiso de la estructura.

2.2.16. Relación momento (M) – curvatura (ϕ)

Según Falconí (2015) “las relaciones momento curvatura en los elementos principales de una estructura permiten conocer la capacidad de ductilidad por curvatura (μ_ϕ), la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u) y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura presentara una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de μ_ϕ para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada”.

Ruiz (2018) considera que “al aumentar el momento, la curvatura se incrementa y la relación entre ambos parámetros es lineal hasta llegar al agrietamiento del concreto (ϕ_{cr}, M_{cr}). Luego de esta etapa, existe otra relación lineal momento-curvatura que tendrá una pendiente diferente a la primera. Esta segunda tendencia tendrá un límite denominado de fluencia (ϕ_y, M_y). Finalmente, desde este punto, el momento aumenta lentamente, pero la curvatura sigue

incrementándose con la misma o mayor velocidad hasta llegar al punto de rotura o relación momento-curvatura última (ϕ_u, M_u) el cual representa el agotamiento del concreto”.

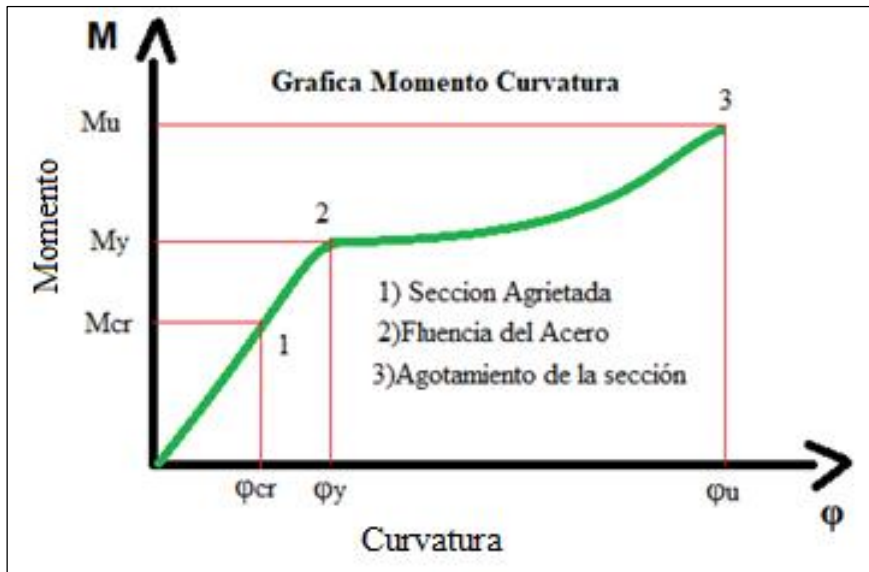


Figura Nro. 39: Puntos notables en la curva momento – curvatura

2.2.16.1. Definición de curvatura

La curvatura se define como el cambio de ángulo (rotación) por unidad de longitud en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión. La curvatura varía físicamente a lo largo del elemento debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca una grieta. (Park & Paulay, 1983)

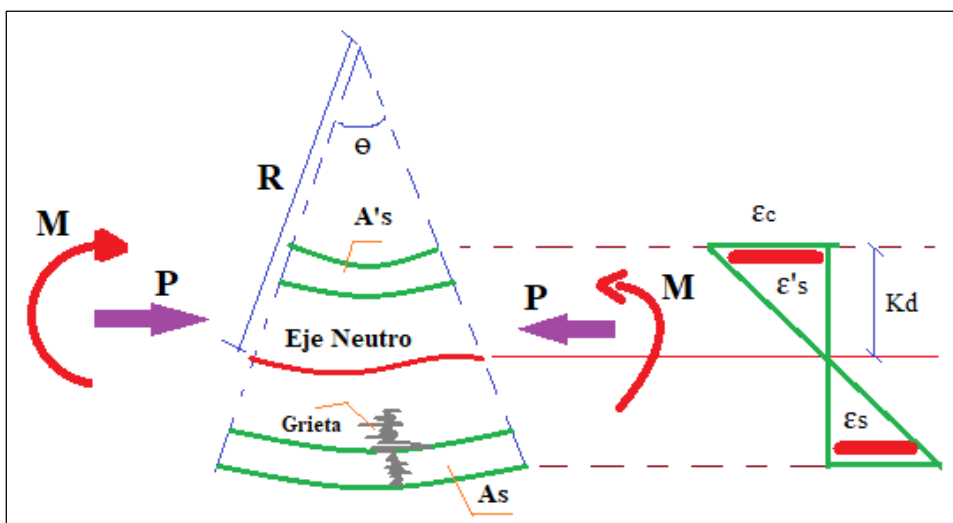


Figura Nro. 40: Representación del momento curvatura

Fuente: (Park & Paulay, 1983);

2.2.16.2. Diagrama momento – curvatura

Los diagramas momento curvatura permiten conocer la ductilidad de una sección, es decir la capacidad de rotación que tiene el elemento estructural al ser sometida a la acción de un momento flector el cual solicita al elemento a incursionar en el rango no lineal antes de llegar a su fallo.

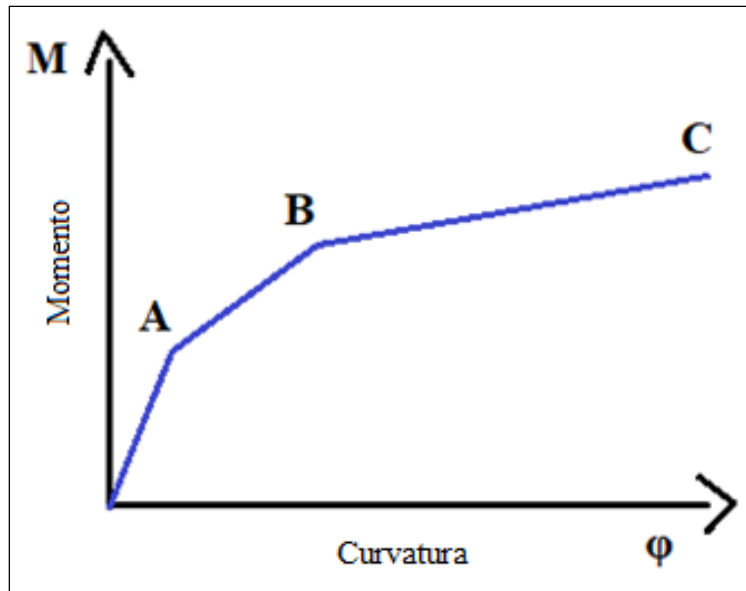


Figura Nro. 41: Diagrama momento- curvatura

En la figura N° 41 se puede observar un ejemplo del diagrama momento (M) – curvatura (φ), donde A, B, C son los puntos notables de interés en el estudio del comportamiento de la sección, los cuales se describen a continuación:

Punto A: Corresponde a un estado de inicio de agrietamiento en la sección de concreto, es decir el concreto alcanza su condición de agrietamiento en el área traccionada, antes de que el acero llegue a la cedencia.

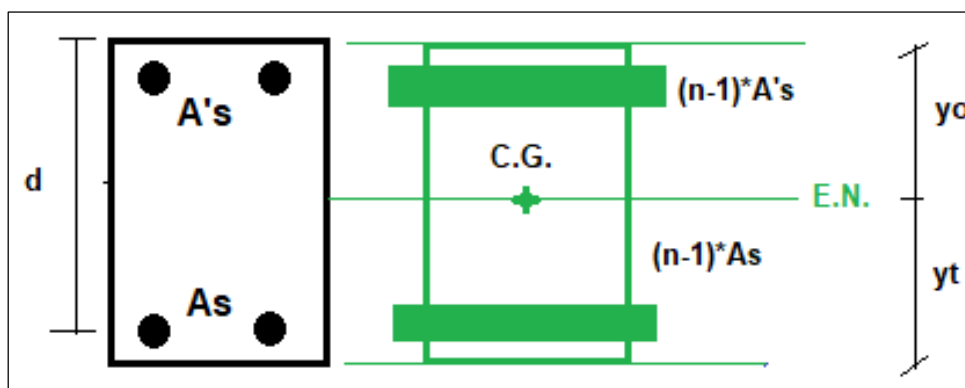


Figura Nro. 42: Sección doblemente reforzada

Momento de agrietamiento (M_{cr}): Se considera que si los momentos actuantes son menores al M_{cr} la sección no estará agrietada, es decir el comportamiento se encuentra en un rango elástico.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} \quad (18)$$

Donde:

M_{cr} : Momento de agrietamiento

f_r : Modulo de rotura del concreto ($2 * f'c^{0.5}$)

I_g = Momento de inercia de la sección no agrietada

Y_t = Distancia del centroide de la sección a la fibra extrema en tracción ($h-c$)

Curvatura de agrietamiento (ϕ_{cr}): La curvatura de agrietamiento para M_{cr} se determina con la siguiente formula:

$$\phi_{cr} = \frac{f_r}{Y_t * E_c} \quad (19)$$

Donde:

ϕ_{cr} : Curvatura de agrietamiento

E_c = Modulo de elasticidad del concreto

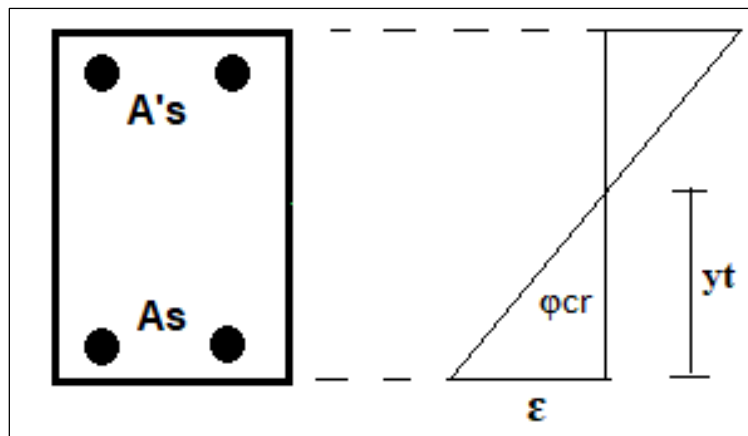


Figura Nro. 43: Curvatura de agrietamiento idealizada en sección doblemente reforzada

Para obtener el momento y curvatura de agrietamiento, se hace necesario considerar una sección transformada, que implica el reemplazo de la sección real transversal acero – concreto, por una sección equivalente conformada únicamente de concreto. (Hernandez, Diagramas Momento Curvatura, 2017)

Punto B: Corresponde a un estado de inicio de Fluencia (M_y). Según (Hernandez, Diagramas Momento Curvatura, 2017) En esta etapa, el acero se encuentra en el límite de cedencia,

mientras que el concreto no ha alcanzado su agotamiento. Se podría presentar alguno de los siguientes casos:

- a) el concreto presenta un comportamiento lineal

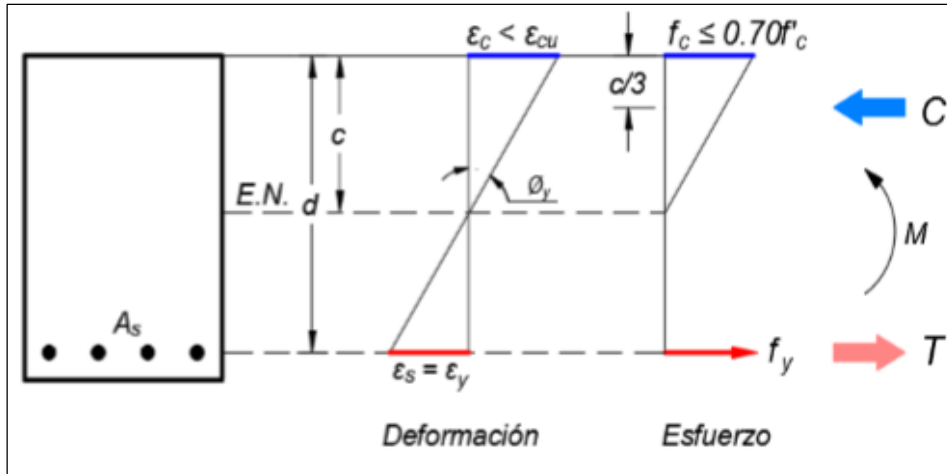


Figura Nro. 44: Estado de Cedencia Caso: comportamiento lineal

Fuente: (Hernandez, 2017)

- b) el concreto presenta un comportamiento no lineal al superar el 70% de su resistencia a la compresión $f'c$.

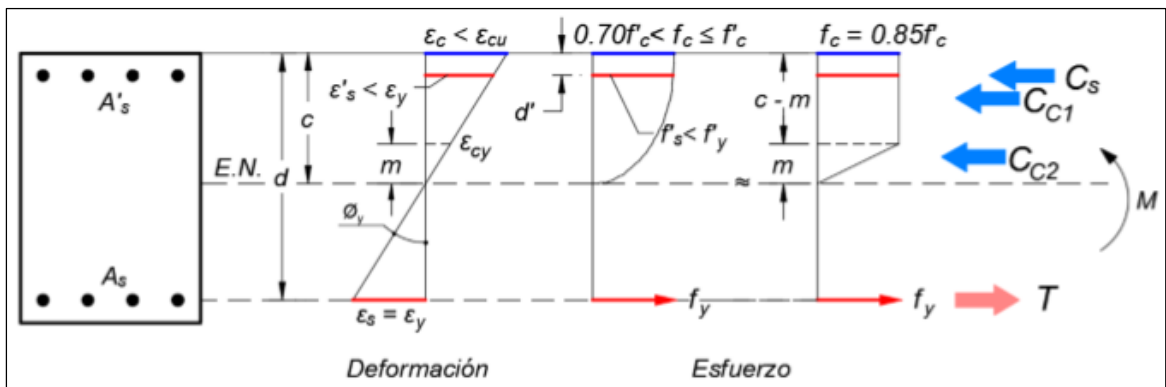


Figura Nro. 45: Estado de Cedencia Caso: comportamiento no lineal superando el 70% de $f'c$

Fuente: (Hernandez, 2017)

El momento de cedencia y la curvatura de cedencia se determinarán de la siguiente manera:

$$M_y = C_c \left(d - \frac{c}{3} \right) + C_s (d - d') \tag{20}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - c} \tag{21}$$

Donde:

M_y : Momento de cedencia

Φ_y : Curvatura de cedencia

C_c : Compresión en el concreto

C_s : Compresión en el acero superior

ϵ_y : Deformación cedente del acero 0.002

Punto C: Corresponde a un estado de inicio del aplastamiento, dicho de otra manera, es el estado en el cual el concreto alcanza el agotamiento luego que el acero a tracción ya cedió. Sin embargo, En este estado último se podría dar que el acero superior a compresión ya cedió o que el acero superior a compresión no haya cedido (Hernandez, Diagramas Momento Curvatura, 2017)

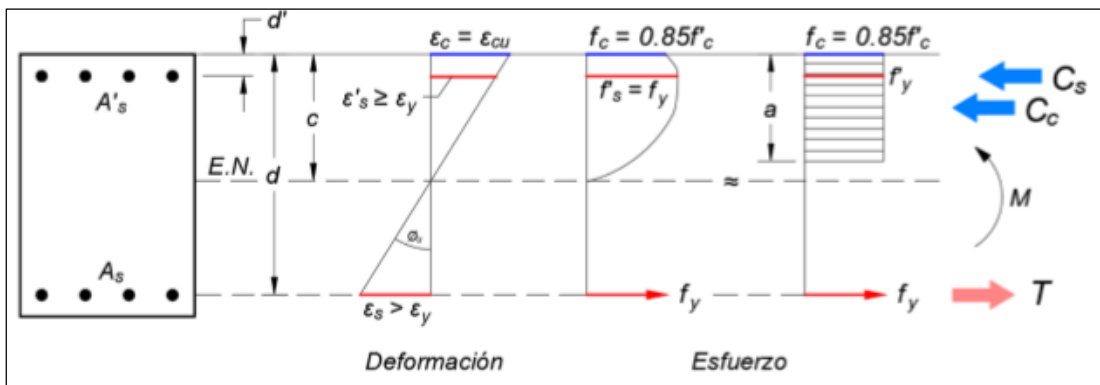


Figura Nro. 46: Estado de Cedencia Caso: estado de agotamiento

Fuente: (Hernandez, 2017)

El momento y la curvatura de agotamiento se determinarán de la siguiente manera:

$$M_u = C_c \left(d - \frac{a}{3} \right) + C_s(d - d') \quad (22)$$

$$\Phi_y = \frac{\epsilon_c}{d - c} \quad (23)$$

Donde:

M_u : Momento de agotamiento

Φ_y : Curvatura de agotamiento

a : Profundidad del bloque equivalente a compresión

C_c : Compresión en el concreto

C_s : Compresión en el acero superior

ϵ_c : Deformación ultima del concreto 0.003

2.2.16.3. Ductilidad de curvatura para los elementos estructurales

Bazán y Meli (2004) señalan que la ductilidad está definida como la capacidad que tiene un elemento estructural de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella que inicia la fluencia. La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

La ductilidad a la curvatura para los elementos estructurales se define con la siguiente ecuación:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \quad (24)$$

$\mu_{\phi} > 1$ Sección Sub-reforzada

$\mu_{\phi} = 1$ Sección balanceada

Donde:

μ_{ϕ} = Ductilidad de curvatura de la sección

ϕ_{\max} = Curvatura de falla de la sección

ϕ_y = Curvatura de la primera fluencia del acero de refuerzo

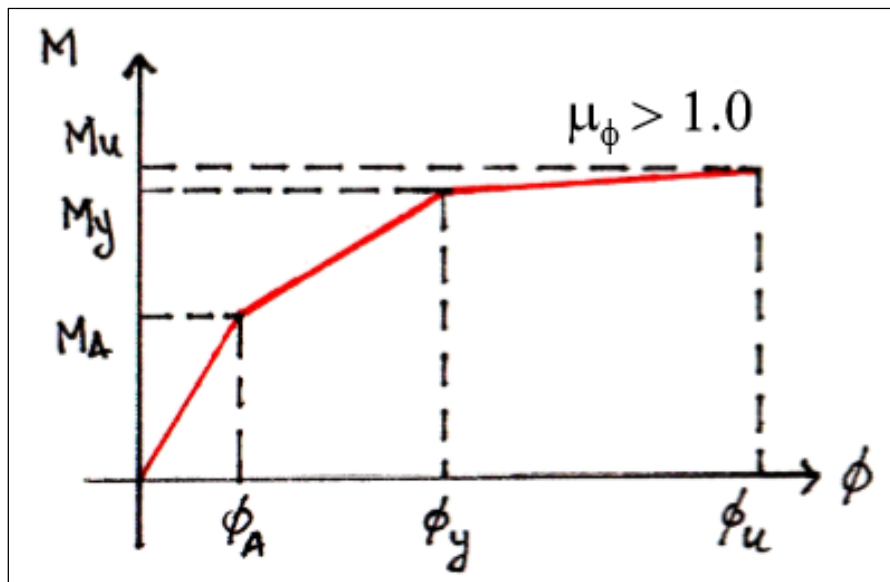


Figura Nro. 47: Condición $\mu_{\phi} > 1$ (sub-reforzada)

Fuente: (Hernandez, 2017)

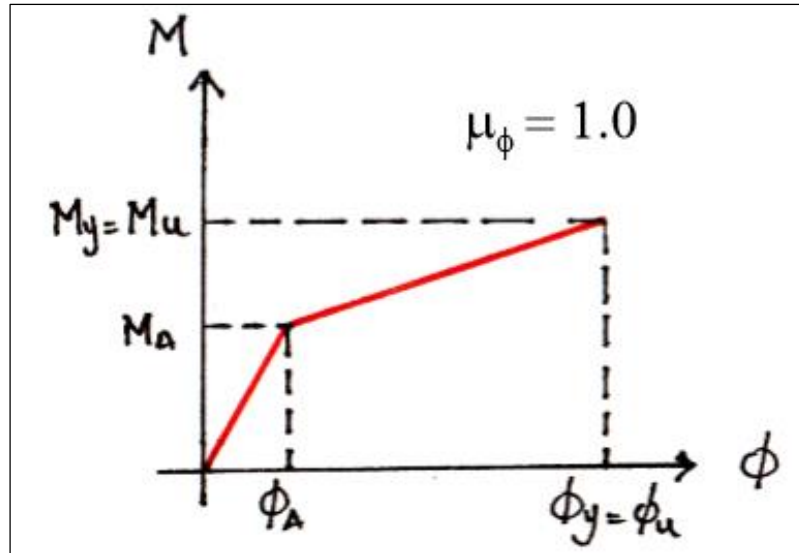


Figura Nro. 48: Condición $\mu\phi=1$ (balanceada)

Fuente: (Hernandez, 2017)

2.2.17. Relaciones momento- giro

“El giro inelástico en los extremos de los elementos estructurales depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico “L”. Luego de asumir que la curvatura es constante a lo largo de la rótula plástica (longitud equivalente del daño “L”), solo será necesario multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de la rótula “Lp” para hallar el valor del giro generado en la zona inelástica y la conversión será directa” (Ruiz, 2018)

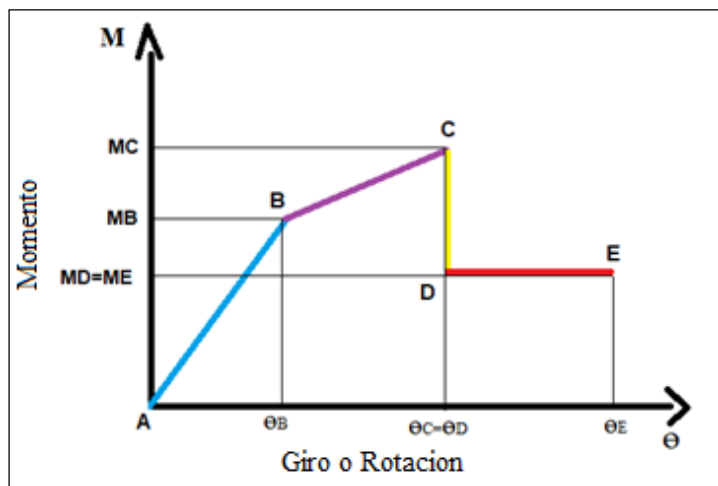


Figura Nro. 49: Ilustración del momento - giro

El grafico momento giro simplificado presentado en la figura N° (49) se interpreta de la siguiente manera:



- El punto B es denominado fluencia efectiva que es el punto que separa el comportamiento elástico del inelástico.
- El punto C es la capacidad máxima resistente de la rótula.
- Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima de momento, se produce una reducción inmediata del mismo (hasta 40%), debido a que el elemento estructural pierde capacidad. Esta reducción es representada por el punto D.
- Luego, este momento reducido se mantiene constante durante un tramo corto de deformación (10% del obtenido en el punto C), hasta que se llega al límite de rotura o colapso del elemento en el punto E.

“Los criterios numéricos de aceptación del procedimiento no lineal y los parámetros de modelamiento se determinan de las tablas del FEMA 356, que están en función de las propiedades del material, secciones transversales, condiciones de carga y distribución de acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales como vigas y columnas de concreto armado”. (Chavez , 2017)

FEMA 356 (2000), presenta tablas de parametros de modelamiento y valores de deformacion para cada nivel de desempeño (IO,LS y CO) para un analisis no lineal y criterios aceptables para componentes primarios y secundarios, los parametros de modelamiento a,b y c se pueden observar en la tabla N°(5):

Tabla 5: Parámetros numéricos aceptables, para modelar el comportamiento no lineal de vigas

MODELING PARAMETERS AND NUMERICAL ACCEPTANCE CRITERIA FOR NONLINEAR PROCEDURES-REINFORCED CONCRETE BEAMS										
CONDITIONS			MODELLING PARAMETERS ³			ACCEPTANCE CRITERIA ³				
			PLASTIC ROTATION ANGLE, RADIANS		RESIDUAL STRENGTH RATIO	PLASTIC ROTATION ANGLE, RADIANS				
						PERFORMANCE LEVEL				
			IO	COMPONENT LEVEL						
PRIMARY		SECONDARY								
A	B	C	LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP
I.- BEAMS CONTROLLED BY FLEXURE¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≥ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
II.- BEAMS CONTROLLED BY SHEAR¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
III.- BEAMS CONTROLLED BY INADEQUATE DEVELOPMENT OR SPLICING ALONG THE SPAN¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
IV.- BEAMS CONTROLLED BY INADEQUATE EMBEDMENT INTO BEAM – COLUMN JOINT¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Fuente: (FEMA 356, 2000)

Para modelar el comportamiento no lineal de vigas utilizando la tabla N° 5 propuesta por FEMA 356 se establece las siguientes consideraciones:

- Realizar el cálculo de proporción entre cuantías de acero de refuerzo longitudinal del elemento para lo cual se usa la siguiente formula:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \quad (25)$$

Donde:

ρ : cuantía del acero positivo

ρ' : cuantía del acero negativo

ρ_b : cuantía balanceada para el elemento viga.

- Se verifica el tipo de reforzamiento transversal que tiene el elemento viga (confinado y no confinado)
- Se calcula la siguiente relación:

$$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} \quad (26)$$

Donde:

b_w : Base de la sección del elemento viga

d: peralte efectivo del elemento viga

f'c: resistencia a la compresión del concreto.

V: Fuerza cortante que actúa sobre el elemento viga.

- Luego de establecer las 3 condiciones propuestas por FEMA 356 se establece los parámetros numéricos aceptables (IO, LS, CP) de desempeño que definen el comportamiento del elemento estructural, valores que se encuentran normalizados.

Tabla 6: Parámetros numéricos aceptables, para modelar el comportamiento no lineal de columnas

CONDITIONS			MODELLING PARAMETERS ⁴			ACCEPTANCE CRITERIA ⁴				
			PLASTIC ROTATION ANGLE, RADIANS		RESIDUAL STRENGTH RATIO	PLASTIC ROTATION ANGLE, RADIANS				
						PERFORMANCE LEVEL				
			A	B	C	IO	COMPONENT LEVEL			
PRIMARY		SECONDARY								
						LS	CP	LS	CP	
I.- COLUMNS CONTROLLED BY FLEXURE ¹										
$\frac{P}{A_1 g f'c}$	Trnas. Reinf ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.018	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≥ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
II.- COLUMNS CONTROLLED BY SHEAR ¹										
All cases ⁵									0.003	0.004
III.- COLUMNS CONTROLLED BY INADEQUATE DEVELOPMENT OR SPLICING ALONG THE CLEAR HEIGHT ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
IV.- COLUMNS with axial loads exceeding 0.7Po ^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0	0.005	0.01	0.01	0.02
All cases			0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: (FEMA 356, 2000)

Para modelar el comportamiento no lineal de columnas utilizando la tabla N° 6 propuesta por FEMA 356 se establece las siguientes consideraciones:

- Realizar el cálculo de proporción entre cuantías de acero de refuerzo longitudinal del elemento para lo cual se usa la siguiente formula:

$$\frac{P}{A_g * f'c} \tag{27}$$

Donde:

A_g: Area bruta de la sección de la columna.

P: fuerza axial que actúa sobre el elemento columna.

F'c: Resistencia a la compresión del concreto.

- Se verifica el tipo de reforzamiento transversal que tiene el elemento columna (confinado y no confinado)
- Se calcula la siguiente relación:

$$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} \quad (28)$$

Donde:

b_w : Base de la sección del elemento columna

d: peralte efectivo del elemento columna

f'c: resistencia a la compresión del concreto.

V: Fuerza cortante que actúa sobre el elemento columna.

- Luego de establecer las 3 condiciones propuestas por FEMA 356 se establece los parámetros numéricos aceptables (IO, LS, CP) de desempeño que definen el comportamiento del elemento estructural, valores que se encuentran normalizados.

Así mismo, una de las alternativas para definir el comportamiento no lineal de los elementos estructurales propuestos por FEMA 356 (FEMA 2000) que define tres puntos IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención del Colapso) que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. Los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos varían dependiendo del tipo de elemento estructural, tal como lo muestran las figuras N°48 y N° 49 para el caso de vigas y columnas respectivamente:

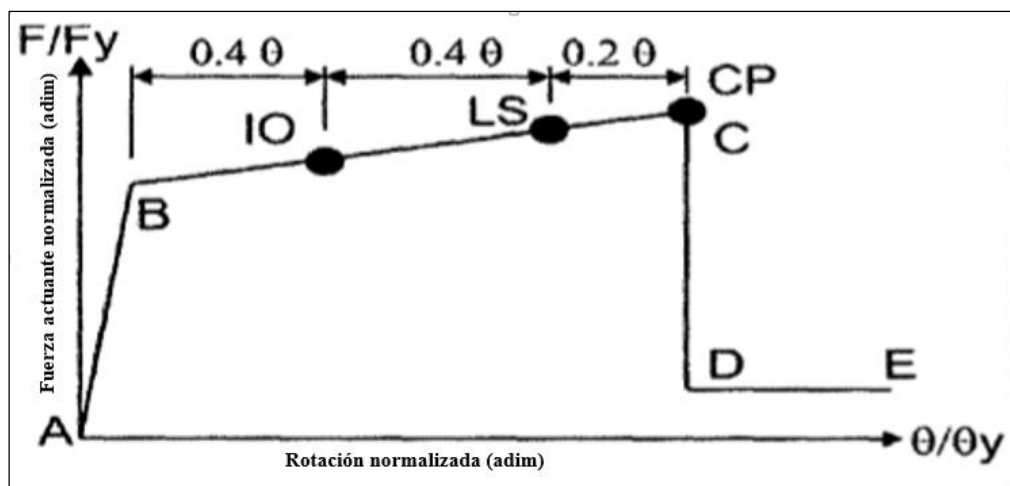


Figura Nro. 50: Criterios de identificación de respuesta para una viga

Fuente: (FEMA 356, 2000)

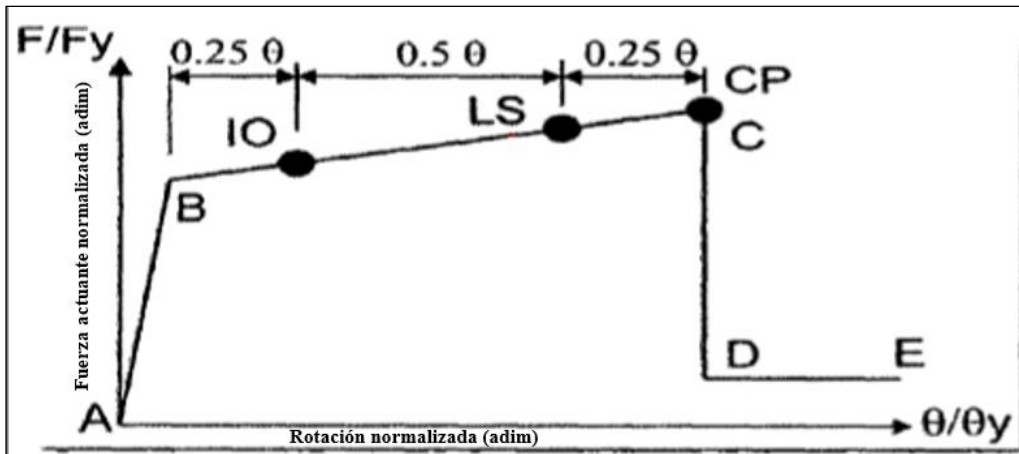


Figura Nro. 51: Criterios de identificación de respuesta para una columna

Fuente: (FEMA 356, 2000)

2.2.18. Rotulas plásticas

Para poder representar el comportamiento de los elementos estructurales (vigas y columnas) ante sollicitaciones sísmicas se consideran zonas de daño equivalentes, donde se concentra toda la deformación inelástica, este daño por lo general no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos extremos del elemento estructural. Esta zona se denomina Rotula Plástica, con una longitud “ L_p ”.

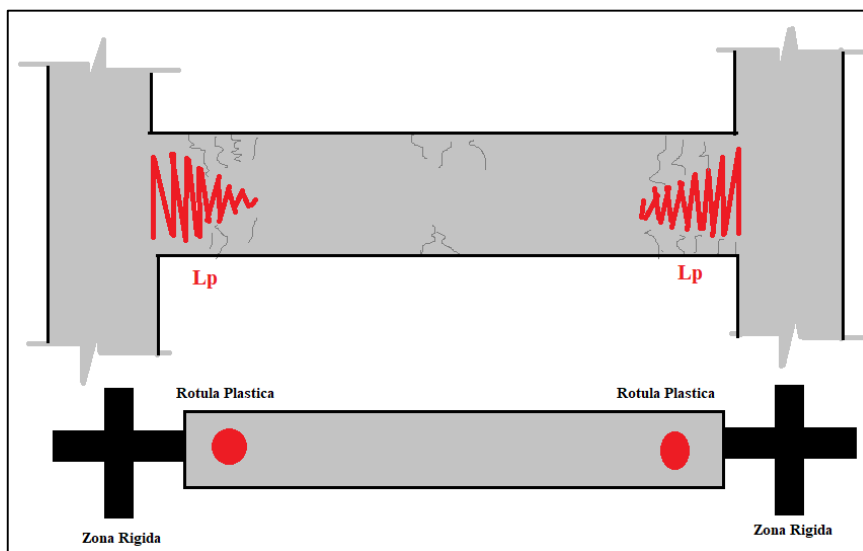


Figura Nro. 52: Representación de la plastificación de un elemento estructural

La longitud plástica L_p , se considera el 40% a 50% del peralte total del elemento ya que en esta longitud la curvatura es constante. (Paulay & Priestley Nigel, 1992), así mismo estas suposiciones permiten pasar de la relación momento - curvatura a la relación momento – giro multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rotula efectiva “ L_p ”.

Las rotulas plásticas se modelan como un punto discreto, todas las deformaciones plásticas, ya sean desplazamientos o rotaciones ocurren en el punto donde fue asignada la articulación. El comportamiento y las características de la articulación obedecen a curvas de esfuerzo deformación.

En la figura N°53 a la izquierda se observa como ejemplo, la asignación de rotulas plásticas en vigas y columnas en un pórtico cualquiera, la imagen de la derecha representa la gráfica Momento - giro de una sección cualquiera, con los cuales se podría representar las posibles zonas de daño en la estructura.

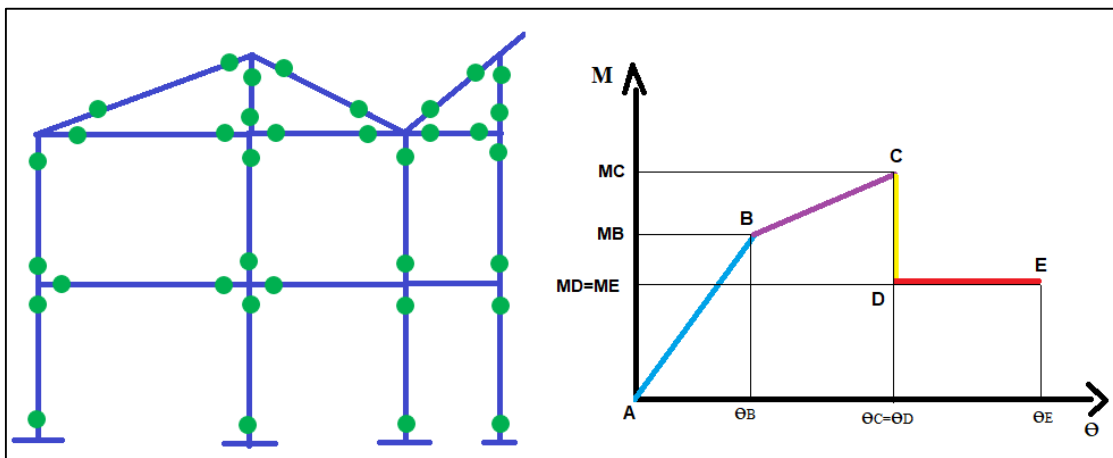


Figura Nro. 53: Ilustración de las rotulas plásticas en las estructuras

Ejemplo de aplicación: mecanismo de falla- secuencia de formación de rotulas plásticas

Se tiene la viga que se muestra en la figura N°54 que es de sección constante de $b=0.25m$ y $h=0.60m$, $f'c=210 Kg/cm^2$, $Fy=4200 Kg/cm^2$, el refuerzo positivo y negativo en las secciones A, B y C es de $3 \text{ } \phi 1''$ longitudinal, suponiendo que la viga falla de manera dúctil, por flexión, despreciando el peso propio de la viga y despreciando la acción del refuerzo negativo en el cálculo de los momentos actuantes y resistentes, determinar la magnitud de la carga P con la cual se forma el mecanismo de rotulas plásticas en los extremos de la viga:

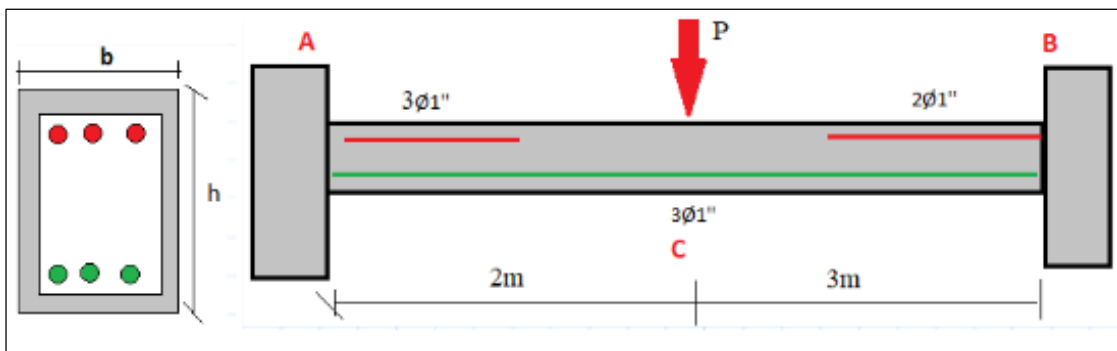


Figura Nro. 54: Ejemplo de aplicación-mecanismo de falla en vigas

Se obtienen los momentos resistentes en la sección A, B y C:

$$M_y = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{yA} = 33.65 \text{ ton}$$

$$M_{yB} = 23.37 \text{ ton}$$

$$M_{yC} = 33.65 \text{ ton}$$

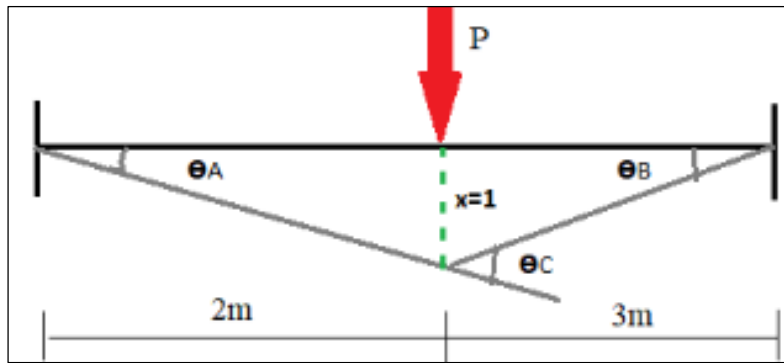


Figura Nro. 55: Ejemplo de aplicación-ángulos de rotación de la viga

Por Trabajos virtuales se sabe que: $W_{interior} = W_{exterior}$, asimismo se obtiene el angulo de rotación θ :

$$\theta_A = 1/2, \theta_B = 1/3, \theta_C = 5/6$$

Calculamos la carga ultima que puede soportar la viga:

$$M_U = \theta_A M_{yA} + \theta_B M_{yB} + \theta_C M_{yC} = 52.66 \text{ ton-m}$$

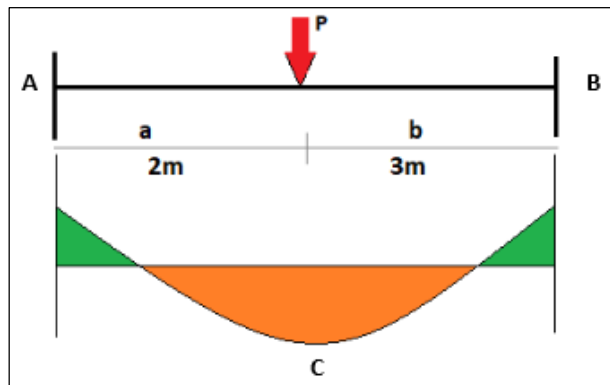


Figura Nro. 56: Ejemplo de aplicación-momentos actuantes para una carga P

Se determinan los momentos actuantes:

$$M_A = \frac{-P \cdot a \cdot b^2}{L^2} = -0.72P$$

$$M_B = \frac{-P \cdot b \cdot a^2}{L^2} = -0.48P$$

$$M_C = \frac{-P \cdot a^2 \cdot b^2}{L^2} = -0.58P$$

Determinamos la carga con la cual se formará la primera rotula plástica, para lo cual primero hacemos uso de la siguiente relación, asimismo el mayor valor de r_i indicará la sección en la cual se formará la primera rotula plástica para una carga P :

$$|r_i| = \frac{M_{actuante}}{M_{resistente}}$$

$$r_A = 0.02139P$$

$$r_B = 0.02054P$$

$$r_C = 0.01712P$$

Asumiendo que la deformación de la viga inicia con una carga inicial de 01 ton entonces:

$$P_A = \frac{1}{r_A} = 46.74 \text{ ton}$$

Significa que cuando $P=46.74$ ton se formara la primera rotula plástica en la sección A de la viga, asimismo conocido el valor de P se puede calcular los momentos actuantes en la sección B y C

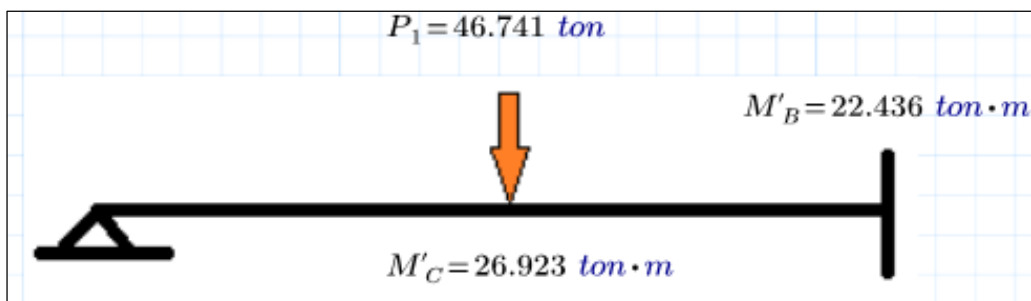


Figura Nro. 57: Ejemplo de aplicación – modelo de la viga luego de obtener la primera rotula plástica

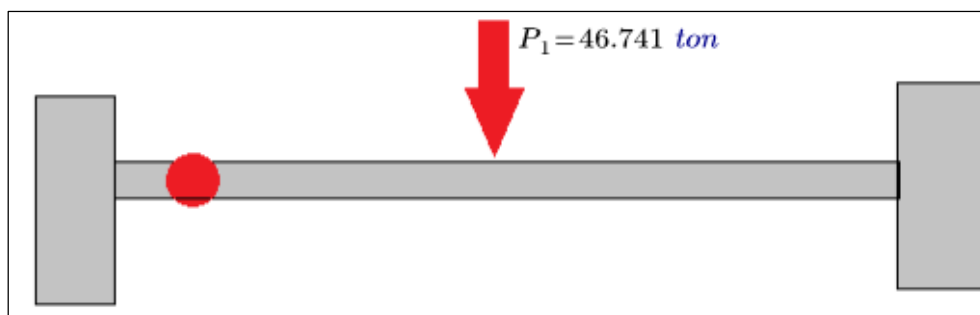


Figura Nro. 58: Ejemplo de aplicación-primera rotula plástica

Los momentos remanentes en las secciones B y C son:

$$M''_B = My_B - M'_B = 0.932 \text{ ton} - m$$

$$M''_C = My_C - M'_C = 6.731 \text{ ton} - m$$

Como se puede observar el momento actuante está muy cerca de igual el momento resistente en la sección B, razón por la cual la segunda rotula plástica se generará ahí. La sección A donde ya se generó la primera rotula plástica se modela como apoyo simple.

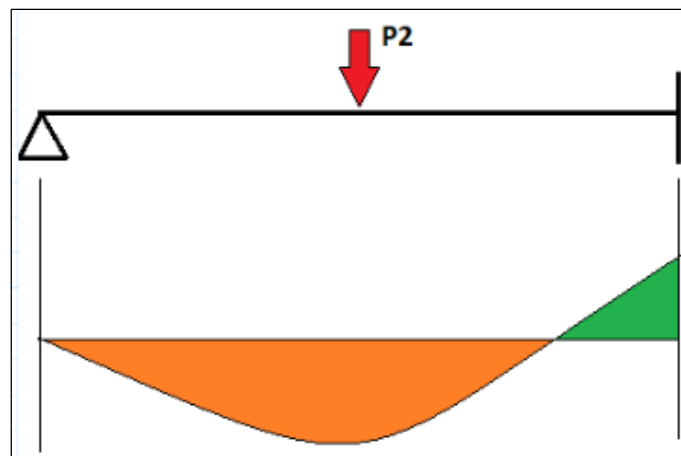


Figura Nro. 59: Ejemplo de aplicación-momentos actuantes para una carga P2

Haciendo uso de las fórmulas para el cálculo de momentos de empotramiento perfecto se tiene que:

$$M''_B = My_B$$

$$M''_B = \frac{a \cdot b \cdot (L + b)}{2L^2} * P_2 = 0.96P_2$$

$$P_2 = 0.971 \text{ ton}$$

La segunda rotula plástica se obtiene cuando se incrementa la carga en 0.971 ton, es decir $(P_1 + P_2) = 46.71 \text{ ton}$

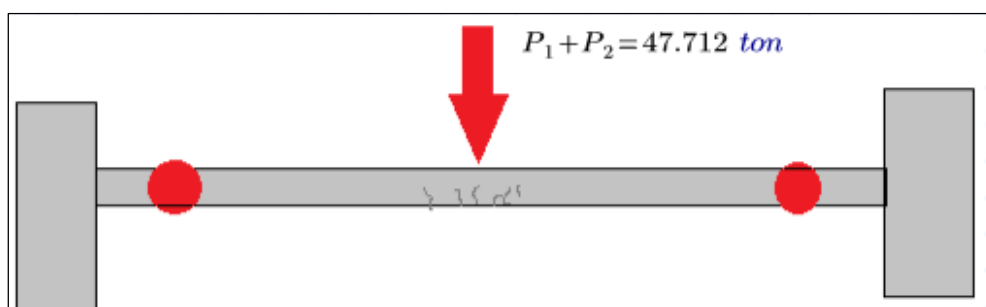


Figura Nro. 60: Ejemplo de aplicación-rotulas plásticas en los extremos de la viga

2.2.19. Representación bilineal de la curva capacidad

Luego de realizar el procedimiento de análisis estático no lineal utilizando la técnica Pushover se puede reconocer que la formación de la primera rotula representa el inicio del comportamiento no lineal (el fin de la fase elástica de la estructura), pero generalmente este comportamiento está asociado a un cambio importante de rigidez, es decir se genera un cambio importante en la pendiente de la curva capacidad por lo que es necesario hallar un punto de fluencia el cual represente el cambio de comportamiento de la estructura, este punto se denomina fluencia efectiva y a partir de esta premisa es posible simplificar la curva capacidad en un modelo bilineal.

2.2.20. Fluencia efectiva

Como ya se había mencionado antes el punto de fluencia define el fin de la fase elástica a partir de la aparición de la primera rotula plástica y conforme se van formando más rotulas plásticas va cambiando la rigidez lateral de la estructura.

“La fluencia efectiva representa el límite entre el rango elástico y la incursión en el rango plástico de la estructura en el que se genera un cambio importante de la rigidez de la estructura”. (Ramirez, 2014)

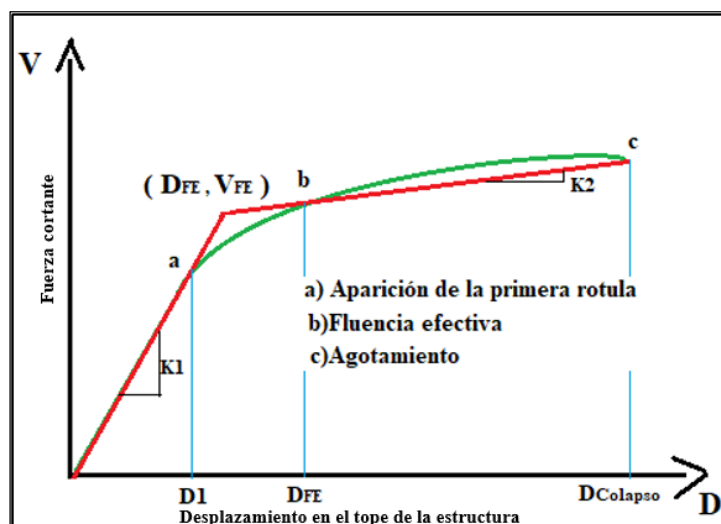


Figura Nro. 61: Ilustración de punto de fluencia efectiva en la curva capacidad

Fuente: (Fernandez, 2006)

Ramirez Quispe (2014) considera que para poder simplificar el modelo de la curva capacidad se construye un modelo bilineal con dos puntos notables de los cuales se pueden definir el punto

de fluencia (DFE, VFE) y el punto de colapso (D_{colapso} , V_{colapso}) y para ello existen diversos metodos para determinar el punto de fluencia entre los cuales se tiene:

2.2.19.2. Criterio de las rigideces tangentes

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad resistente, una en el rango elástico y la otra en el rango plástico. La intersección de estas rectas es el punto de fluencia (DFE, VFE). (Merino, 2013)

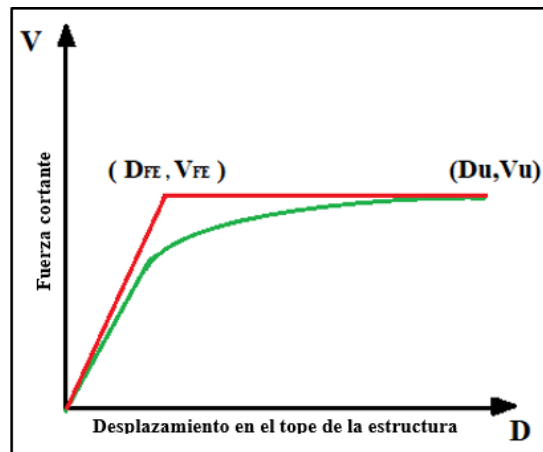


Figura Nro. 62: Ilustración del criterio de rigideces tangentes

2.2.19.2. Criterio de las áreas iguales

El punto de fluencia efectiva se obtiene al igualar las áreas externa e interna de la curva capacidad resistente. Este criterio es más elaborado con relación a los dos anteriores criterios en el sentido que se debe realizar más operaciones. El punto de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior. La intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva. (Merino, 2013)

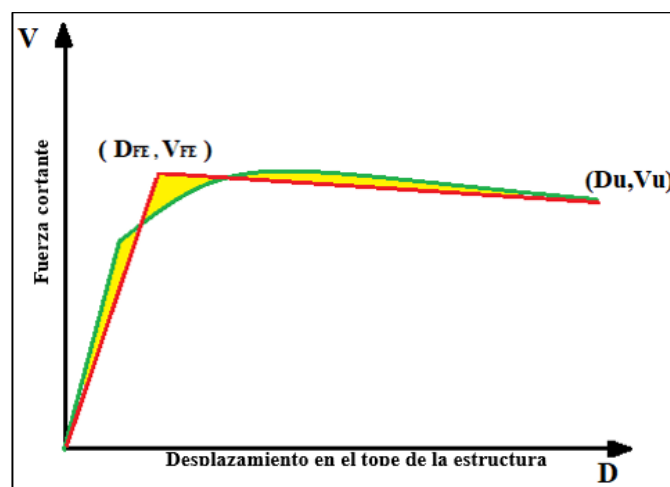


Figura Nro. 63: Ilustración del criterio de las áreas iguales

Otra alternativa de encontrar el modelo bilineal con este criterio consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad resistente con el área bajo la curva del modelo bilineal.

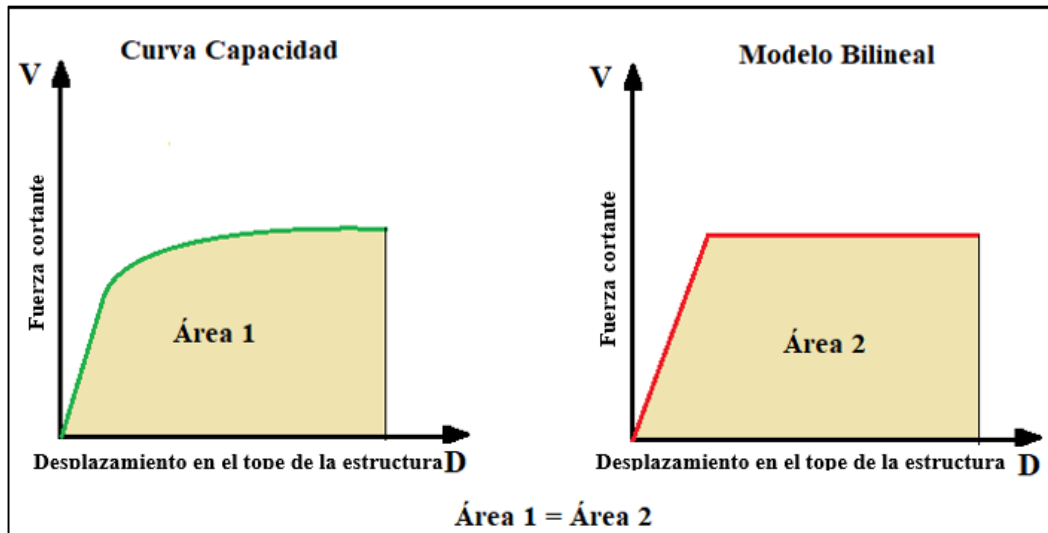


Figura Nro. 64: representación de las áreas iguales (curva capacidad & modelo bilineal)

2.2.20. Punto de desempeño

Determinación del punto de desempeño

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica. Para la evaluación del desempeño de estructuras FEMA 356 propone el método de los coeficientes y el ATC-40 propone el método espectro capacidad, los cuales serán descritos a continuación:

2.2.21. Método de los coeficientes de desplazamiento según FEMA 356

Este método provee un proceso numérico para calcular el desplazamiento de demanda de la estructura, no requiere convertir la curva capacidad a coordenadas espectrales. En este método el performance point (punto de desempeño) es llamado target displacement (desplazamiento objetivo). El desplazamiento objetivo (δ_t) representa el máximo desplazamiento que la estructura podría experimentar durante una determinada acción sísmica.

“El método consiste en aplicar una distribución de carga lateral a la estructura (desde cualquier fuente) la cual debe incrementarse monótonicamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento” (Hernández A. , 2010)

2.2.21.1. Procedimiento de cálculo del desplazamiento Objetivo

- Obtener la representación bilineal de la curva capacidad de la estructura

- Dibujar la rigidez post- elástica, K_s , para representar una rigidez promedio en el rango en que la resistencia de la estructura disminuye por acción de las incursiones inelásticas de los elementos.
 - Dibujar la rigidez elástica efectiva K_e
- b) Calcular el periodo fundamental efectivo (T_e)

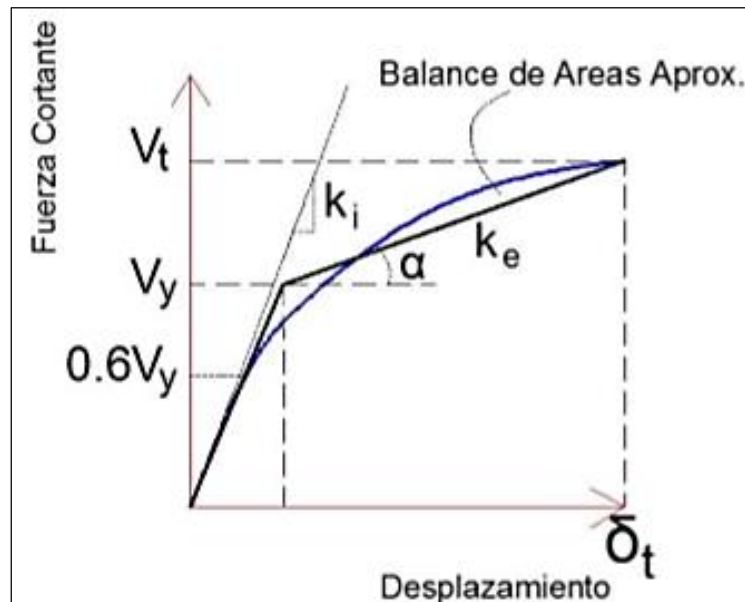


Figura Nro. 65: Representación bilineal de la curva capacidad

Fuente: (Vergara & Zeballos, 2014)

2.2.21.2. Periodo fundamental efectivo (T_e)

Un periodo efectivo, T_e , es generado a partir del periodo inicial, T_i , por un procedimiento gráfico que toma en cuenta algunas pérdidas en la transición del comportamiento elástico al inelástico.

El periodo fundamental elástico (T) depende de la rigidez lineal y de la masa de la estructura para un sistema equivalente de un grado de libertad. Cuando se traza de un espectro de respuesta elástico, representando el movimiento sísmico del suelo como una aceleración pico, S_a , versus el periodo T , el periodo efectivo (T_e) identifica una respuesta de aceleración máxima del oscilador. El amortiguamiento asumido, a menudo cinco por ciento, representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica respondiendo en el rango elástico. (Toledo, 2011)

“El periodo fundamental efectivo de una estructura se define como el tiempo que esta tarda en completar un ciclo de vibración (ir y venir), calculándose a partir de un análisis dinámico elástico y afectándose por un factor de modificación que resulta de la relación entre la rigidez

ideal y la rigidez efectiva de la estructura, tomando en cuenta la degradación de la rigidez de los elementos estructurales sismorresistentes”. (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017)

El periodo fundamental efectivo en la dirección considerada deberá basarse en la curva fuerza desplazamiento idealizado. Este periodo, T_e , se calculará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (29)$$

Donde:

T_i = Periodo fundamental elástico en segundos, en la dirección considerada calculada por un análisis dinámico elástico.

K_i = Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección considerada, el cual se consigue considerando las secciones sin agrietamiento.

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada. el cual se consigue considerando las secciones agrietadas.

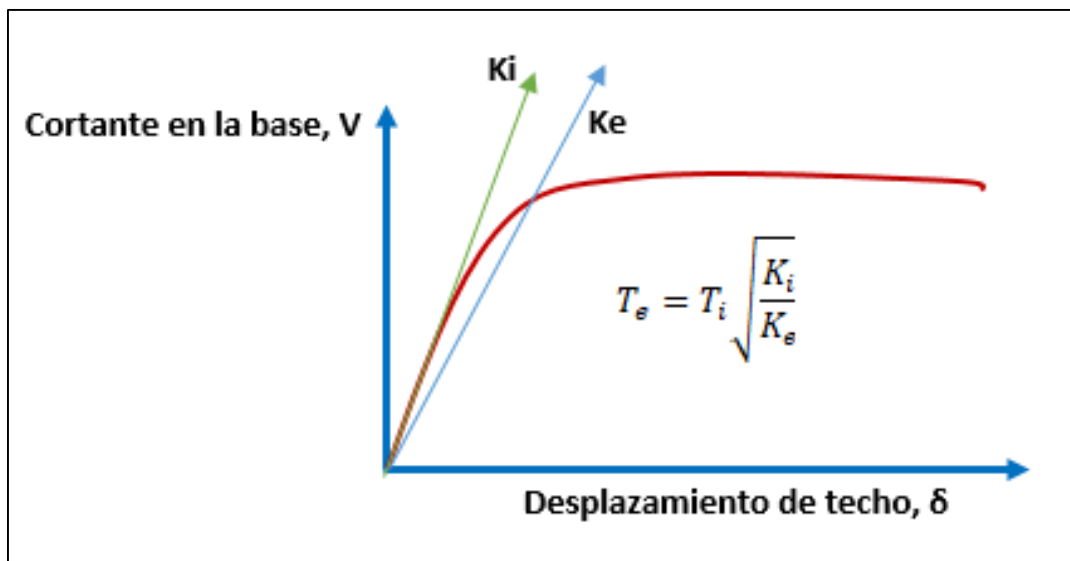


Figura Nro. 66: Curva Pushover representando K_i , K_e

c) Cálculo del desplazamiento objetivo (δ_t) según FEMA 356

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (30)$$

Donde:

δ_t = Es desplazamiento objetivo que experimentara la estructura ante un evento sísmico

T_e = Periodo fundamental efectivo

C_0 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad (desplazamiento espectral) y el probable desplazamiento del techo del edificio que es un sistema de múltiples grados de libertad; este factor puede ser calculado por una de las siguientes formas:

- El factor de participación modal en el nivel del techo $PF1x \phi_{tech}$, calculado usando el vector de forma de modo del edificio en el desplazamiento de desempeño. (estructura con rótulas).

Tabla 7: Valores para el factor C_0

Número de Pisos	factor de Modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10	1.5

Fuente: (FEMA 356, 2000)

C_1 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado al desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.

$C_1 = 1$, Para $T_e \geq T_0$

$$C_1 = \frac{(1.0 + (R-1)\frac{T_0}{T_e})}{R}, \text{ Para } T_e < T_0. C_1 \text{ No debe ser mayor que } 2$$

Para $T_e < 0.1$ seg

T_0 = Periodo característico del espectro de respuesta

$$R = \frac{S_a}{g} \frac{1}{V_y C_0} \quad (31)$$

Donde:

S_a = Espectro de respuesta de aceleración en el periodo fundamental efectivo de la estructura

V_y = Resistencia de fluencia calculado usando la curva de capacidad, donde la curva capacidad es caracterizado por una relación bilineal,

W = Carga muerta total con un porcentaje de la carga viva (25 %)

C_2 = Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta de máximo desplazamiento. Los valores se toman de la siguiente tabla:

Tabla 8: Niveles de comportamiento estructural (Estimación del factor C_2)

Nivel de comportamiento Estructural	$T \leq 0.1 \text{ seg (***)}$		$T \geq T_o (***)$	
	Pórticos			
	Tipo 1(*)	Tipo 2(*)	Tipo 1(*)	Tipo 2(*)
Ocupación Inmediata	1	1	1	1
Seguridad de Vida	1.3	1	1.1	1
Prevención de Riesgos	1.5	1	1.2	1
(*) Estructuras en el mas del 30 % de la fuerza cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo de diseño				
(**) Todos los pórticos no asignados al pórtico 1.				
(***) valores intermedios de T pueden hallarse por Interpolación lineal.				

Fuente: (FEMA 356, 2000)

C_3 = Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido a efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez positiva post-elástica C_3 puede tomarse igual a 1.0. Para edificios con rigidez post-elástica negativa C puede ser calculado como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|}{T_e} (R - 1)^{3/2} \tag{32}$$

Donde α es una constante de proporcionalidad entre la rigidez post- elástica a la rigidez elástica.

- La rigidez de los componentes estructurales debe ser considerado en el modelo representativo de la estructura por lo que para poder cuantificar los daños en la estructura se deben tomar criterios de reducción de rigidez en los elementos en los cuales ya ocurrió el daño, FEMA 356 y ATC 40 propone que las rigideces iniciales de los componentes estructurales pueden ser representados por un valor secante definido por el punto de fluencia efectiva del elemento estructural. Para poder representar las condiciones de agrietamiento en la rigidez de los componentes estructurales se toma en

cuenta la siguiente tabla que se encuentra en ATC-40 y FEMA 356, la cual se muestra a continuación:

Tabla 9: Valores de la rigidez efectiva de los componentes estructurales

Componente	Rigidez a Flexión	Rigidez a Corte	Rigidez Axial
Vigas	$0.50 * E_c * I_g$	$0.40 * A_c * A_w$	-
Columnas	$0.70 * E_c * I_g$	$0.40 * A_c * A_w$	$E_c * A_g$

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.2.23.2. Sectorización de la curva capacidad según SEAOC Comité Visión 2000

Ruiz (2018), menciona que “los niveles de desempeño estan relacionados directamente en sectores definidos en la curva de capacidad de la estructura. Para poder sectorizar la curva capacidad es necesario conocer el punto de fluencia efectiva y separar el tramo elastico del inelastico. Dentro del tramo inelastico se encuentra la division de la curva capacidad propuesta por SEAOC (1995), a traves del Comité Vision 2000 propuesta para cada nivel de desempeño”.

“Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de Δ_p a las cuales se asocia un nivel de desempeño. Este criterio de evaluación, propuesto por el comité VISION 2000 del SEAOC propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura”. (Merino, 2013)

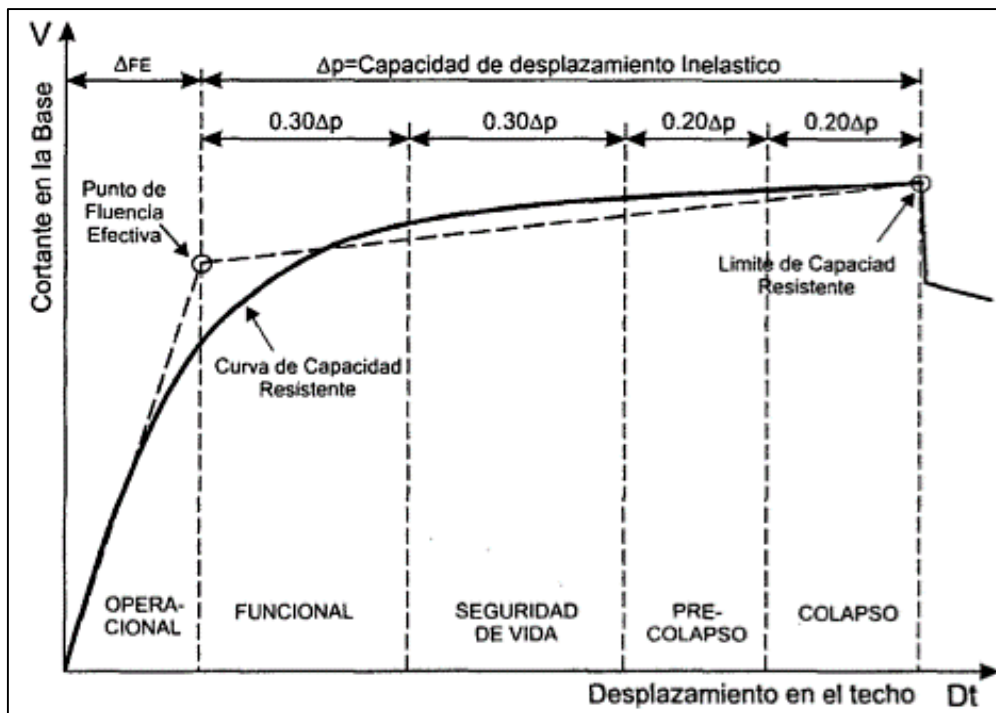


Figura Nro. 67: Sectorización de la curva capacidad

Fuente: (SEAOC (Structural Engineers Association of California), 1999)

Tabla 10: Niveles de desempeño según el rango de desplazamiento

Nivel de Desempeño	Rango de Desplazamiento
Operacional	0- ΔFE
Funcional	$\Delta FE - \Delta FE + 0.30\Delta P$
Seguridad de Vida	$\Delta FE + 0.30\Delta P - \Delta FE + 0.60\Delta P$
Cerca al Colapso	$\Delta FE + 0.60\Delta P - \Delta FE + 0.80 \Delta P$
Colapso	$\Delta FE + 0.80\Delta P - \Delta FE + \Delta P$
ΔFE : Desplazamiento correspondiente al punto de Fluencia Efectiva, es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura	
ΔP : Rango Plástico	

Fuente: (SEAOC (Structural Engineers Association of California), 1999)

2.2.22. Método espectro capacidad ATC -40

El método espectro capacidad es un proceso estático, no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad, la cual se compara con el espectro de demanda sísmica, siendo una herramienta útil para evaluar estructuras existentes.

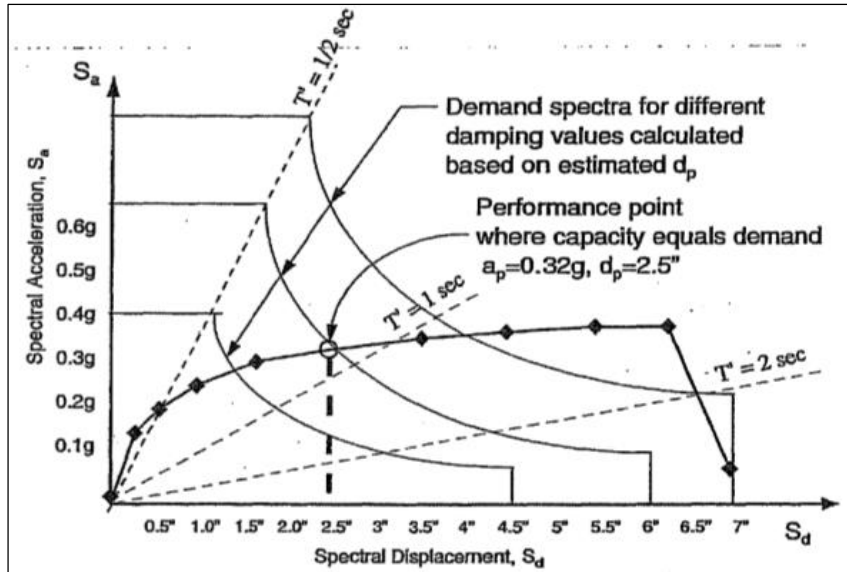


Figura Nro. 68: Espectro de capacidad - demanda

Fuente: (ATC 40, 1996)

La figura N°68 representa la gráfica espectro – capacidad, donde el eje de las ordenadas muestra la aceleración espectral S_a y el eje de las abscisas muestra el desplazamiento espectral, de ello se puede obtener el punto de desempeño al encontrar la intersección entre la demanda reducida y la línea de periodo secante T_d ; estos formaran la curva de amortiguamiento variable el cual al ser interceptado con la curva de capacidad determinara el punto de desempeño.

El método requiere de tres elementos primarios los cuales son:

2.2.22.1. Capacidad

La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. En orden de determinar la capacidad más allá del límite elástico, se usa el proceso “Pushover”, este proceso usa una serie de análisis elásticos secuenciales súper impuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento del conjunto estructural. El modelo matemático de la estructura se va modificando para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de los componentes que van alcanzando la fluencia. Una distribución de fuerzas laterales se aplica nuevamente hasta que otros elementos adicionales alcanzan la fluencia. Este proceso se continúa aplicando hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que un límite predeterminado se alcanza. (Hernández, 2010)

2.2.22.2. Demanda

A diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal emplean desplazamientos laterales



como una condición de diseño, ya que son más directos y fáciles de usar. Para una estructura y una sollicitación sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

2.2.22.3. Desempeño

Una vez que se ha determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. La verificación del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

2.2.23. Determinación del punto de desempeño

2.2.23.1. Según ATC-40

El ATC-40 (1996) sugiere tres procedimientos de análisis espectral inelástico para estimar el punto de desempeño (procedimientos A, B y C). Sin embargo, es una variante del procedimiento la que es adoptada por el programa SAP 2000 y que permite calcular el punto de desempeño. (Chunque , 2013).

(Vergara & Zeballos, 2014) resume el procedimiento en los siguientes pasos:

- Desarrollar un Espectro de Respuesta Elástico Reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
- Transformar la Curva de Capacidad en un Espectro de Capacidad. Poner el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda en el mismo gráfico.
- -Seleccionar un punto de desempeño tentativo. Un primer punto de puede ser el desplazamiento obtenido usando el análisis modal, o puede ser el punto final del espectro de capacidad, o cualquier punto escogido según el criterio del diseñador.

Para determinar el punto de desempeño, debe obtenerse primero un espectro de demanda reducido para amortiguamiento variable (EDAV). Luego el punto buscado se obtiene como la intersección del EDAV y el espectro de capacidad. (Chunque , 2013)

“Para obtener un punto de la curva EDAV (P_i) se identifica primero un punto del tramo inelástico en el espectro de capacidad, P_i (SD_i , SA_i). Luego se traza una lineal radial de periodo secante que pase por el punto P_i . Con las coordenadas del punto P_i (SD_i , SA_i) y la ecuación antes mencionada se calcula el amortiguamiento equivalente (β_{eq}). Con este amortiguamiento se calcula SRA y SRV para reducir el espectro elástico de demanda. El espectro de demanda

reducido se intercepta con la línea de periodo secante y se obtiene un punto (P_i). Los puntos (P_i) obtenidos forman el “espectro de demanda para amortiguamiento variable” que al interceptarse con el Espectro de Capacidad da el punto de demanda buscado.” (Intor & Martos, 2017)

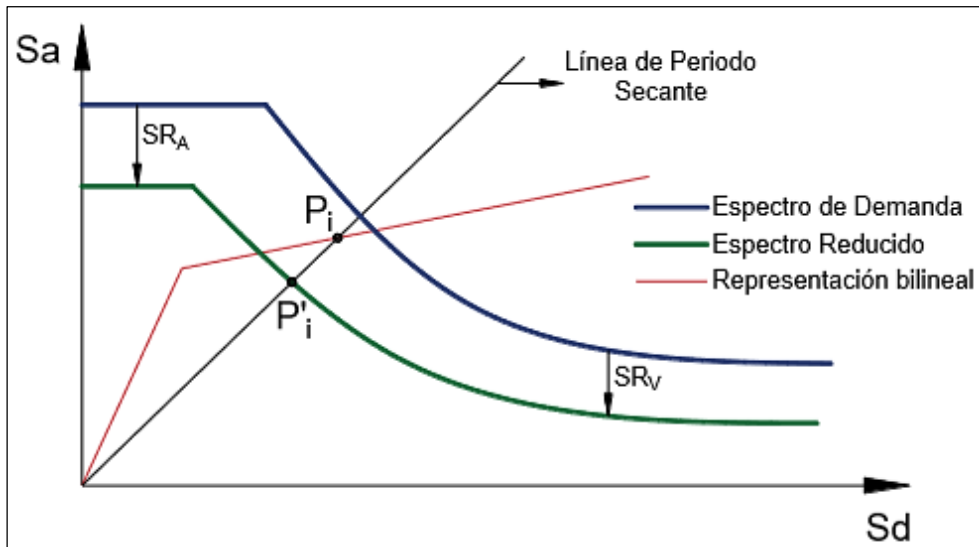


Figura Nro. 69: Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante

Fuente: (Chunque , 2013)

Siguiendo el mismo procedimiento para cada punto del espectro de capacidad, se obtienen otros puntos que en su conjunto forman el EDAV (Curva de amortiguamiento variable).

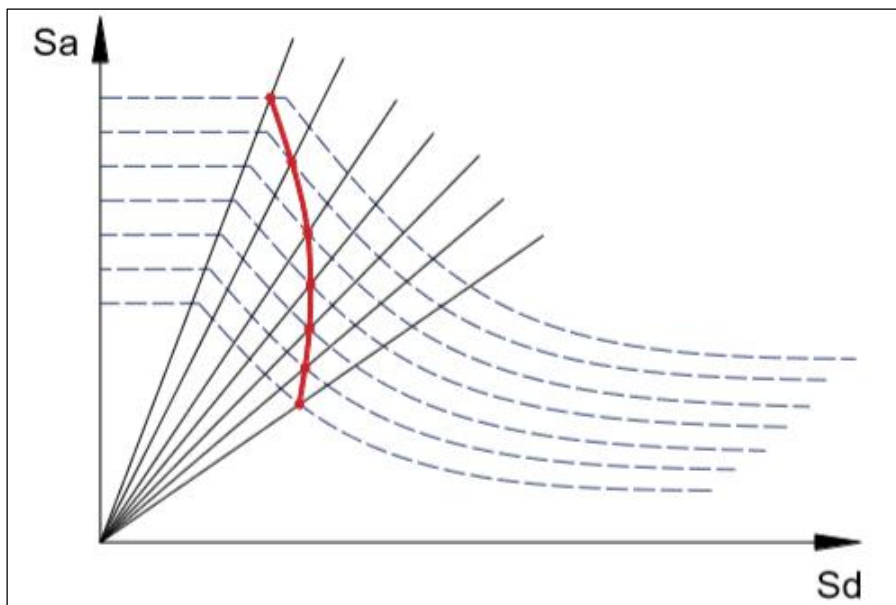


Figura Nro. 70: Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos

Fuente: (Fernandez & Navarro, 2006)

Finalmente, el punto de desempeño se obtiene por intersección de la curva de amortiguamiento variable con el espectro de capacidad, como se aprecia a continuación:

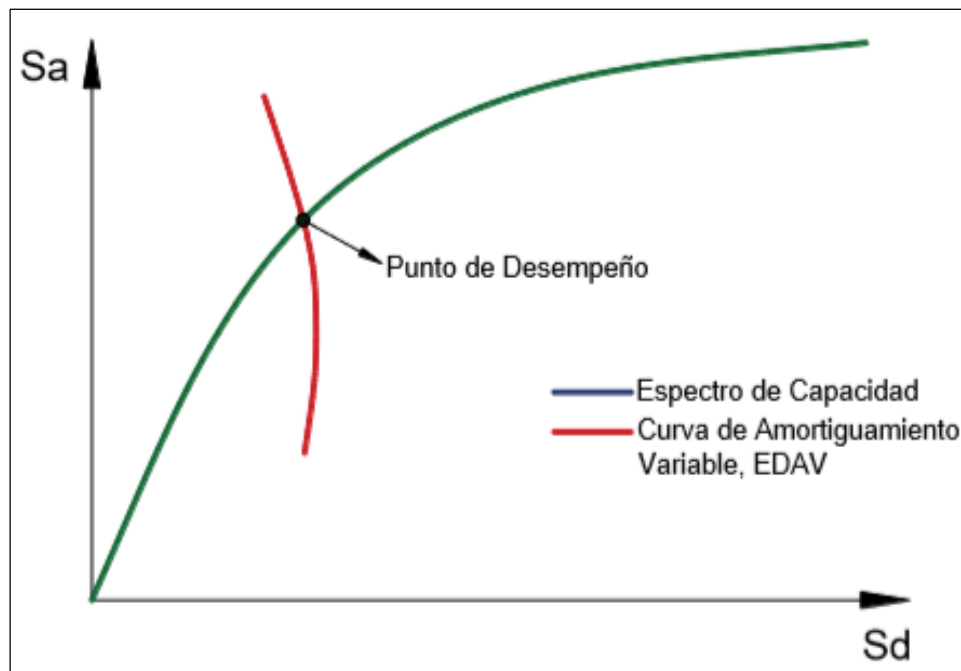


Figura Nro. 71: Intersección de la curva capacidad y la curva de amortiguamiento variable

Fuente: (Fernandez & Navarro, 2006)

2.3.1. Hipótesis general

Los niveles de desempeño frente a diferentes sollicitaciones sísmicas, aplicando el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador, describen una condición límite de daño, para un sismo de servicio el nivel de desempeño se establece dentro de ocupación inmediata, para un sismo de diseño y un sismo máximo el nivel de desempeño se establece entre ocupación inmediata y seguridad de vida, tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC-40.

2.3.2. Sub hipótesis

Sub hipótesis 1

La magnitud del desplazamiento lateral máximo con la cual la estructura experimenta su máxima capacidad estructural (colapso) luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover), tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356, ATC 40 fluctúa en un rango de 0.05m a 0.10m con una fuerza cortante que se modifica en un rango de 250 Ton a 560 Ton.

**Sub hipótesis 2**

La magnitud de desplazamiento lateral y fuerza cortante con la que se encuentra el punto de desempeño en la curva de capacidad de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador al aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356 y ATC 40 se modifican en un rango de 0.025 m a 0.075 m para el desplazamiento lateral con una fuerza cortante que fluctúa entre 250 Ton a 500Ton.

Sub hipótesis 3

La magnitud de la fuerza cortante con la cual se inicia la incursión inelástica (Aparición de las primeras rotulas plásticas) de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador al aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356, ATC 40 se modifica en un rango de 100 Ton a 300 Ton.

Sub hipótesis 4

El ratio de ductilidad de desplazamiento, de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador fluctúa en un rango de $\mu= 1.5$ a $\mu= 5.5$. Luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356.

Sub hipótesis 5

La magnitud del periodo efectivo oscila en un rango del 2% a 20% en relación a la magnitud del periodo fundamental de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador, luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356, ATC 40.

Sub hipótesis 6

El ratio de aproximación de los resultados de máxima distorsión del análisis lineal según la norma E-030 fluctuara entre un 3% a 30% respecto de los resultados máximos de distorsión de un análisis no lineal según los lineamientos de FEMA 356.

2.4. Definición de variables

2.4.1. Variables independientes

Tabla 11: Variables Independientes.

VARIABLE INDEPENDIENTE	INDICADOR	UNIDAD
Análisis Estático No Lineal de Cedencia Sucesiva (Pushover)	Patrón de Carga Lateral	Ton
	Metrado de Cargas de Gravedad	Ton
	Cargas de Gravedad Permanentes	Ton
	Momento- Curvatura	Ton-m / 1/m
	Momento - Rotación	Ton-m / rad
	Longitud de Rotulas Plásticas	cm
	Desplazamiento Inicial de Cedencia	cm
	Desplazamiento lateral de Plastificación	cm
	Desplazamiento lateral Último	cm
	Ductilidad de desplazamiento	Adimensional
Solicitaciones Sísmicas	Parámetros Sísmicos	Adimensional
	Sismo de Servicio (SE)	Adimensional
	Sismo de Diseño (SD)	Adimensional
	Sismo Máximo (SM)	Adimensional
	Espectro Aceleración - Desplazamiento	g - cm
	Peligrosidad sísmica (básicos, mejorados y limitados)	%
“Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40)	Espectro de Capacidad	cm/seg ² - cm
	Sismo Ocasional	Adimensional
	Sismo Raro	Adimensional
	Sismo Muy Raro	Adimensional
“Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356)	Inmediata Ocupación (IO)	Adimensional
	Seguridad de Vida (LS)	Adimensional
	Colapso Preventivo (CP)	Adimensional
	Coefficientes sísmicos C0,C1,C2,C3	Adimensional
	Curva Bilineal de Capacidad	Ton- cm
Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030	Desplazamiento horizontal	cm
	Altura de entrepiso	m

2.4.2. Variables dependientes

Tabla 12: Variables dependientes.

VARIABLE DEPENDIENTE	INDICADORES	UNIDADES
NIVEL DE DESEMPEÑO	Desplazamiento	cm
	Fuerza Cortante	Ton
	Ocupación Inmediata , Seguridad de Vida, Estabilidad Estructural	Adimensional
	Periodo Fundamental	seg.
	Rigidez Efectiva	Ton/cm
	Rigidez lateral Elástica	Ton/cm



2.4.3. Cuadro de operacionalización de variables

TIPO DE VARIABLE	NOMBRE DE LA VARIABLE	DEFINICION DE LA VARIABLE	NIVEL DE LA VARIABLE	INDICADORES	UNIDADES
VARIABLES DEPENDIENTES	Nivel de Desempeño	Para esta investigación el Nivel de Desempeño describe una condición límite de daño (Según los lineamientos de las Normativas ATC - 40 y FEMA 356) en la estructura de la institución educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco, para una determinada sollicitación sísmica (Diseño, Servicio, Máximo Esperado), dicho nivel de desempeño se encuentra a partir del AENL de Cedencia Sucesiva (Pushover) a través de diversos parámetros estudiados en esta investigación, tales como la curva capacidad (curva pushover), periodo efectivo, fuerzas cortantes, y el punto de desempeño que indica el máximo desplazamiento que puede experimentar la estructura para un sismo de diseño.	Punto de Desempeño	Desplazamiento lateral Fuerza Cortante	cm Ton
			Curva de Capacidad		Desplazamiento Objetivo
VARIABLES INDEPENDIENTES	Análisis Estático No Lineal de Cedencia Sucesiva (Pushover)	En esta investigación el análisis estático no lineal de Cedencia sucesiva se define como el procedimiento de análisis no lineal (según lineamientos de las normativas ATC 40 y FEMA 356) de la estructura de la institución educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco, es decir, se refiere al estudio de la estructura al someter a los elementos estructurales a cargas laterales (estas actúan posterior a la deformación de la estructura por carga gravitacional) que se incrementan monótonicamente hasta llevar a la estructura a una condición de colapso para poder observar la formación secuencial de rotulas plásticas y así definir el mecanismo de falla de dicha estructura, En esta investigación dicho AENL estará basado en el estudio de la fuerza lateral cortante de fluencia, el desplazamiento lateral de fluencia y el ratio de ductilidad de desplazamiento	Patrón de Cargas Laterales	Patrón de Carga Lateral	Ton
			Cargas Gravitacionales Permanentes	Metrado de Cargas de Gravedad Cargas de Gravedad Permanentes	Ton Ton
			Relación Momento - Curvatura	Momento - Curvatura Momento - Rotación	Ton-m / 1/m Ton-m / rad
			Posible Mecanismo de Falla	Longitud de Rotulas Plásticas	cm
			Desplazamiento lateral	Desplazamiento Inicial de Cedencia Desplazamiento lateral de Plasticación	cm cm
	Ratio de Ductilidad	Ductilidad de desplazamiento	Adimensional		
	Solicitaciones Sísmicas	En esta investigación las sollicitaciones sísmicas están relacionadas con las demandas sísmicas esperadas, las mismas que son una representación del movimiento telúrico, están definidas por las normativas E-030, ATC y FEMA. Para el estudio del AENL se utilizan un conjunto de cargas laterales (Patrones de carga lateral) los cuales nos permiten estimar el desplazamiento máximo esperado de la estructura de la institución educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco, bajo diferentes niveles de demanda.	Demanda sísmica según normativa E-030	Parámetros Sísmicos	Adimensional
			Demanda sísmica según ATC - 40	Sismo de Servicio (SE) Sismo de Diseño (SD) Sismo Máximo (SM)	Adimensional Adimensional Adimensional
			Demanda sísmica según FEMA 356	Espectro Aceleración - Desplazamiento Peligrosidad sísmica (básicos, mejorados y limitados)	g - cm %
	“Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40)	En esta investigación la normativa “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40) será utilizada para determinar los parámetros necesarios para encontrar el punto de desempeño y determinar el nivel de desempeño de la estructura de la institución educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco a través del método Espectro – Demanda.	Método Espectro - Demanda	Espectro de Capacidad Sismo Ocasional Sismo Raro Sismo Muy Raro	cm/seg ² -cm Adimensional Adimensional Adimensional
“Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356)	En esta investigación la normativa “Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356) será utilizada para determinar los parámetros necesarios para encontrar el punto de desempeño y determinar el nivel de desempeño de la estructura de la institución educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco a través del método de los coeficientes.	Criterios de Aceptación Método de los Coeficientes	Inmediata Ocupación (IO) Seguridad de Vida (LS) Colapso Preventivo (CP) Factor de participación Modal Coeficientes sísmicos C0,C1,C2,C3 Curva Bilineal de Capacidad	Adimensional Adimensional Adimensional Adimensional Adimensional Ton- cm	
Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030	En esta investigación la normativa técnica peruana de diseño sismorresistente E-030 será utilizada para tener en cuenta las consideraciones mínimas de análisis sísmico para la evaluación de la estructura existente de la institución educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco, esto en cuanto se refiere al peligro sísmico, caracterización del edificio, análisis estructural (análisis estático y dinámico) y los requisitos de rigidez y resistencia.	Distorsión máxima de entrepiso	Desplazamiento horizontal Altura de entrepiso	cm m	



CAPITULO III: Metodología

3.1. Metodología de la investigación

3.1.1. Enfoque de la investigación

La presente tesis de investigación tiene un enfoque de tipo cuantitativo porque en su desarrollo se manipulan los parámetros y criterios del análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (Pushover), las solicitaciones sísmicas, los criterios de análisis de la normativa “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40), los criterios de análisis de la normativa “Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356) y la normativa técnica peruana de diseño sismorresistente E-030, con los que se demuestran las variaciones de magnitudes a través de cálculos numéricos, obteniendo como resultado magnitudes cuantificables que al interpretarlas y compararlas nos conducen a determinar el nivel de desempeño de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco, el cual es el objetivo principal de esta investigación.

3.1.2. Nivel de la investigación.

El nivel de investigación de esta tesis es descriptivo porque en el desarrollo de la misma se calcula el incremento o decremento de las magnitudes, y criterios del análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (Pushover), las solicitaciones sísmicas, los criterios de análisis de la normativa “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40), los criterios de análisis de la normativa “Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356) y la normativa técnica peruana de diseño sismorresistente E-030, esto significa que la correlación de estas, nos conlleva a hacer un diagnóstico de los parámetros que describen y determinan el nivel de desempeño de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco.

3.1.3. Método de la investigación.

Para llevar la investigación de una manera ordenada y sistemática se proponen hipótesis las cuales son validadas a través de pruebas, por lo tanto, en la investigación se usó el método hipotético deductivo, es preciso mencionar que con esta investigación se pretende buscar soluciones que puedan ser aplicadas a nuestra realidad, utilizando herramientas y conocimientos de la ingeniería estructural, es por ello que esta investigación conlleva a un diseño cuasi experimental.



3.2. Diseño de la investigación

3.2.1. Diseño metodológico

En el desarrollo de la presente investigación de tesis se buscó evaluar el nivel desempeño de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco (variable dependiente) manipulando intencionalmente una serie de procedimientos y criterios normativos, tales como el método de análisis no lineal de cedencia sucesiva (Pushover), las diferentes sollicitaciones sísmicas, los criterios de análisis de las normativas “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40), “Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356) y la normativa técnica peruana de diseño sismorresistente E-030 (variables independientes), es decir, se buscó manipular intencionalmente estas variables independientes para observar los efectos o consecuencias que tienen sobre la variable dependiente. Por todos estos aspectos descritos el diseño de investigación es Experimental.

3.2.2. Diseño de ingeniería

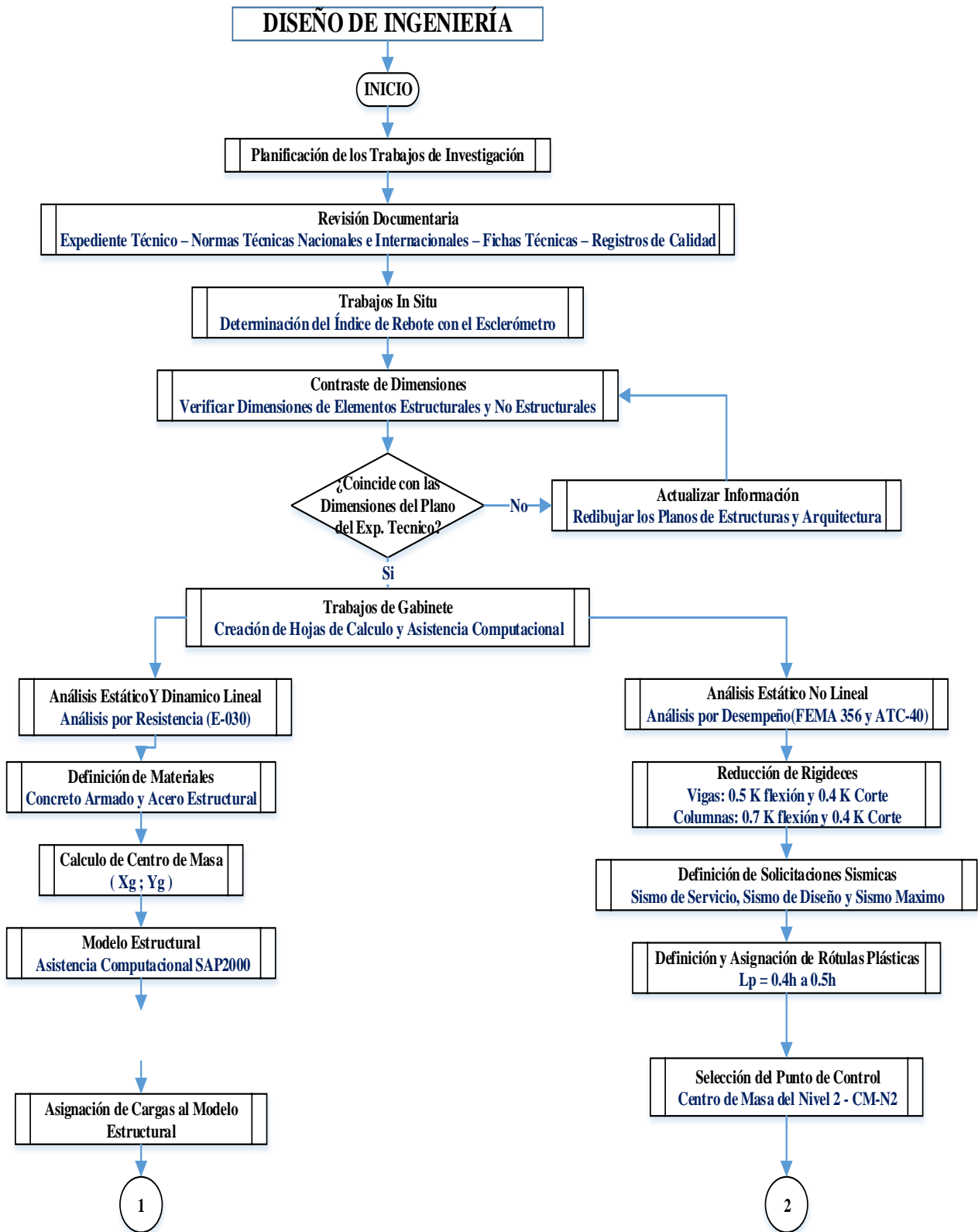


Figura Nro. 72: Flujograma de procedimiento (Parte I) para determinar el nivel de desempeño de la I.E. N°50217 Umachurco

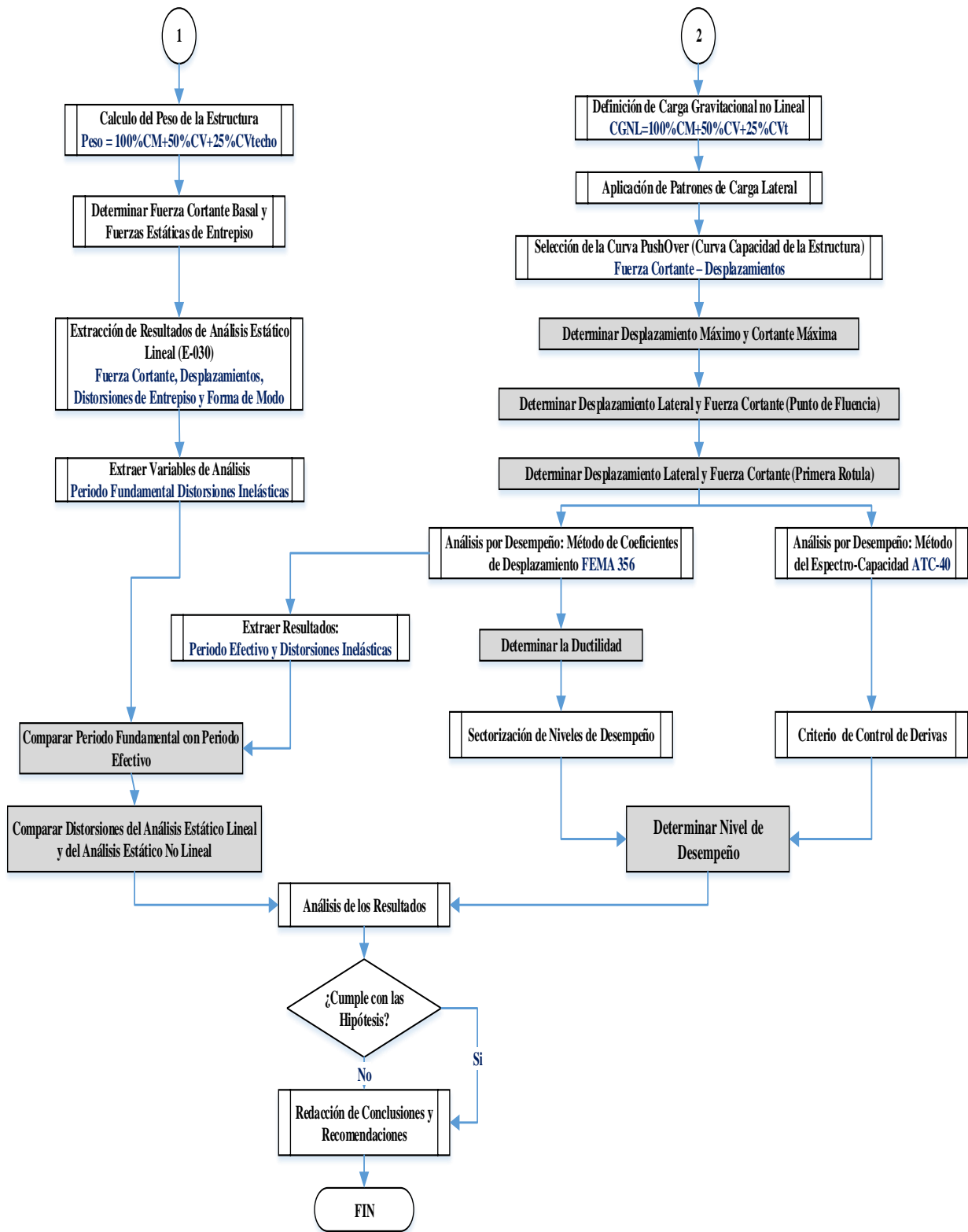


Figura Nro. 73: Flujograma de procedimiento (Parte II) para determinar el nivel de desempeño de la I.E. N°50217 Umachurco

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

3.1.1.1. Descripción de la población

La población de estudio es la infraestructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco.



Figura Nro. 74: Bloque 01 de la I. E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco

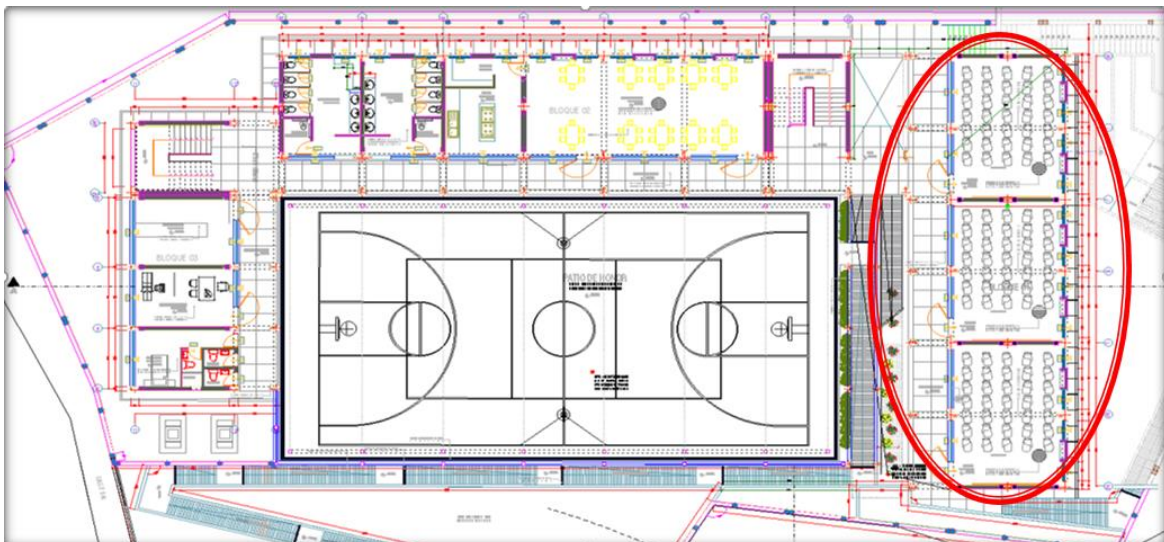


Figura Nro. 75: Vista en planta del bloque 01 de la I. E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco.

Fuente: Expediente técnico



3.1.1.2. Cuantificación de la población

La infraestructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco está conformada por 03 bloques los cuales tienen las siguientes características generales:

Bloque 01

- Uso: Aulas
- Niveles: 02
- Sistema Estructural: Aporticado de concreto armado

El bloque 01 está estructurado en base a columnas, vigas, entrepiso de losa aligerada en una dirección, techo conformado por losas inclinadas macizas en dos direcciones y cobertura de teja andina.

Bloque 02

- Uso: Laboratorios de cómputo
- Niveles: 02
- Sistema Estructural: Aporticado de concreto armado

El bloque 02 está estructurado en base a columnas, vigas, entrepiso de losa aligerada en una dirección, techo conformado por losas inclinadas macizas en dos direcciones y cobertura de teja andina.

Bloque 03

- Uso: Área administrativa
- Niveles: 02
- Sistema Estructural: Aporticado de concreto armado

El bloque 03 está estructurado en base a columnas, vigas, entrepiso de losa aligerada en una dirección, techo conformado por losas inclinadas macizas en dos direcciones y cobertura de teja andina.

3.3.2. Muestra

3.3.2.1. Descripción de la muestra

La muestra escogida por conveniencia para el desarrollo de la presente investigación de tesis es el bloque 01 de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco – Cusco,

debido a que esta infraestructura se destina a actividades de enseñanza y es la unidad primordial de dicha institución. Por esta razón la muestra es considerada como no probabilística puesto que la elección de la misma fue considerando la importancia del uso de la estructura. La estructura del bloque 01 tiene las siguientes particularidades:

Tabla 13: Características generales del bloque 01 de la I.E. N°50217

Uso	Colegio (Aulas)
Área:	240.67 m²
Perímetro	72.64 m
Niveles:	02
Altura de Entrepiso 1er nivel:	3.20 m
Altura de Entrepiso 2do nivel:	3.25 m
Altura Total:	8.10 m

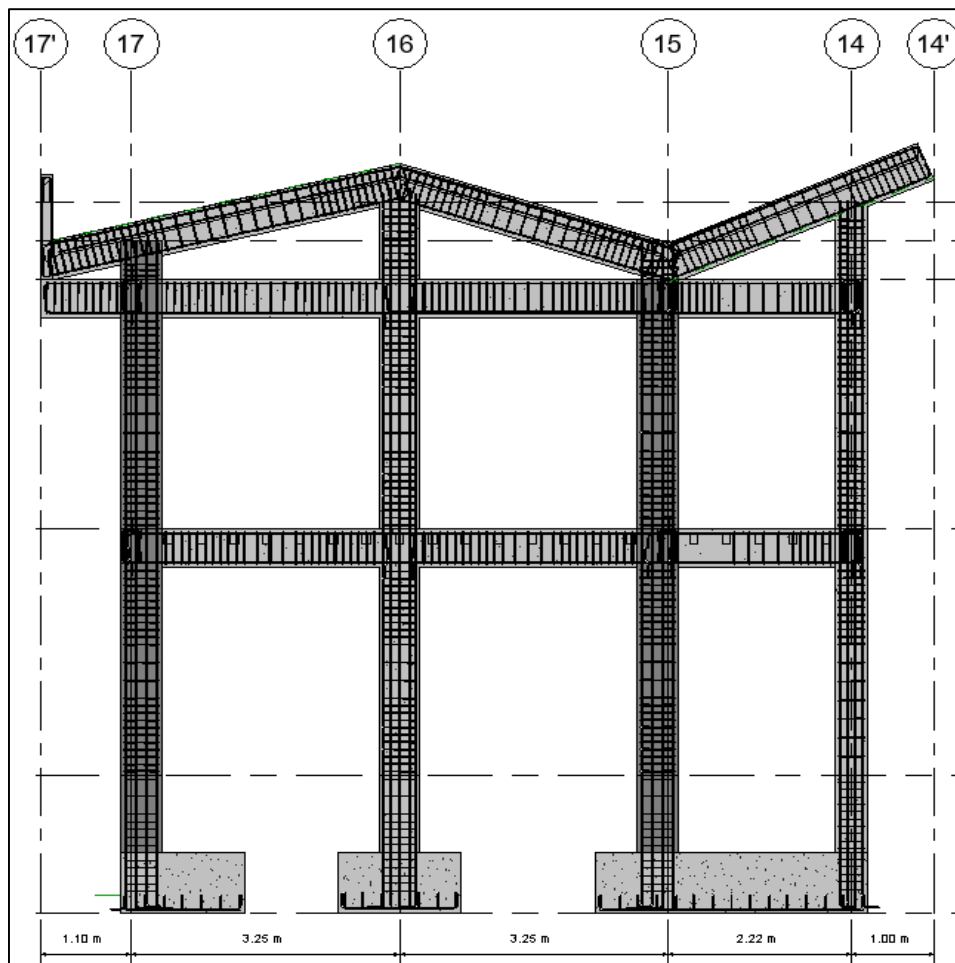


Figura Nro. 76: Pórtico H del bloque 01 de la I.E. N°50217

Según la Norma técnica peruana de diseño sismorresistente E-030, la estructura en estudio esta categorizada como edificación esencial (Categoría A).

La distribución de ejes en planta de la muestra en estudio con la que se trabajó esta investigación está definida de la siguiente manera.

Tabla 14: Distribución de ejes del bloque 01 de la I.E. N°50217

Descripción	Sentido	Ejes
Ejes Verticales	Y-Y	H,I,J,K,L,M,N
Ejes Horizontales	X-X	14,15,16,17
Ejes Horizontales Auxiliares	Y-Y	14', 17'



Figura Nro. 77: Vista frontal del Modelo 3D del bloque 01 de la I.E. N°50217



Figura Nro. 78: Vista posterior del Modelo 3D del bloque 01 de la I.E. N°50217

- **Distribución en planta:**

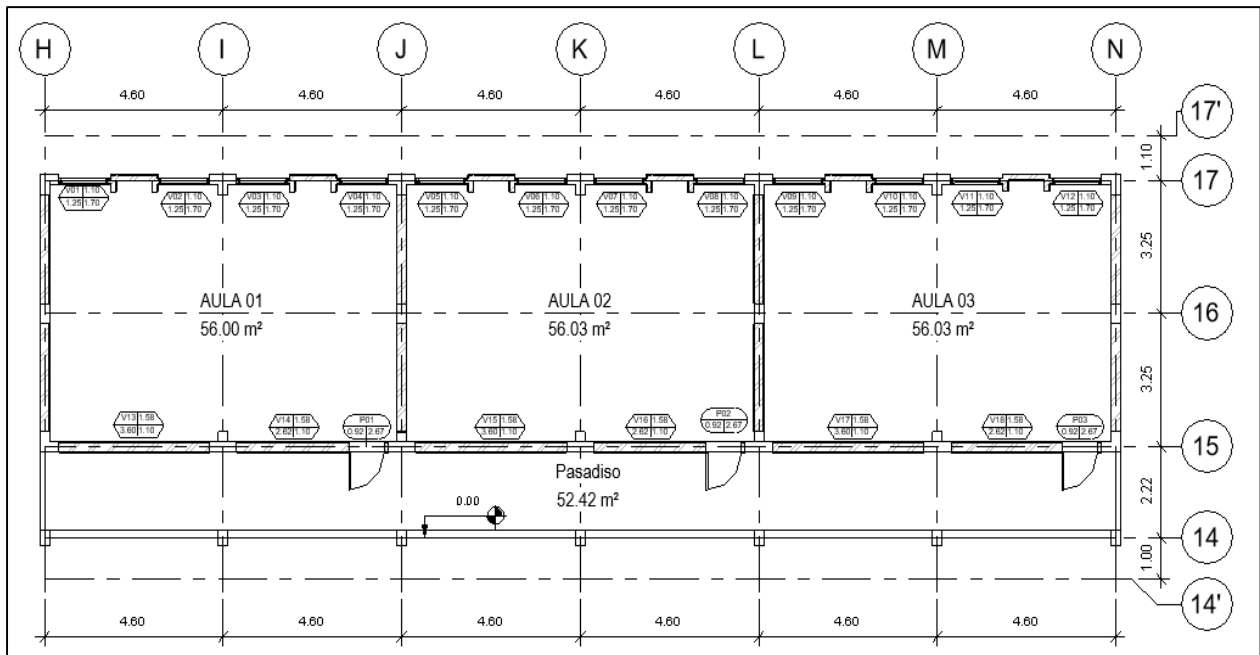


Figura Nro. 79: Planta baja del bloque 01 de la I.E. N°50217

La estructura del bloque 01 destinado a actividades de enseñanza está construida con concreto armado y tiene un sistema estructural aporticado, cuenta con 06 aulas con un área de 56.03 m² cada una (entre ejes 17 -15 y H-N), el pasillo (ejes 14-15 y H-N), la escalera de acceso al segundo nivel está aislada de la estructura en estudio, por esa razón no se considera en el modelo de análisis.

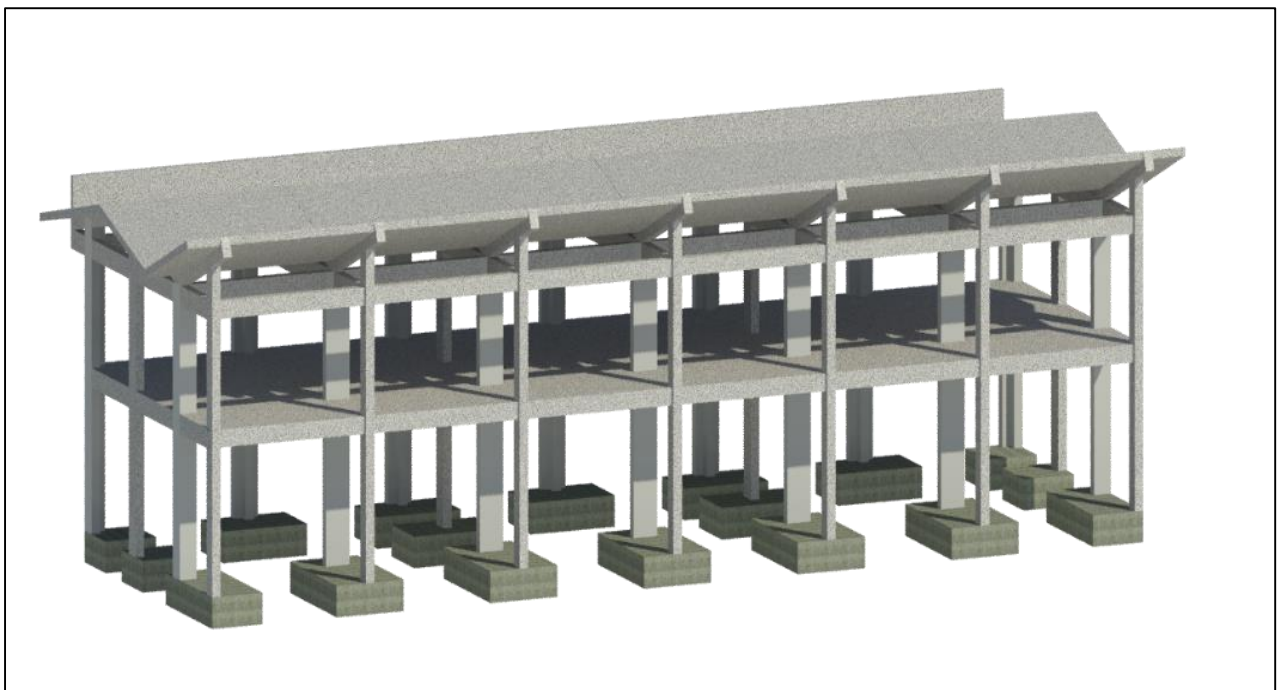


Figura Nro. 80: Modelo estructural 3D del bloque 01 de la I.E N°50217

- **Especificaciones Técnicas**

Las propiedades de los materiales, dimensiones de elementos, alturas de entrepiso y ejes de distribución con la que fue planteada esta investigación se describe a continuación, estos datos fueron recolectados de las especificaciones técnicas del expediente técnico, registro de controles de calidad y fichas técnicas de los materiales usados en la infraestructura en evaluación. Así mismo se realizó la corroboración de los datos recolectados con trabajos de campo y/o revisando los requerimientos mínimos exigidos por la Norma Técnica de Diseño en Concreto Armado E-060.

Propiedades de los materiales**Concreto armado**

Tabla 15: Propiedades del concreto

Propiedad	Magnitud	Unidad
Módulo de Elasticidad E_c	217370.65	Kg/cm ²
Peso específico	2400	Kg/m ³

Tabla 16: Resistencia a la compresión de los elementos estructurales (Expediente técnico)

Elemento	f 'c	Unidad
Vigas Principales	210	Kg/cm ²
Vigas Secundarias	210	Kg/cm ²
Vigas Chatas	210	Kg/cm ²
Columns	210	Kg/cm ²
Losa aligerada	210	Kg/cm ²
Losa Maciza	210	Kg/cm ²

Acero de refuerzo

Varillas de acero corrugado Grado 60

Tabla 17: Características del acero de refuerzo

Varillas de Acero Corrugado G60			
Diámetro (Pulg)	Nro.	Área (cm ²)	Diámetro (cm)
3/8"	#3	0.71	0.95
1/2"	#4	1.27	1.27
5/8"	#5	1.98	1.59
3/4"	#6	2.85	1.91

Fuente: Ficha técnica Aceros Arequipa

Tabla 18: Propiedades del acero de refuerzo

Propiedad	Magnitud	Unidad
Esfuerzo de fluencia f_y	4280	Kg/cm ²
Resistencia mínima a la rotura f'_y	6320	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad E_s	2×10^6	Kg/cm ²
Peso Especifico	7850	Kg/m ³

Fuente: Ficha técnica Aceros Arequipa

Mampostería

La estructura del bloque 01 cuenta con muros de ladrillo King Kong de aparejo tipo cabeza en dirección “Y” y de aparejo tipo sogá en sentido “X”.

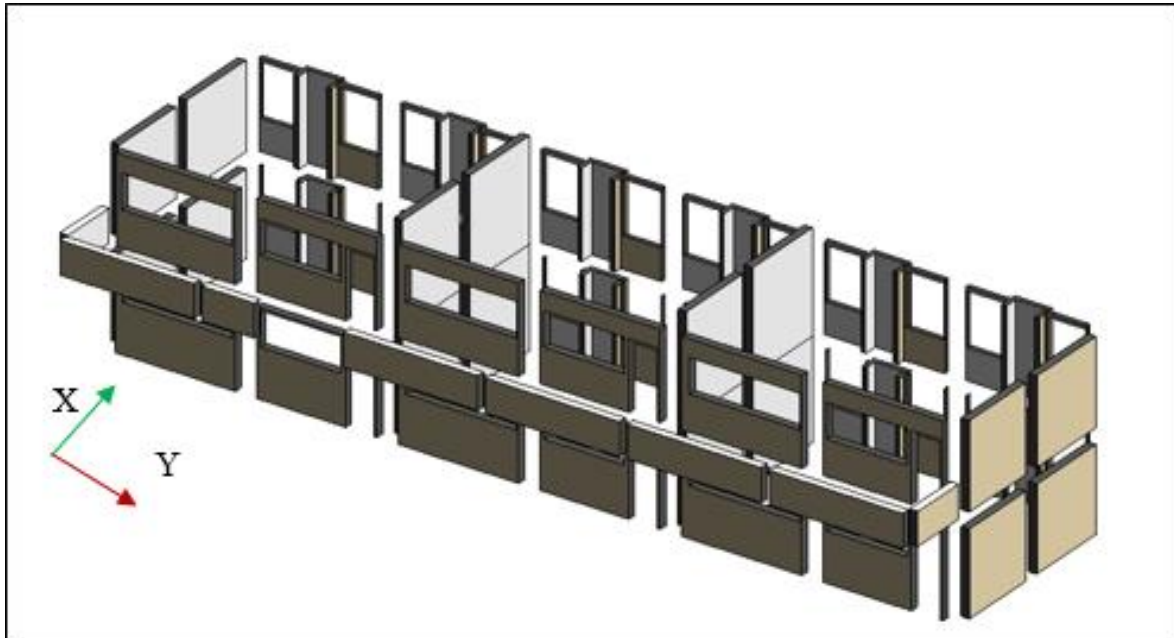


Figura Nro. 81: Modelo 3D de los muros del bloque 01 de la I.E. N° 50217

- **Consideraciones Constructivas**

Tabla 19: Recubrimiento de los elementos estructurales

Recubrimientos Libres de Concreto		
Elemento	Recubrimiento	Unidad
Vigas Principales	5.00	cm
Vigas Secundarias	5.00	cm
Columnas	4.00	cm
Muros	1.50	cm
Losa	4.00	cm

Dimensiones de los elementos estructurales

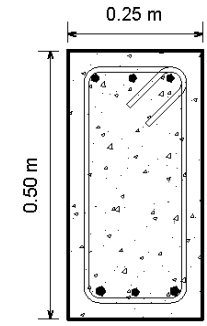
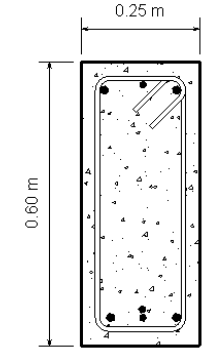
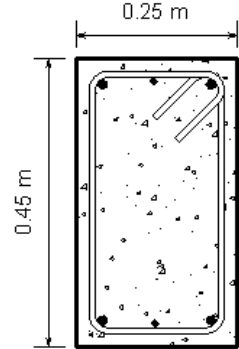
Columnas:

Tabla 20: Tipos de columnas – Bloque 01 I.E. Umachurco

Denominación	Acero de refuerzo	Idealización
<p style="text-align: center; font-size: 2em;">C-1</p>	<p>Acero: $8\phi 3/4"$ + $8\phi 5/8"$</p> <p>Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm R @ 25cm</p>	
<p style="text-align: center; font-size: 2em;">C-2</p>	<p>Acero: $8\phi 3/4"$ + $6\phi 5/8"$</p> <p>Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm R @ 25cm</p>	
<p style="text-align: center; font-size: 2em;">C-3</p>	<p>Acero: $6\phi 5/8"$ + $6\phi 1/2"$</p> <p>Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm R @ 25cm</p>	
<p style="text-align: center; font-size: 2em;">C-4</p>	<p>Acero: $8\phi 3/4"$ + $6\phi 5/8"$</p> <p>Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm R @ 25cm</p>	

Vigas:

Tabla 21: Tipos de vigas – Bloque 01 I.E. Umachurco

Denominación	Acero de refuerzo	Idealización
VP- 25cmx50cm	<p>A's: $3\phi 5/8"$ As: $2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$ Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm 3 @ 15cm R @ 25cm</p>	
VP- 25cmx60cm	<p>A's: $2\phi 3" + 1\phi 5/8"$ As: $2\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$ Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm 3 @ 15cm R @ 25cm</p>	
VS- 25cmx45cm	<p>A's: $5\phi 8" + 1\phi 1/2"$ As: $2\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$ Estribos: 1 @ 5cm 10 @ 10cm 3 @ 15cm R @ 25cm</p>	

3.3.2.2. Cuantificación de la muestra

Por lo expuesto anteriormente, la muestra planteada para esta investigación de tesis es el bloque 01 de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco, ubicada en el distrito de San Salvador, Provincia de Calca, Departamento del Cusco.

3.3.2.3. Método de muestreo

Para la selección de la muestra se tuvo en consideración la importancia de la estructura, como se desarrolló anteriormente, la estructura del bloque 01 esta designada y diseñada para actividades de enseñanza por lo que será ocupada por la población estudiantil y dado que las características estructurales en los 03 bloques de la Institución Educativa N° 50217 son



similares se optó por considerar como muestra de estudio el bloque 01 ya que cumple con los criterios, características y objetivos planteados para esta investigación, entonces es preciso resaltar que la muestra no dependió de una selección probabilística, sino que fue seleccionada evaluando algunos criterios convenientes para esta investigación, por lo expuesto la investigación es de tipo cuantitativa con un nivel descriptivo y bajo un diseño cuasi experimental.

3.3.2.4. Criterios de evaluación de la muestra

La muestra seleccionada para esta investigación fue evaluada bajo diversos criterios los cuales se mencionan a continuación:

Primero: La determinación de cargas de la estructura se calculó conforme lo estipulado en la Norma Técnica Peruana de Metrados de Cargas E-020

Segundo: Los parámetros sísmicos de diseño fueron evaluados con la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030.

Tercero: Para la corroboración de las propiedades de los materiales (concreto y acero) se utilizó la Norma Técnica Peruana de Diseño en Concreto Armado E-060.

Cuarto: Para la determinación del nivel de desempeño utilizando la técnica de análisis no lineal de cedencia sucesiva Pushover se utilizaron las normas americanas FEMA-356 y ATC-40.

3.3.3. Criterios de inclusión

- Es la única estructura esencial de concreto armado en la zona de estudio, se cuenta con el permiso de las autoridades correspondientes de la I. E. N° 50217 Umachurco.
- Se cuenta con los documentos necesarios de la estructura para realizar esta investigación, estos son: controles de calidad del concreto endurecido, planos estructurales y planos arquitectónicos.
- Se tomó en cuenta la importancia que tiene la estructura (Bloque 01), puesto que está estructura alberga a la población estudiantil y en caso de sismo debería salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- Condiciones de diseño sísmico de la estructura en evaluación (considerando los requerimientos mínimos exigidos por la norma E-030).
- Regularidad estructural de la estructura en evaluación.

- Para la estimación del $f'c$ de la estructura con la prueba de “método de prueba estándar para el número del índice de rebote del concreto endurecido ASTM C 805”, se consideró la evaluación de columnas y vigas.
- Se tomó en consideración las propiedades de rigidez de los elementos estructurales con responsabilidad sismorresistente (vigas y columnas).
- Propiedades de los materiales $f'c$ en elementos estructurales con responsabilidad sismorresistente de 210 Kg/cm² y acero de grado 60 con F_y de 4280 Kg/cm².
- Masas de los elementos estructurales (viga, columnas y losas).
- Masas de los elementos no estructurales (muros de mampostería y cobertura de teja).
- Alturas de entrepiso de la estructura.

3.4. Instrumentos

3.4.1. Instrumentos metodológicos

Para la presente investigación se usaron diversos instrumentos metodológicos que se detallan a continuación en la tabla N° 22:

Tabla 22 : Instrumentos metodológicos

GUIAS DE OBSERVACION	F-01	Contraste de dimensiones de columnas
	F-02	Contraste de dimensiones en vigas
	F-03	Contraste de dimensiones de muros de albañilería
	F-04	Contraste de ubicación y dimensiones de ejes
	F-05	Coordenadas del centro de masas de la planta en estudio
	F-06	Determinación del índice de rebote mediante la utilización del esclerómetro
	F-07	Momento - curvatura
	F-08	Parámetros sísmicos
	F-09	Regularidad estructural
	FC-01	Estimación del $f'c$ del concreto mediante el ensayo de índice de rebote utilizando el esclerómetro
	FC-02	Diagrama momento curvatura en vigas
	FC-03	Diagrama momento curvatura en columnas
	FC-04	Diagrama momento rotación y criterios de aceptación
	FC-05	Peso sísmico
FC-06	Metrado de cargas	
FC-07	Fuerza cortante en la base, distribución de fuerza sísmica en altura	
FC-08	Análisis Estático	
FC-09	Rotulas plásticas en vigas y columnas	
FC-10	Patrones de carga lateral	
FC-11	Demanda sísmica	
FC-12	Selección de la curva capacidad (Pushover) en sentido Y-Y	
FC-13	Desplazamiento máximo y fuerza cortante máxima	
FC-14	Desplazamiento lateral y fuerza cortae (primera rotula)	

FC-15	Punto de desempeño Y nivel de desempeño por el método de los coeficientes (FEMA 356)
FC-16	Punto de desempeño y nivel de desempeño con el método espectro - capacidad (ATC-40)
FC-17	Comparación de las distorsiones de entrepiso para el análisis estático lineal (E-030) y el análisis estático no lineal (FEMA356)
FC-18	Ductilidad de desplazamiento de la estructura según FEMA 356

3.4.1.1. Guías documentarias

En el desarrollo de esta investigación se usaron guías documentarias con el fin de validar y ampliar los conocimientos acerca del tema en estudio, estas guías documentarias se describen a continuación:

Tabla 23: Guías documentarias

Instrumento	Descripción	Objeto de Uso
Normativas Nacionales	Norma Técnica Peruana de metrados de cargas E-020	Determinar los pesos específicos de los materiales involucrados en los elementos estructurales y no estructurales, determinar las cargas vivas de acuerdo al uso de la estructura de la del bloque 01
	Norma Técnica Peruana de Diseño en Concreto Armado E-060	Validar y/o corroborar los datos recolectados del expediente técnico y los datos en campo(propiedades de los materiales concreto y acero)
	Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030	Determinar y/o validar los parámetros sísmicos de diseño sismorresistente recolectados del expediente técnico
Normativas Internacionales	“Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC-40)	Estimar el desempeño sísmico de la estructura con la intersección del espectro capacidad con el espectro de demanda haciendo uso del método espectro - capacidad
	“Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” (FEMA 356)	Estimar la demanda de desplazamiento de la estructura haciendo uso la gráfica representativa bilineal de la curva capacidad y los coeficientes de corrección.
Expediente técnico		



	Expediente técnico "Mejoramiento de los servicios de educación primaria de la I.E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco, distrito de San Salvador, provincia de Calca- Cusco	Recopilar los datos necesarios para la investigación de los documentos de los planos y especificaciones técnicas
Registros de calidad	Ensayo de calidad de resistencia a compresión del concreto	Recopilar datos de la resistencia a compresión (f_c) del concreto endurecido
Fichas Técnicas	Ficha técnica "Fierro corrugado de aceros Arequipa"	Recopilar datos del esfuerzo de fluencia (f_y)
	Ficha técnica "Planchas decorativas -Fabrica peruana Eternit"	Recopilar datos y características de la teja utilizada en la cobertura de la infraestructura y estimar el peso aproximado en la familia de elementos no estructurales

3.4.1.2. Guías de observación de campo

En el tratamiento de esta investigación se utilizaron instrumentos de observación de campo con los que se recopilaron los datos pertinentes que luego fueron procesados con el fin de efectuar los cálculos necesarios en esta investigación, a continuación, se describen los formatos que fueron elaborados como guías de observación de campo, los cuales se muestran a continuación:



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

GUIA DE OBSERVACION N° 01:

CONTRASTE DE DIMENSIONES - COLUMNAS

ELABORADO POR :

Bach. Jinny Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza

ASESOR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardena

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN COLUMNAS TIPO - DIMENSIONES EXPEDIENTE TECNICO

Table with 8 columns: EJE, FORMA, H (cm), h (cm), B (cm), b (cm), c (cm), d (cm). Contains multiple rows of data for column dimensions.

DIMENSIONES - REPLANTEO

Table with 8 columns: NIVEL, EJE, FORMA, H (cm), h (cm), B (cm), b (cm), c (cm). Contains multiple rows of data for dimension replanning.

REGISTRO FOTOGRAFICO

Large empty rectangular area for photographic records.

REVISADO POR:

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

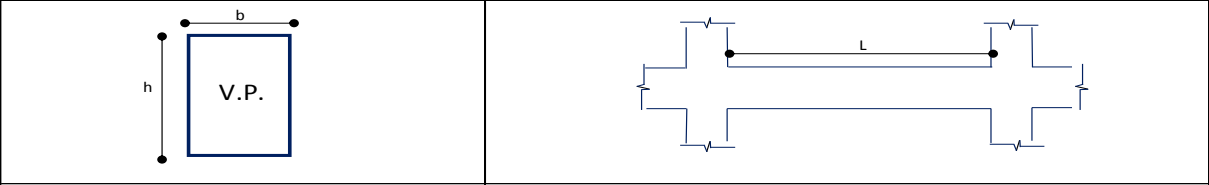
GUIA DE OBSERVACION N° 02: CONTRASTE DE DIMENSIONES - VIGAS

ELABORADO POR : Bach. Jimmy Cumpa Amanca, Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza
ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO -

Table with 11 columns: Nivel, TRAMO, EJE, EXPEDIENTE TECNICO (b, h, L), REPLANTEO (b, h, L), CONFORME, OBSERVACION. Rows contain dashes indicating data entry points.

REPRESENTACION GRAFICA DE LA SECCION



REGISTRO FOTOGRAFICO



REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas
CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

GUIA DE OBSERVACION N° 03: Contraste de Dimensiones de Muros de Albañilería

ELABORADO POR : Bach. Jimmy Cumpa Amanca, Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza
ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBALÑILERIA

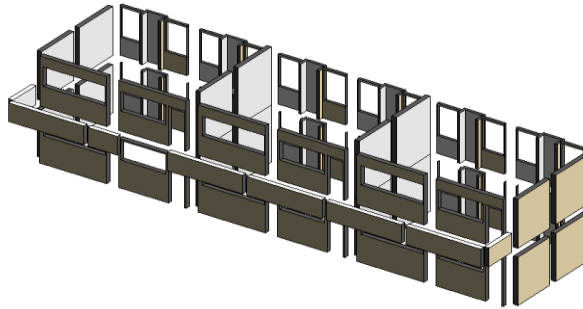


Table with columns: Nivel, Eje, Tramo, Expediente Tecnico (Aparejo, Longitud (m), Altura (m)), Verificado en campo (Aparejo, Longitud (m), Altura (m)), Diferencia (Δ L (m), Δ h (m)).

REGISTRO FOTOGRAFICO



REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

GUIA DE OBSERVACION N° 04:

CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - BLOQUE 01

ELABORADO POR :

Bach. Jimmy Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza

ASESOR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

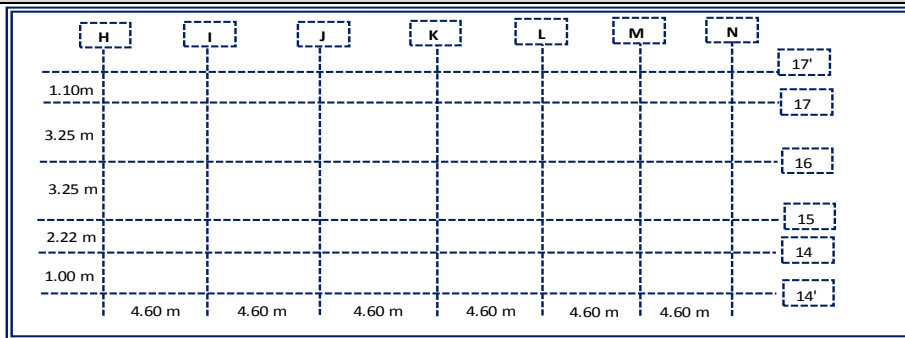
CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - SENTIDO X-X

Table with 10 columns: Bloque, Eje, Unidad, Dimension, Eje, Unidad, Dimension, Error Dimensiones (m), Conforme, Observacion. Contains 7 rows of data.

CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - SENTIDO Y-Y

Table with 10 columns: Bloque, Eje, Unidad, Dimension, Eje, Unidad, Dimension, Error Dimensiones (m), Conforme, Observacion. Contains 5 rows of data.

REPRESENTACION GRAFICA



PANEL FOTOGRAFICO



REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

GUIA DE OBSERVACION N° 05: COORDENADAS DEL CENTRO DE MASAS DE LA PLANTA EN ESTUDIO

ELABORADO POR : Bach.Jimmy Cumpa Amanca, Bach.Brayan Heyson Quispe Mendoza, ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

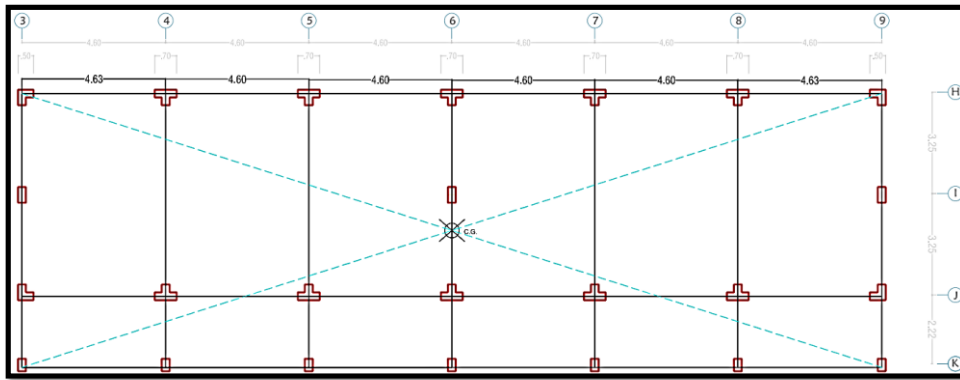
ÁREA DE PLANTA Y POSICIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAD

Table with 7 columns: B(m), L(m), Área (m2), Xi (m), Yi (m), A*Xi, A*Yi. All cells contain dashes.

COORDENAS DEL CENTRO DE MASAS

Table with 2 columns: Xg=, Yg=. Both cells contain dashes.

IMAGEN REFERENCIAL



REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD



		UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL									
TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)											
GUIA DE OBSERVACION N° 06:			ENSAYO: DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DEL ESCLERÓMETRO								
ELABORADO POR :		Bach. Jinny Cumpa Amanca Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza			ASESOR :		Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas				
Datos de la Estructura en Estudio											
LUGAR DEL ENSAYO:		Institución Educativa N°50217 - Umachurco				Departamento:		Cusco			
						Provincia:		Calca			
						Distrito:		San Salvador			
RECOPIACIÓN DE DATOS EN CAMPO											
DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA N°											
ELEMENTO		-		MEDIDAS				FORMA:			
UBICACIÓN	BLOQUE:	-		TIPO		-					
	EJE:	-		BASE(B)		-					
	TRAMO:	-		PERALTE(H)		-					
POSICIÓN		LECTURA									
		Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
		Índice de Rebote	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA N°											
ELEMENTO		-		MEDIDAS				FORMA:			
UBICACIÓN	BLOQUE:	-		TIPO		-					
	EJE:	-		BASE(B)		-					
	TRAMO:	-		PERALTE(H)		-					
POSICIÓN		LECTURA									
		Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
		Índice de Rebote	-	-	-	-	-	-	-	-	-
REGISTRO FOTOGRAFICO											
REVISADO POR:							CONFORMIDAD				



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 07: MOMENTO - CURVATURA

Table with 4 columns: ELABORADO POR, ASESOR, and two rows of names.

COLUMNAS



Table titled 'DATOS MOMENTO CURVATURA EN COLUMNAS' with columns C-01, C-02, C-03, C-04 and sub-columns for phi 1/m and M Ton-m.

DATOS MOMENTO CURVATURA EN VIGAS

Table with columns for different beam types (VP, VS, Vcumbre-ra, VTecho) and sub-columns for phi 1/m and M Ton-m.

Table with 4 columns: REVISADO POR, Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD.



	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																												
TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)																													
GUIA DE OBSERVACION N° 08:		PARAMETROS SISMICOS																											
ELABORADO POR :	Bach. Jimmy Cumpa Amanca Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza	ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas																											
CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA																													
POBLACION	-																												
MUESTRA	-																												
AREA DE OCUPACION DE LA MUESTRA	-																												
UBICACIÓN GEOGRAFICA	-																												
PROVINCIA	-																												
DISTRITO	-																												
SISTEMA ESTRUCTURAL	-																												
ALTURA DEL EDIFICIO	-																												
USO DEL ESDIFICIO	-																												
FACTOR DE ZONA Z																													
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>ZONA</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> <tr> <td>FACTOR Z</td> <td>0.10</td> <td>0.25</td> <td>0.35</td> <td>0.45</td> </tr> </table>	ZONA	1	2	3	4	FACTOR Z	0.10	0.25	0.35	0.45	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Z =</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> </table>		Z =	-															
ZONA	1	2	3	4																									
FACTOR Z	0.10	0.25	0.35	0.45																									
Z =	-																												
FACTOR DE USO																													
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>CATEGORIA</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> <th>D</th> </tr> <tr> <td>FACTOR U</td> <td>1.5</td> <td>1.3</td> <td>1</td> <td>Ver NTPE-030</td> </tr> </table>	CATEGORIA	A	B	C	D	FACTOR U	1.5	1.3	1	Ver NTPE-030	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>U =</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> </table>		U =	-															
CATEGORIA	A	B	C	D																									
FACTOR U	1.5	1.3	1	Ver NTPE-030																									
U =	-																												
PARAMETROS DE SITIO																													
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>Suelo</th> <th>So</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> </tr> <tr> <td>Z4</td> <td>0.8</td> <td>1</td> <td>1.05</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>Z3</td> <td>0.8</td> <td>1</td> <td>1.15</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Z2</td> <td>0.8</td> <td>1</td> <td>1.2</td> <td>1.4</td> </tr> <tr> <td>Z1</td> <td>0.8</td> <td>1</td> <td>1.6</td> <td>2</td> </tr> </table>	Suelo	So	S1	S2	S3	Z4	0.8	1	1.05	1.1	Z3	0.8	1	1.15	1.2	Z2	0.8	1	1.2	1.4	Z1	0.8	1	1.6	2	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>PERFIL DE SUELO</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> </table>		PERFIL DE SUELO	-
Suelo	So	S1	S2	S3																									
Z4	0.8	1	1.05	1.1																									
Z3	0.8	1	1.15	1.2																									
Z2	0.8	1	1.2	1.4																									
Z1	0.8	1	1.6	2																									
PERFIL DE SUELO	-																												
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="5">Periodos "Tp" y "TL"</th> </tr> <tr> <th></th> <th>So</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> </tr> <tr> <td>Tp (S)</td> <td>0.3</td> <td>0.4</td> <td>0.6</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>TL (S)</td> <td>3</td> <td>2.5</td> <td>2</td> <td>1.6</td> </tr> </table>	Periodos "Tp" y "TL"						So	S1	S2	S3	Tp (S)	0.3	0.4	0.6	1	TL (S)	3	2.5	2	1.6	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Tp =</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> <tr> <td>Ts =</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> <tr> <td>S =</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> </table>		Tp =	-	Ts =	-	S =	-	
Periodos "Tp" y "TL"																													
	So	S1	S2	S3																									
Tp (S)	0.3	0.4	0.6	1																									
TL (S)	3	2.5	2	1.6																									
Tp =	-																												
Ts =	-																												
S =	-																												
Factor de Amplificación Sísmica																													
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Periodo "T"</td> <td style="width: 50px; text-align: center;">-</td> </tr> </table>	Periodo "T"	-	$T < T_P \quad C = 2.5$ $T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_P}{T_L}$ $T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$																										
Periodo "T"	-																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>T</th> <th>Tp</th> <th>TL</th> <th>C</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> </tr> </table>			T	Tp	TL	C	-	-	-	-																			
T	Tp	TL	C																										
-	-	-	-																										
REVISADO POR:	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas	CONFORMIDAD																											



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

Table with 4 columns: GUIA DE OBSERVACION N° 09, ELABORADO POR, ASESOR, NORMA. Includes names of authors and advisor, and the standard E-030.

REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)

Table N° 8 E-030: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA. Lists various irregularities and their corresponding factors (Ia).

IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)

Table N° 9 E-030: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA. Lists various irregularities and their corresponding factors (Ip).

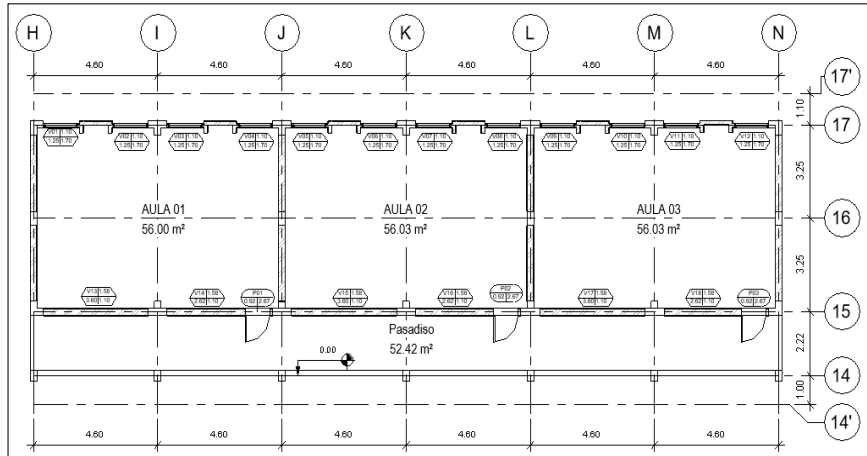


Table for irregularity factors: Ia = - and Ip = -.

Table with 4 columns: REVISADO POR, Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD, and an empty cell.



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 01: ESTIMACIÓN DEL F'C DEL CONCRETO MEDIANTE EL ENSAYO DE ÍNDICE DE REBOTE UTILIZANDO EL ESCLERÓMETRO

ELABORADO POR : Bach. Jinmy Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza **ASESOR :** Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

Datos de la Estructura en Estudio

LUGAR DEL ENSAYO:	Institución Educativa N°50217 - Umachurco	Departamento:	Cusco
		Provincia:	Calca
		Distrito:	San Salvador

HOJA DE CALCULO 01

ESTIMACIÓN DEL F'C TENTATIVO DE LA ESTRUCTURA

MUESTRA N°

POSICIÓN	NRO. INDICE DE REBOTE	LECTURA							
		1	2	3	4	5	6	7	8
POSC:		-	-	-	-	-	-	-	-
ACEPTACIÓN DE DATOS		-	-	-	-	-	-	-	-
ÍNDICE DE REBOTE ACEPTADO		-	-	-	-	-	-	-	-

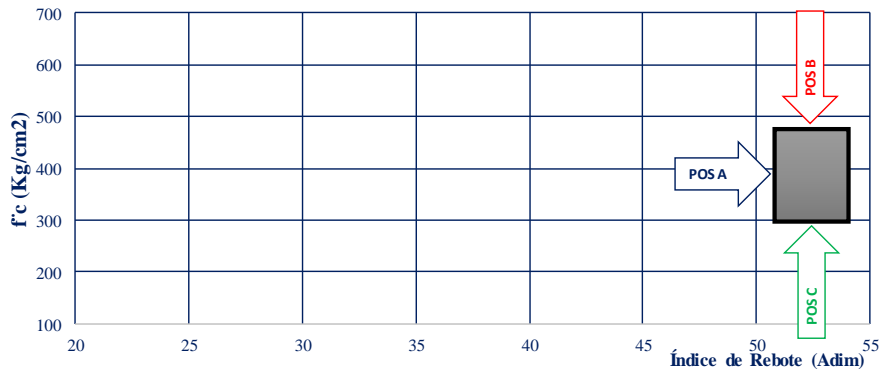
MEDIANA

-

INTERPOLACIÓN

ÍNDICE	f'c
-	-
-	X
-	-
f'c =	-
Estimación	
f'c =	-

CURVA CARACTERÍSTICA DE ESCLEROMETRO 2L0596



REVISADO POR:

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 02:

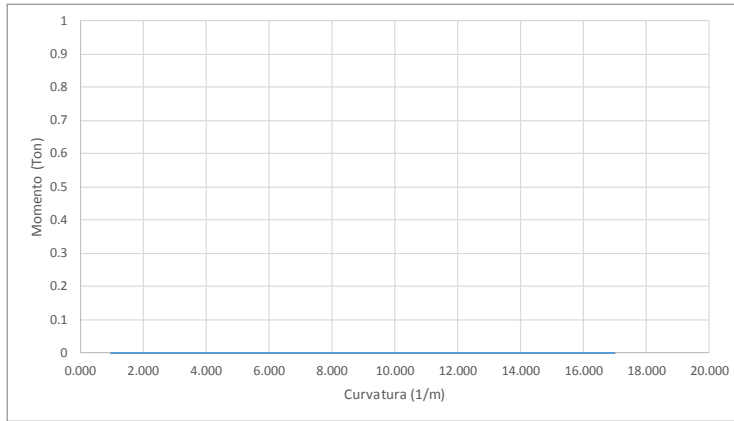
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA EN VIGAS

ELABORADO POR : Bach.Jimmy Cumpa Amanca, Bach.Brayan Heyson Quispe Mendoza
ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

DATOS MOMENTO - CURVATURA SAP 2000 - VIGA -

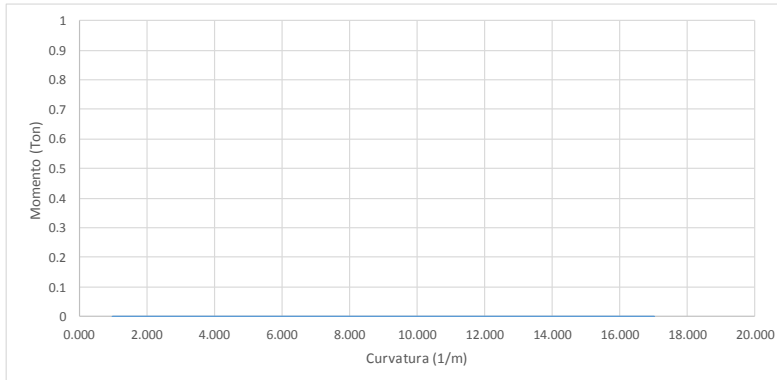
DATOS OBTENIDOS SAP 2000

Table with 3 columns: PUNTO, CURVATURA, MOMENTO. Rows include MY and MU with values -.



COMPARACION DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA SAP 2000 VS CALCULO MANUAL - VIGA -

Table comparing Momento Curvatura de la seccion V- between CALCULO SAP2000 and CALCULO MANUAL. Rows include Inicio, Mcr, My, Mu, and Ductilidad.



REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 03:

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA EN COLUMNAS

ELABORADO POR :

Bach.Jinny Cumpa Amanca
Bach.Brayan Heyson Quispe Mendoza

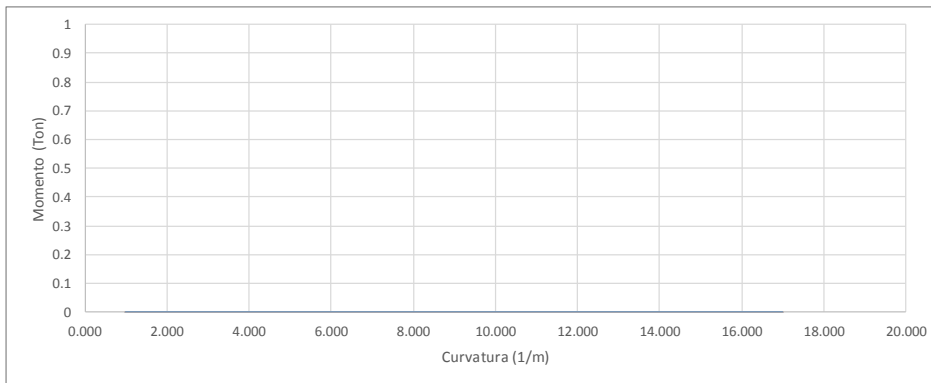
ASESOR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

DATOS MOMENTO - CURVATURA SAP 2000 - COLUMNAS

Table with 8 columns: C-01, C-02, C-03, C-04. Each column has sub-columns for phi 1/m and M Ton-m. The table contains multiple rows of data, mostly showing dashes.

Table with 8 columns: Columna, Mcr, phi cr, My, phi y, Mu, phi u, Ductilidad. Rows for C-1, C-2, C-3, C-4.



REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

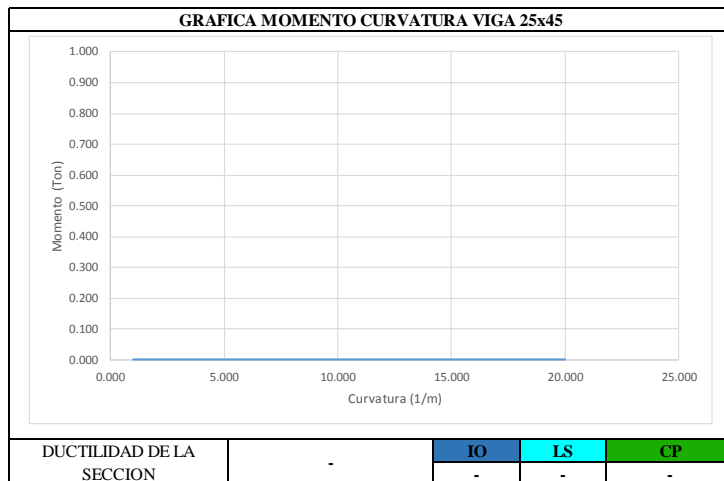


TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 03:		DIAGRAMA MOMENTO ROTACION Y CRITERIOS DE ACEPTACION	
ELABORADO POR :	Bach. Jimmy Cumpa Amanca	ASESOR	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas
	Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza		
		NORMA:	ATC 40 , FEMA 356

MOMENTO CURVATURA Y MOMENTO ROTACION VIGA 25X45

DATOS OBTENIDOS SAP 2000		
PUNTO	CURVATURA	MOMENTO
Mer	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
My	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
Mu	-	-



SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ELEMENTO	PUNTO	MOMENTO (Ton)	CURVATURA (1/m)	LP (m)	ROTACIÓN	M/MY	θ	SECCIÓN IDEALIZADA (SECTION DESIGNER)
-	-E	-	-	-	-	-	-	-
-	-D	-	-	-	-	-	-	-
-	-C	-	-	-	-	-	-	-
-	-B	-	-	-	-	-	-	-
-	A	-	-	-	-	-	-	-
-	B	-	-	-	-	-	-	-
-	C	-	-	-	-	-	-	-
-	D	-	-	-	-	-	-	-
-	E	-	-	-	-	-	-	-

GRAFICA MOMENTO - ROTACIÓN

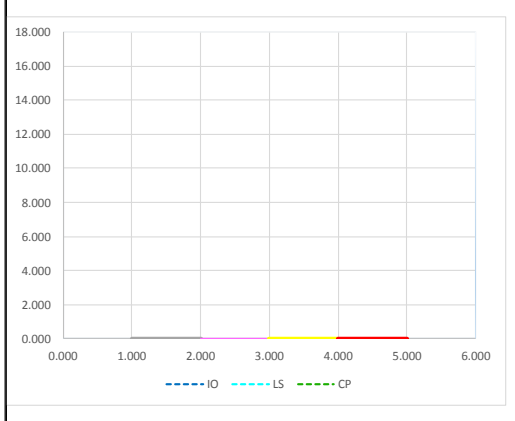
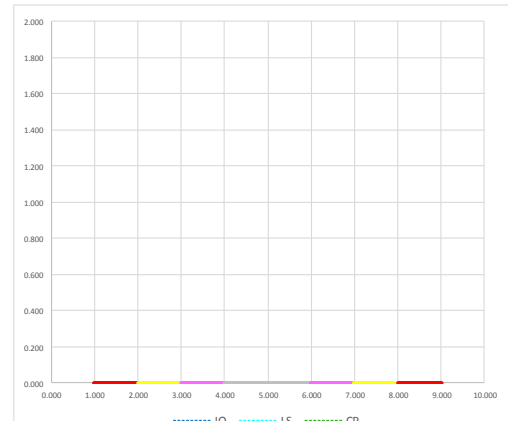


DIAGRAMA DE PUNTOS NOTABLES A,B,C,D Y E NORMALIZADO DEL MOMENTO- ROTACIÓN



REVISADO POR:	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas	CONFORMIDAD	
----------------------	----------------------------------	--------------------	--



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 04: PESO SISMICO

ELABORADO POR :	Bach. Jinny Cumpa Amanca	ASESOR	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas
	Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza		
		NORMA:	E-030

CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGAS

CARGAS MUERTAS

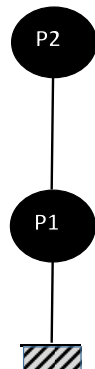
NIVEL	CM (Ton)	CV (Ton)
PRIMER ENTREPISO		
SEGUNDO ENTREPISO		
TECHO		

Σ CM	
Σ CV	

PESO SISMICO

	PESO (Tn)	FACTOR DE MINORACION	PESO (Tn)
CM	-	-	-
CV	-	-	-
CVT	-	-	-
		$\Sigma =$	

IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA 1GDL



REVISADO POR:	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas	CONFORMIDAD	
---------------	----------------------------------	-------------	--



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 05:

METRADO DE CARGAS

Table with 4 columns: ELABORADO POR, ASESOR, NORMA, and values: Bach. Jinny Cumpa Amanca, Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas, E-020.

METRADO DE CARGAS PRIMERA LOSA

Table with 6 columns: EJE, NIVEL, TRAMO, SENTIDO, CM (Ton), CV (Ton). All cells contain dashes.

METRADO DE CARGAS EN TECHO

Table with 6 columns: LEYENDA (NUMERO, CARGA), Eje, Tramo, Distancia entre Ejes (i, j), Distancia Acumulada. Contains numerical data for 5 rows.

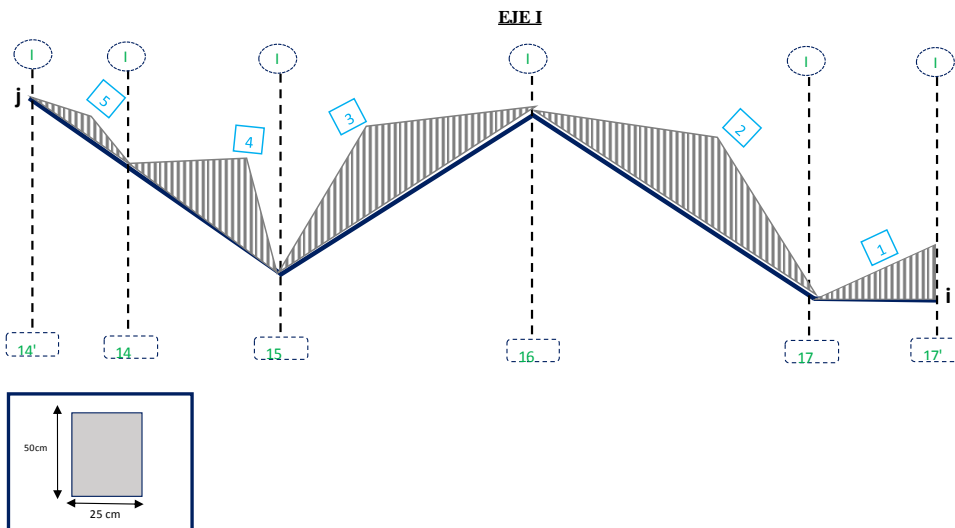


Table with 4 columns: REVISADO POR, Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD.



		UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																															
TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)																																	
FORMATO DE CALCULO N° 06:			FUERZA CORTANTE EN LA BASE, DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SISMICA EN ALTURA																														
ELABORADO POR :		Bach. Jimmy Cumpa Amanca Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza		ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas																													
				NORMA: E-030																													
FUERZA CORTANTE EN LA BASE, DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SISMICA EN ALTURA																																	
Periodo Fundamental de la Estructura																																	
Periodo Fundamental "T"		T=	-	$T = \frac{h_n}{C_T}$																													
Periodo Fundamental "T" (Según SAP 2000)		T=	-																														
Determinación del Exponente relacionado con el periodo de la estructura "k"																																	
Consideraciones para k																																	
a) Para T menor o igual a 0.5 segundos		k = 1.00		k= -																													
b) Para T mayor que 0.5 segundos		k = (0.75 + (0.5 * T))																															
Fuerza Cortante en la Base																																	
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th>Z</th><th>U</th><th>C</th><th>S</th><th>R</th><th>(Z*U*C*S)/R</th></tr> <tr><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr> </table>		Z	U	C	S	R	(Z*U*C*S)/R	-	-	-	-	-	-	$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$																			
Z	U	C	S	R	(Z*U*C*S)/R																												
-	-	-	-	-	-																												
El valor de C/R no debera considerarse menor que:																																	
C/R= -		$\frac{C}{R} \geq 0.125$																															
Distribución de las Fuerzas Sísmicas en Altura																																	
h= -																																	
k= -																																	
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr><th>Nivel</th><th>Masa (Ton)</th><th>Peso (Ton)</th><th>h (m)</th><th>Pi*(hi)^k</th><th>ai</th><th>Fi</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Piso 02</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr> <tr><td>Piso 01</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr> <tr><td>Total</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr> </tbody> </table>		Nivel	Masa (Ton)	Peso (Ton)	h (m)	Pi*(hi)^k	ai	Fi	Piso 02	-	-	-	-	-	-	Piso 01	-	-	-	-	-	-	Total	-	-	-	-	-	-	$F_i = \alpha_i * V$ $\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i * (h_i)^k}$			
Nivel	Masa (Ton)	Peso (Ton)	h (m)	Pi*(hi)^k	ai	Fi																											
Piso 02	-	-	-	-	-	-																											
Piso 01	-	-	-	-	-	-																											
Total	-	-	-	-	-	-																											
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Cortante Elastica</td><td>V=</td><td>-</td></tr> <tr><td>Cortante Basal (Ton)</td><td>V=</td><td>-</td></tr> </table>		Cortante Elastica	V=	-	Cortante Basal (Ton)	V=	-																										
Cortante Elastica	V=	-																															
Cortante Basal (Ton)	V=	-																															
Representacion Grafica																																	
REVISADO POR:		Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas		CONFORMIDAD																													



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 07:		ANÁLISIS ESTÁTICO	
ELABORADO POR :	Bach. Jimmy Cumpa Amanca	ASESOR	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas
	Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza		
		NORMA:	E-030

PESOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO

Dirección	UX	UY	UZ
Peso (Ton)	ton	ton	ton
	0.00	0.00	0.00

CORTANTE ESTÁTICA

PARAMETRO	VALOR		OBSERVACIÓN	Cx/Rx > 0.125	Cy/Ry > 0.125
	X	Y			
Z=	0	0		-	-
U=	0	0			
C=	-	-	Tx=0.213seg < Tp=1, Ty=0.213Seg < Tp=1		
S=	-	-			
R	-	-			
CORTANTE ESTÁTICA	-	-		-	-

CORTANTE DINÁMICA

Piso	CASO DE CARGA	CORTANTE X	CORTANTE Y
		tonf	tonf
-	Sismo X	-	-
-	Sismo Y	-	-

DIFERENCIA ENTRE LA CORTANTE ESTÁTICA Y CORTANTE DINÁMICA

Piso	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		Comparación CD/CE	0.8*CE (Regular)	Factor E/D
		Cortante X tonf	Cortante Y tonf	Cortante X tonf	Cortante Y tonf			
-	Sismo X	-	-	-	-	-	-	-
-	Sismo Y	-	-	-	-	-	-	-

REVISADO POR:	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas	CONFORMIDAD	
---------------	----------------------------------	-------------	--



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 08: ROTULAS PLASTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS

ELABORADO POR : Bach. Jinny Cumpa Amanca, Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza
ASESOR Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas
NORMA: FEMA 356, ATC 40

ROTULAS PLASTICAS EN VIGAS

Table with 9 columns: ROTULA, VIGA, NIVEL, My (ton), L derecha, L izquierda, IO, LS, CP. All cells contain dashes.

ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS

Table with 9 columns: ROTULA, COLUMNA, NIVEL, P (ton), Li, Lj, IO, LS, CP. All cells contain dashes.

REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas
CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 09:

PATRONES DE CARGA LATERAL

ELABORADO POR :

Bach. Jimmy Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza

REVISADO POR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

CONSIDERACIONES

1.- Distribución Vertical de Carga Proporcional a los Valores Cvx - N E0.30

Z =	-	ZUCS	=	-
U =	-	R	=	-
C =	-			
S =	-	V =		-
R =	-			
T =	-			
K =	-			

PISO	h entrepiso (m)	Peso (Kg)	Altura (m)	h^k	Hi Pi	ai	Fi - X (Kg)	Fi - X (Kg)
2	-	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-
		0.00			0.00	0.00	0.00	0.00

2.- FORMA TRIANGULAR

PISO	h entrepiso (m)	Altura (m)	FACTOR K	Fi - X (Kg)	Fi - X (Kg)
2	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-

Vx = -
Vy = -

3.-PROPORCIONAL A LA MASA DE ENTREPISO

PISO	h entrepiso (m)	Altura (m)	Peso Kg	Masa Kg s2/m	FACTOR K	Fi - X (Kg)	Fi - Y (Kg)
2	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-

Vx = -
Vy = -

4.- FORMA UNIFORME

PISO	h entrepiso (m)	Altura (m)	Fi - X (Kg)	Fi - Y (Kg)
2	-	-	-	-
1	-	-	-	-

Vx = -
Vy = -

5.- FORMA DE MODO

PISO	h entrepiso (m)	Altura (m)	FORMA DE MODO	FACTOR K	Fi - X (Kg)
2	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-

Vx = -

PISO	h entrepiso (m)	Altura (m)	FORMA DE MODO	FACTOR K	Fi - Y (Kg)
2	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-

Vy = -

REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 10: DEMNANDA SISMICA

ELABORADO POR : Bach. Jimmy Cumpa Amanca, Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza
ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

1.- SISMO DE DISEÑO

Vida Útil, P Diseño = -, n Diseño = -, a Diseño = -
1.1.- Aceleracion del Sismo de Diseño: a_Diseño = (ZUCS/R) * g
1.2.- Periodo de Retorno: T_Diseño = 1 / (1 - (1 - P_Diseño)^(1/n_Diseño)), T_Diseño = -

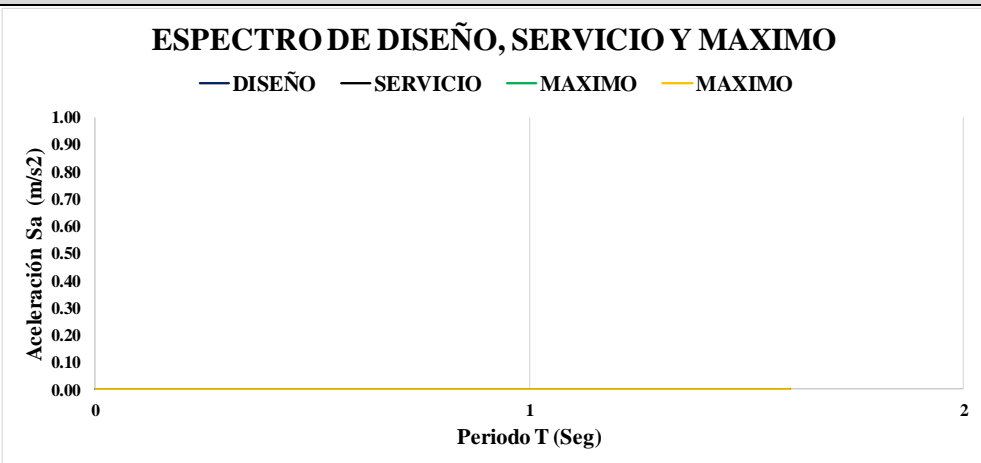
2.- SISMO DE SERVICIO

Vida Útil, P Diseño = -, n Diseño = -
2.1.- Periodo de Retorno: T_Servicio = 1 / (1 - (1 - P_Servicio)^(1/n_Servicio)), T Servicio = -
2.2.- Aceleracion del Sismo de Servicio: a_Diseño = (T_Servicio/T_Diseño)^k, a Servicio = -
2.3.- Factor de Escalamiento: F_Servicio = a_Servicio/a_Diseño, F Servicio = -

3.- SISMO MÁXIMO

Vida Útil, P Diseño = -, n Diseño = -
2.1.- Periodo de Retorno: T_Maximo = 1 / (1 - (1 - P_Maximo)^(1/n_Maximo)), T Maximo = -
2.2.- Aceleracion del Sismo de Servicio: a_Maximo = (T_Maximo/T_Diseño)^k, a Maximo = -
2.3.- Factor de Escalamiento: F_Maximo = a_Maximo/a_Diseño, F Maximo = -

4.- ESPECTROS DE DISEÑO, SERVICIO Y MAXIMO



REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 11:

SELECCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD (PUSHOVER) EN SENTIDO X

ELABORADO POR :

Jimmy Cumpa Amanca
Brayan Heyson Quispe Mendoza

REVISADO POR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

NORMA

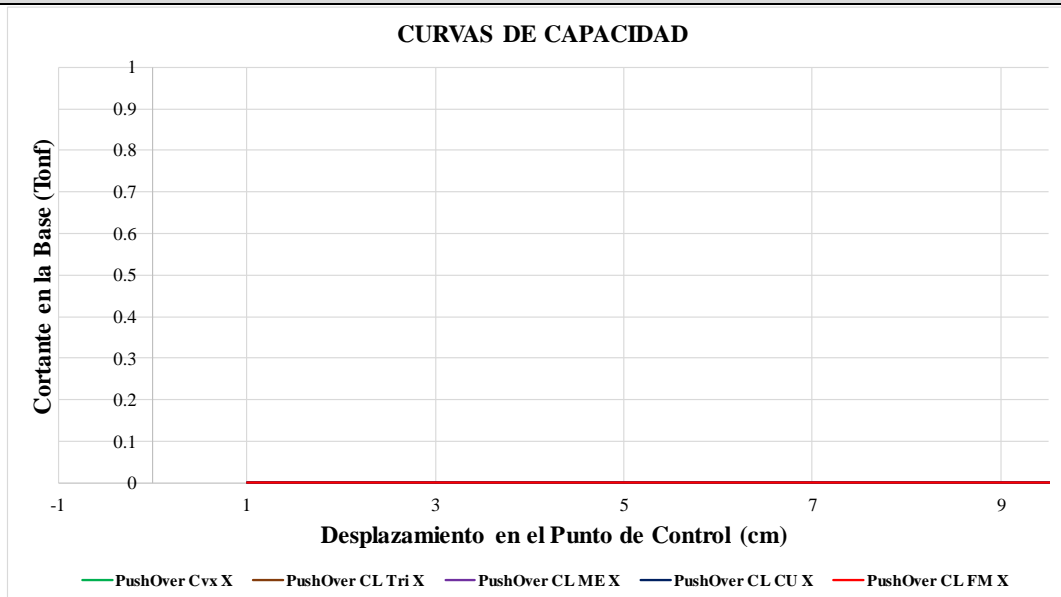
FEMA 356, ATC 40

SUPERPOSICION DE CURVAS DE CAPACIDAD

Table with columns: Paso, PushOver Cvx X (Di, V), PushOver CL Tri X (Di, V), PushOver CL ME X (Di, V), PushOver CL CU X (Di, V), PushOver CL FM X (Di, V). Rows contain numerical data for various steps.

SELECCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD

CURVAS DE CAPACIDAD



CURVA DE CAPACIDAD SELECCIONADA

REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 12: DESPLAZAMIENTO MAXIMO Y FUERZA CORTANTE MAXIMA

ELABORADO POR : Bach. Jinny Cumpa Amanca, Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

1.- CURVA DE CAPACIDAD

Table with 11 columns: Paso, CAPACIDAD (Di (cm), V (Tonf)), AtoB, BtoIO, IOtoLS, LStoCP, CptoC, CtoD, DtoE, BeyondE. All cells contain dashes.

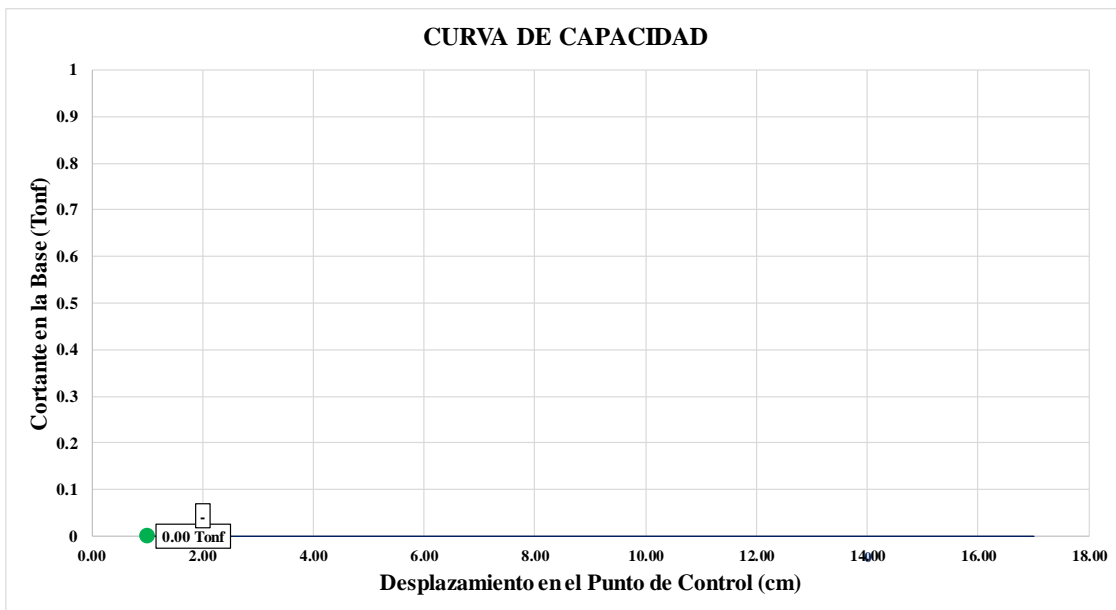


Table with 4 columns: Condicion, Paso, CAPACIDAD (Di (cm), V (Tonf)). Row: Desplazamiento Max., -, -, -

REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 13:

DESPLAZAMIENTO LATERAL Y FUERZA CORTANTE (PRIMERA ROTULA)

ELABORADO POR : Bach. Jinmy Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza

ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

1.- CURVA DE CAPACIDAD

Table with 11 columns: Paso, Di (cm), V (Tonf), AtoB, BtoIO, IOtoLS, LStoCP, CptoC, CtoD, DtoE, BeyondE. All values are dashes.

Legend table mapping performance levels (ATC-40, NIVEL DE DESEMPEÑO(SAP 2000), VISION 2000(FEMA 356)) to structural states (Fluencia, Ocupacion inmediata, Seguridad de Vida, Prevencion del Colapso, Seguridad Limitada, Estabilidad Estructural, Colapso).

Table with columns: Condicion, Paso, CAPACIDAD (Di (m), V (kg)). Value: Desplazamiento Max., -, -, -



Table with columns: REVISADO POR: Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 14:

PUNTO DE DESEMPEÑO Y NIVEL DE DESEMPEÑO POR EL MÉTODO DE COEFICIENTES - FEMA356

NORMA

FEMA 356

ELABORADO POR :

Bach. Jinny Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza

ASESOR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

1.- CURVA DE CAPACIDAD

Table with columns: Paso, CAPACIDAD (Di (cm), V (Tonf)). All values are dashes.



2.- BILINEALIZACION DE CURVA DE CAPACIDAD -

2.1.- Desplazamiento Objetivo

Table with columns: delta (cm), V (Tonf). All values are dashes.

2.2.- Fluencia Efectiva

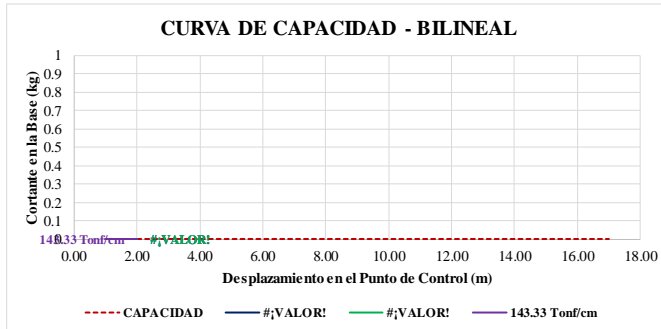
Table with columns: Dfe (cm), Vfe (Tonf). All values are dashes.

2.3.- Bilinealizacion - metodo de las areas

Table with columns: Di (cm), V (Tonf). All values are dashes.

Origen
Fluencia Efectiva
Objetivo

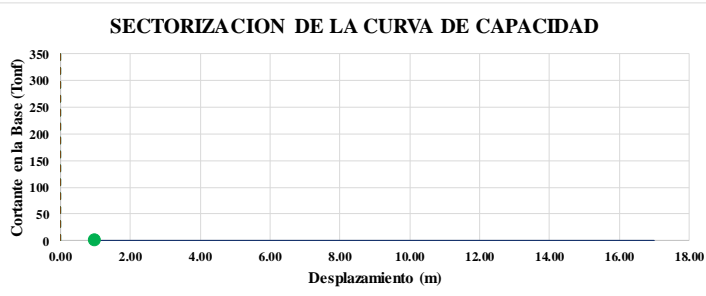
CURVA DE CAPACIDAD - BILINEAL



4.- UBICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS OBJETIVOS SEGÚN CADA SOLICITACION

Table with columns: TIPO, delta (cm), V(Tonf). Rows: SERVICIO, DISEÑO, MAXIMO.

SECTORIZACION DE LA CURVA DE CAPACIDAD



REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

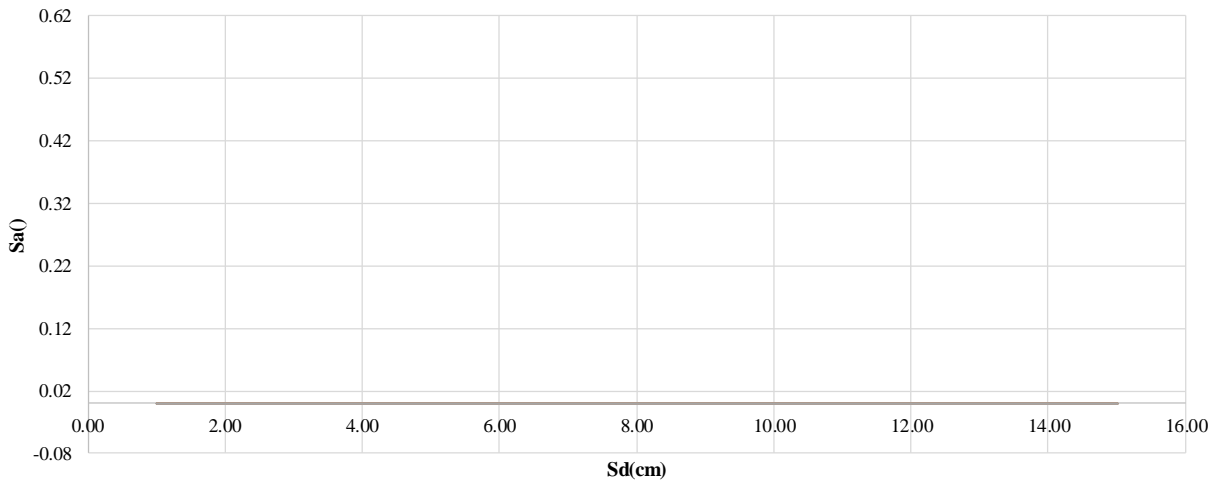


TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

Table with 2 columns: FORMATO DE CALCULO N° 15 and NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40. Includes fields for ELABORADO POR and ASESOR.

1.- ESPECTRO DE CAPACIDAD

ESPECTRO DE CAPACIDAD



2.- RESULTADO DE METODOLOGIA ATC-40

Table with 7 columns: SOLICITACION SISMICA, V (Tonf), D (cm), Sa, Sd, Te, Beff. Rows include Ocasional, Raro, and Muy Raro.

3.- UBICACIÓN DE DERIVAS SEGÚN CADA SOLICITACION

a.- ANALISIS ESTATICO LINEAL - N E0.30 (DISEÑO SISMORRESISTENTE

R = 8

Table for ANALISIS ESTATICO LINEAL N.E0.30 with columns: PISO, ALTURA DE ENTREPISO, DESPLAZAMIENTO EN LOS CM, DESPLAZAMIENTO CON R, DISTORSION DE ENTREPISO, R.N.E. 0.30 (MAXIMA DISTORSION), CONTROL R.N.E.0.30.



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 16:

COMPARACION DE DISTORSIONES

ELABORADO POR :

Bach. Jimmy Cumpa Amanca
Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza

ASESOR :

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

CALCULO DE DERIVAS

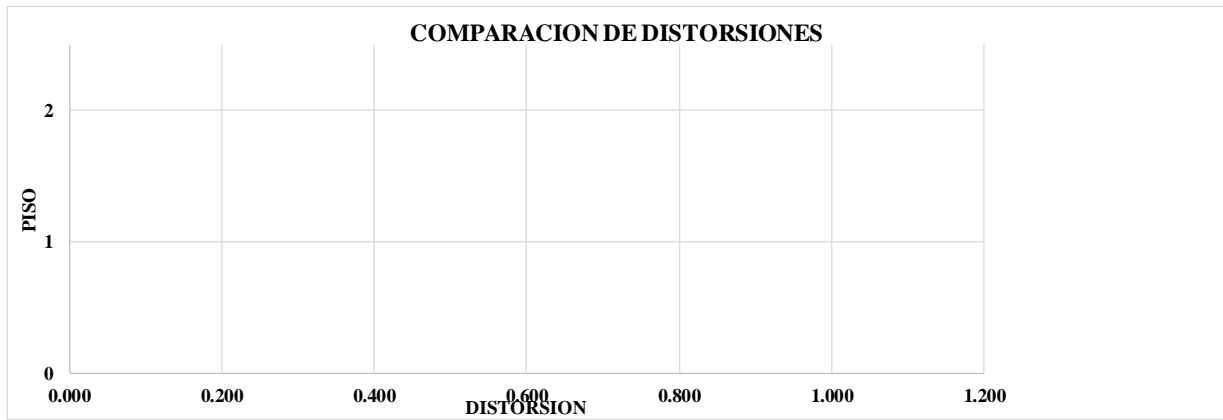
1.- ANALISIS ESTATICO LINEAL - N E0.30 (DISEÑO SISMORRESISTENTE)

R = 8

Table with 8 columns: PISO, ALTURA DE ENTREPISO, DESPLAZAMIENTO EN LOS CM, DESPLAZAMIENTO CON R, DISTORSION DE ENTREPISO, R.N.E. 0.30 (MAXIMA DISTORSION), CONTROL R.N.E 0.30. All cells contain dashes.

2.- ANALISIS ESTATICO NO LINEAL - FEMA 356

Table with 7 columns: PISO, ALTURA DE ENTREPISO, DESPLAZAMIENTO EN LOS CM, DESPLAZAMIENTO CON R, DISTORSION DE ENTREPISO, R.N.E. 0.30 (MAXIMA DISTORSION), CONTROL R.N.E 0.30. All cells contain dashes.



CALCULO RATIO DE MAXIMA DISTORSIONES

Ratio de Maxima Distorsiones = (Max .Distorsion mediante Analisis Estatico Lineal N0.30) / (Max .Distorsion mediante Analisis Estatico No Lineal FEMA356)

Ratio de Maxima Distorsiones = - = - - -

REVISADO POR:

Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas

CONFORMIDAD



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



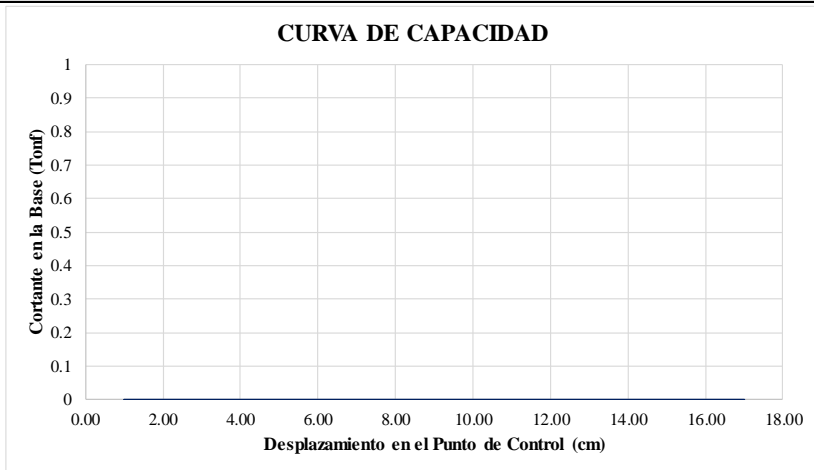
TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°50217 DE LA COMUNIDAD DE UMACHURCO - SAN SALVADOR APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE CEDENCIA SUCESIVA (PUSHOVER)

FORMATO DE CALCULO N° 17: DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA

ELABORADO POR : Bach. Jinny Cumpa Amanca, Bach. Brayan Heyson Quispe Mendoza, ASESOR : Ing. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas

1.- CURVA DE CAPACIDAD

Table with 3 columns: Paso, CAPACIDAD (Di (cm), V (Tonf)). All cells contain dashes.



2.- CALCULO DE DUCTILIDAD

2.1.- Desplazamiento Objetivo

Table with 2 columns: delta (cm), V (Tonf). All cells contain dashes.

2.2.- Fluencia Efectiva

Table with 2 columns: Dfe (cm), Vfe (Tonf). All cells contain dashes.

Calculo de Ductilidad

Desplazamiento Cedente

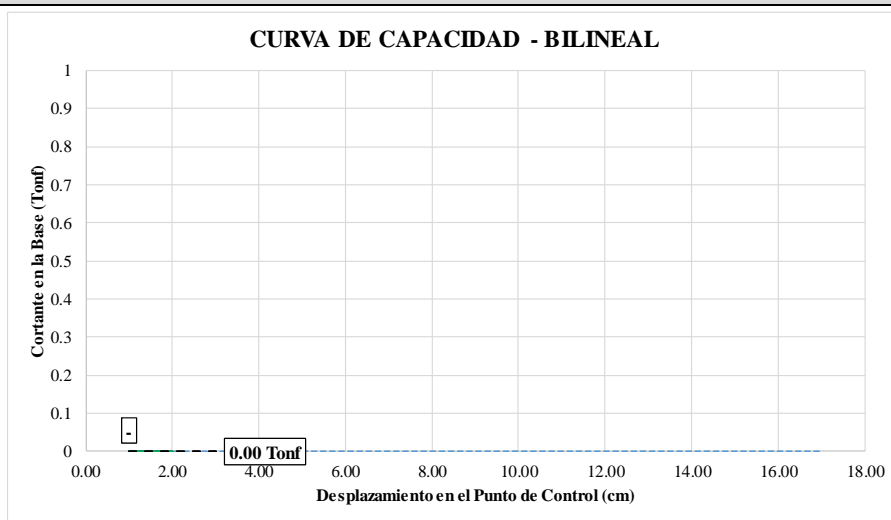
D fe = -

Desplazamiento Ultimo

delta = -

Ductilidad mu = delta / Dfe

mu = -



RESUMEN DE RESULTADOS

Table with 2 columns: SOLICITACION SISMICA, DUCTILIDAD. Rows: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño, Sismo Maximo. All ductility values are dashes.

REVISADO POR: Ing, Mitsy Elena Gudiel Cardenas, CONFORMIDAD

3.4.2. Instrumentos de ingeniería

En el desarrollo de la investigación se usaron los siguientes instrumentos de ingeniería:

3.4.2.1. Instrumentos de campo

a) Esclerómetro



Figura Nro. 82: Instrumentos para el ensayo de Índice de rebote

b) Cinta métrica (flexómetro)



Figura Nro. 83: Cintas métricas utilizadas en el contraste de dimensiones en el bloque 01 de la I.E. N° 50217

c) Cámara fotográfica



Figura Nro. 84: Figura N°1 cámara fotográfica

Fuente: google Chrome

d) Equipos de protección personal: (casco, chaleco, lentes de seguridad, zapatos con punta de acero y guantes)



Figura Nro. 85: Equipos de protección personal para realizar los trabajos en campo

3.4.2.2. Instrumentos de gabinete

a) Normas y documentos

- ✓ Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030
- ✓ Norma Peruana de Metrado de Cargas E-020

- ✓ Norma Técnica Peruana de Diseño en Concreto Armado E-060
- ✓ Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)
- ✓ Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building (FEMA 356)
- ✓ Expediente técnico
- ✓ Registro de controles de calidad

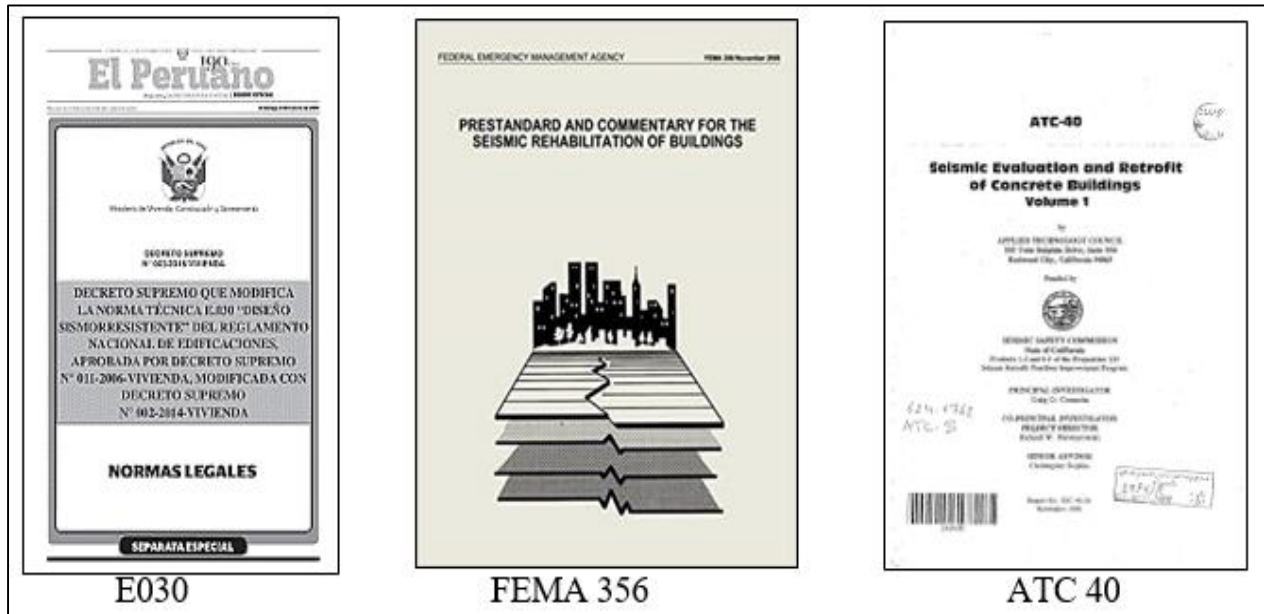


Figura Nro. 86: Documentos normativos utilizados en la investigación

b) Software computacionales

- ✓ CSI SAP 2000 v.20
- ✓ Microsoft Excel 2019
- ✓ Microsoft Word 2019
- ✓ Mathcad Prime 4.0
- ✓ Microsoft Visio 2019
- ✓ Autodesk AutoCAD 2018
- ✓ Autodesk Revit 2018








Softwares utilizados en la Investigacion		
		
Microsoft Excel 2019	Microsoft Word 2019	Microsoft Visio 2019
		
PTC. Mathcad Prime 4.0	Autodesk Revit 2018	Autodesk Autocad
		
SAP 2000 V.20 2.0		

Figura Nro. 87: Softwares computacionales utilizados en la investigación

3.5. Procedimiento de recolección de datos

3.5.1. Contraste de dimensiones in situ

Para llevar a cabo la investigación se realizó la observación de la muestra en estudio (I.E. N° 50217 Umachurco – San Salvador), respecto a las dimensiones de los componentes estructurales (ejemplo: vigas, columnas) y componentes no estructurales (ejemplo muros de albañilería), compatibilidad de planos con estructura real y la verificación de alturas de entrepiso. Este procedimiento se realizó con el fin de contrastar dimensiones y existencia de elementos estructurales en la estructura existente, para así poder modelar la estructura en condiciones más aproximadas a la realidad.

Para realizar este proceso se contó con la autorización del supervisor de obra Arq. Jorge Alarcón Pérez y la directora del plantel Lic. Nancy Cabrera Canales.

3.5.1.1. Instrumentos utilizados

- ✓ Planos (Arquitectura y Estructuras) del expediente técnico “Mejoramiento de los servicios de educación primaria de la I.E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco, distrito de San Salvador, provincia de Calca- Cusco”.
- ✓ Guías de observación de campo N° 01, 02, 03 y 04 para recolectar los datos y posteriormente contrastar las dimensiones de los componentes estructurales de la estructura en estudio.
- ✓ 02 Flexómetros (20m y 5m).
- ✓ Útiles de escritorio.

3.5.1.2. Procedimiento

Se procedieron a tomar datos de las medidas de las secciones de columnas, vigas, muros de albañilería y se idealizaron los ejes del bloque 01 tomando medidas de los espacios libres entre columnas; los cuales se muestran en las guías de observación N° 01 (dimensiones de columnas),02 (dimensiones de vigas),03 (dimensiones de muros de albañilería) y 04(dimensiones de ejes).



Figura Nro. 88: Colecta de datos –dimensiones entre ejes



Figura Nro. 90: Colecta de datos-
dimensiones del ladrillo



Figura Nro. 89: Colecta de datos-
dimensiones de entrepisos



Figura Nro. 91: Colecta de datos – dimensiones de los muros

3.5.1.3. Toma de datos

Las dimensiones recolectadas in situ de la estructura están relacionadas con las características geométricas de esta por lo cual se tomó en consideración los siguientes componentes:

- Columnas tipo 01,02,03 y 04
- Vigas Principales y vigas secundarias
- Ejes

➤ Columnas:

Tabla 24: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-1

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN COLUMNAS TIPO C-1								
DIMENSIONES - REPLANTEO								
NIVEL	EJE	FORMA	H (cm)	h (cm)	B (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)
01 y 02	I-17	Tee	50	25	70	24.6	25	25
01 y 02	J-17	Tee	50	25	70	25	24.9	24.8
01 y 02	K-17	Tee	50	25	69.8	24.5	25	25
01 y 02	L-17	Tee	50	25	70	25	23.5	25
01 y 02	M-17	Tee	50	25	69.8	26.3	25	25
01 y 02	I-15	Tee	50	25	70	25	24.8	24.8
01 y 02	J-15	Tee	50	25	70	25.2	25	25
01 y 02	K-15	Tee	50	25	69.7	25	25	25
01 y 02	L-15	Tee	50	25	70	25.8	25	25
01 y 02	M-15	Tee	50	25	71.2	25	25	25

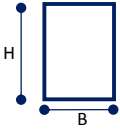
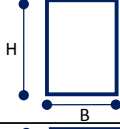
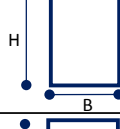
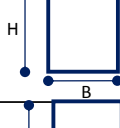
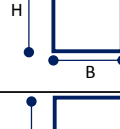
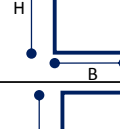
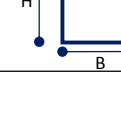
Tabla 25: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-2

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN COLUMNAS TIPO C-2								
DIMENSIONES - REPLANTEO								
NIVEL	EJE	FORMA	H (cm)	h (cm)	B (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)
01 y 02	H-17	L	49.8	26.1	50	25.3	25	25
01 y 02	H-15	L	50	24.8	50.2	25.1	24.5	25
01 y 02	N-17	L	49.7	25	50.7	25	25.1	25
01 y 02	N-15	L	50	25	50	24.8	25	25

Tabla 26: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-3

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN COLUMNAS TIPO C-3						
NIVEL	EJE	FORMA	EXPEDIENTE TECNICO		REPLANTEO	
			B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)
01 Y 02	H-16	Rectangular	-	-	25.2	50
01 Y 02	J-16	Rectangular	-	-	25	49.8
01 Y 02	L-16	Rectangular	-	-	25.4	50
01 Y 02	N-16	Rectangular	-	-	25	50

Tabla 27: Contraste de dimensiones en columnas tipo C-4

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN COLUMNAS TIPO C-4							
NIVEL	EJE	FORMA	EXPEDIENTE TECNICO		REPLANTEO		
			B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	
01 y 02	H-14	Rectangular	-	-	25.00	40.80	
01 y 02	I-14	Rectangular	-	-	25.60	39.50	
01 y 02	J-14	Rectangular	-	-	25.52	39.50	
01 y 02	K-14	Rectangular	-	-	25.00	40.00	
01 y 02	L-14	Rectangular	-	-	25.00	40.00	
01 y 02	M-14	Rectangular	-	-	24.97	40.20	
01 y 02	N-14	Rectangular	-	-	24.70	40.00	

➤ Vigas:

Tabla 28: Contraste de dimensiones en vigas tipo VP-25cm x 50cm

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO VP- 25cm x 50cm										
Nivel	TRAMO	EJE	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO			CONFORME	OBSERVACION
			b (cm)	h (cm)	L (m)	b (cm)	h (cm)	L (m)		
01	14-15	H	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	15-16	H	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	16-17	H	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	14-15	I	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	14-15	J	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	15-16	J	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	16-17	J	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	14-15	K	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	14-15	L	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	15-16	L	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	16-17	L	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	14-15	M	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	14-15	N	-	-	-	25	50	2.22	-	-
01	15-16	N	-	-	-	25	50	3.25	-	-
01	16-17	N	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	14-15	H	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	15-16	H	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	16-17	H	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	14-15	I	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	14-15	J	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	15-16	J	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	16-17	J	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	14-15	K	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	14-15	L	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	15-16	L	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	16-17	L	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	14-15	M	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	14-15	N	-	-	-	25	50	2.22	-	-
02	15-16	N	-	-	-	25	50	3.25	-	-
02	16-17	N	-	-	-	25	50	3.25	-	-

Tabla 29: Contraste de dimensiones en vigas tipo VP-25cm x 60cm

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO VP- 25cm x 60cm										
Nivel	TRAMO	EJE	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO			CONFORME	OBSERVACION
			b (cm)	h (cm)	L (m)	b (cm)	h (cm)	L (m)		
01	14-15	I	-	-	-	-	50	2.22	-	-
01	14-15	K	-	-	-	-	50	2.22	-	-
01	14-15	M	-	-	-	-	50	2.22	-	-
02	14-15	I	-	-	-	-	50	2.22	-	-
02	14-15	K	-	-	-	-	50	2.22	-	-
02	14-15	M	-	-	-	-	50	2.22	-	-

Tabla 30: Contraste de dimensiones en vigas tipo VS-25cm x 45cm

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO VS- 25cm x 50cm										
Nivel	TRAMO	EJE	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO			CONFORME	OBSERVACION
			b (cm)	h (cm)	L (m)	b (cm)	h (cm)	L (m)		
01	H-I	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	I-J	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	J-K	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	K-L	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	L-M	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	M-N	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	H-I	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	I-J	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	J-K	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	K-L	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	L-M	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	M-N	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	H-I	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	I-J	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	J-K	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	K-L	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	L-M	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
01	M-N	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	H-I	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	I-J	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	J-K	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	K-L	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	L-M	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	M-N	17	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	H-I	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	I-J	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	J-K	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	K-L	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	L-M	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	M-N	15	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	H-I	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	I-J	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	J-K	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	K-L	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	L-M	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-
02	M-N	14	-	-	-	25	45	4.6	-	-

➤ Muros de albañilería

Tabla 31: Contraste de dimensiones en muros de albañilería sentido X-X

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBAÑILERIA SENTIDO X-X										
Nivel	Eje	Tramo	Expediente Tecnico			Verificado en campo			Diferencia	
			Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	Δ L (m)	Δ h (m)
01	H	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	H	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	J	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	J	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	L	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	L	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	N	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
01	N	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.70	-	-
02	H	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	H	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	J	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	J	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	L	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	L	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	N	15-16	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-
02	N	16-17	-	-	-	Cabeza	2.75	2.75	-	-

Tabla 32: Contraste de dimensiones en muros de albañilería sentido Y-Y

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBALÑILERIA SENTIDO Y-Y										
Nivel	Eje	Tramo	Expediente Técnico			Verificado en campo			Diferencia	
			Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	Δ L (m)	Δ h (m)
01 y 02	15	H-I	-	-	-	-	2.75	2.70	-	-
01 y 02	15	I-J	-	-	-	-	2.75	2.70	-	-
01 y 02	15	J-K	-	-	-	-	2.75	2.70	-	-
01 y 02	15	K-L	-	-	-	-	2.75	2.70	-	-
01 y 02	15	L-N	-	-	-	-	2.75	2.70	-	-
01 y 02	15	N-M	-	-	-	-	2.75	2.70	-	-
02	14	H-J	-	-	-	-	6.03	1.10	-	-
02	15	H-N	-	-	-	-	17.40	2.70	-	-

Tabla 33: Contraste de dimensiones en muros de albañilería sentido Y-Y Eje 17

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBALÑILERIASENTIDO Y-Y EJE 17 TRAMOS H-I, I-J,J-K,L-M,N-M										
Nivel	Expediente tecnico					Verificado en campo				
	Muro tipo	Cantidad	Altura (m)	Longitud (m)	Apilado	Muro tipo	Cantidad	Altura (m)	Longitud (m)	Apilado
01	A	-	-	-	-	A	2.00	1.10	1.32	Cabeza
	B	-	-	-	-	B	1.00	2.70	1.20	Cabeza
	C	-	-	-	-	C	2.00	2.70	0.42	Soga
02	A	-	-	-	-	A	2.00	1.10	1.32	Cabeza
	B	-	-	-	-	B	1.00	2.75	1.20	Cabeza
	C	-	-	-	-	C	2.00	2.75	0.42	Soga

➤ Ejes:

Tabla 34: Contraste de ubicación y dimensiones de ejes sentido X-X

CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - SENTIDO X-X									
Bloque	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO EN CAMPO			Error Dimensiones (m)	Conforme	Observacion
	Eje	Unidad	Dimension	Eje	Unidad	Dimension			
01	-	-	-	H-I	m	4,595	-	-	-
01	-	-	-	I-J	m	4,595	-	-	-
01	-	-	-	J-K	m	4,600	-	-	-
01	-	-	-	K-L	m	4,600	-	-	-
01	-	-	-	L-M	m	4,600	-	-	-
01	-	-	-	M-N	m	4,600	-	-	-

Tabla 35: Contraste de ubicación y dimensiones de ejes sentido Y-Y

CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - SENTIDO Y-Y									
Bloque	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO EN CAMPO			Error Dimensiones (m)	Conforme	Observacion
	Eje	Unidad	Dimension	Eje	Unidad	Dimension			
01	-	-	-	17-17	m	1.1	-	-	-
01	-	-	-	17-16	m	3,245	-	-	-
01	-	-	-	16-15	m	3,250	-	-	-
01	-	-	-	15-14	m	2,220	-	-	-
01	-	-	-	14-14'	m	1,000	-	-	-

3.5.2. Determinación de las coordenadas del centro de masas

Luego de verificar las dimensiones de los planos del expediente técnico in situ se colectaron los datos necesarios para determinar las coordenadas del centro de masas de la estructura del

bloque 01 de la I. E. N°50217, debido a que las fuerzas sísmicas que fueron probadas en el análisis Pushover para el modelo computacional en CSI SAP 2000 se aplicaron en el centro de masas de cada nivel de entrepiso.

3.5.2.1. Instrumentos utilizados

- ✓ Planos (Arquitectura y Estructuras) del expediente técnico “Mejoramiento de los servicios de educación primaria de la I.E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco, distrito de San Salvador, provincia de Calca- Cusco”.
- ✓ Guía de observación N°05
- ✓ Útiles de escritorio

3.5.2.2. Procedimiento

Se tomaron datos de los planos (Arquitectura y Estructuras) con el fin de ubicar el centro de gravedad del bloque 01, estos se muestran en la guía de observación N°05.

3.5.2.3. Toma de Datos

Tabla 36: Posición del centro de gravedad

ÁREA DE PLANTA Y POSICIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAD							
	B(m)	L(m)	Área (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	A*Xi	A*Yi
	8.72	27.6	240.672	13.8	4.36	-	-

3.5.3. Método de prueba estándar para determinar el índice de rebote del concreto endurecido

Este procedimiento se realizó para determinar el número de rebote del concreto endurecido de los componentes estructurales (columnas y vigas) del bloque 01 de la estructura de la I. E. N° 50217 utilizando como instrumento un esclerómetro debidamente calibrado, el cual fue facilitado por el laboratorio de suelos, concreto y material “Corporación Ayar S.A.C.”. Es preciso mencionar que al realizar la prueba para determinar el índice de rebote del concreto endurecido se realizó bajo la supervisión del técnico Víctor López Tarco del laboratorio mencionado, con la finalidad de asegurar el correcto uso del equipo en el ensayo.

En la práctica este ensayo es aplicado para evaluar la uniformidad del concreto y delimitar las zonas de concreto de mala calidad, pero, a partir de la correlación de la resistencia y numero de rebote se puede estimar el f'_c del concreto endurecido.



Figura Nro. 92: Ensayo de rebote del concreto endurecido

3.5.3.1. Instrumentos utilizados

- ✓ Norma ASTM C- 805
- ✓ Instrumento metodológico N° 06
- ✓ Piedra abrasiva
- ✓ Regla
- ✓ Martillo de rebote (esclerómetro)
- ✓ Equipos de protección personal (mascarillas, guastes, lentes de protección)
- ✓ Pizarra
- ✓ Útiles de escritorio

3.5.3.2. Procedimiento

- Como primer paso se ubicaron los elementos estructurales en los cuales se practicó el ensayo, los cuales fueron columnas y vigas. Estos elementos fueron seleccionados aleatoriamente, pero asegurando que los elementos seleccionados no cuenten con ningún indicio de concreto de mala calidad (cangrejeras o algún tipo de anomalía que altere los resultados del ensayo).
- Seguidamente se limpió un área de aproximadamente 15cm x 15cm en los elementos estructurales seleccionados y se procedió a limar esta zona haciendo uso de la piedra abrasiva.



Figura Nro. 93: limpieza de elementos estructurales haciendo uso de la piedra abrasiva

- Una vez limpiada la zona en la que se realizó el ensayo se dibujó una cuadrícula de 16 cuadrados de 1" de lado (4"x4") como se muestra en la imagen a continuación.

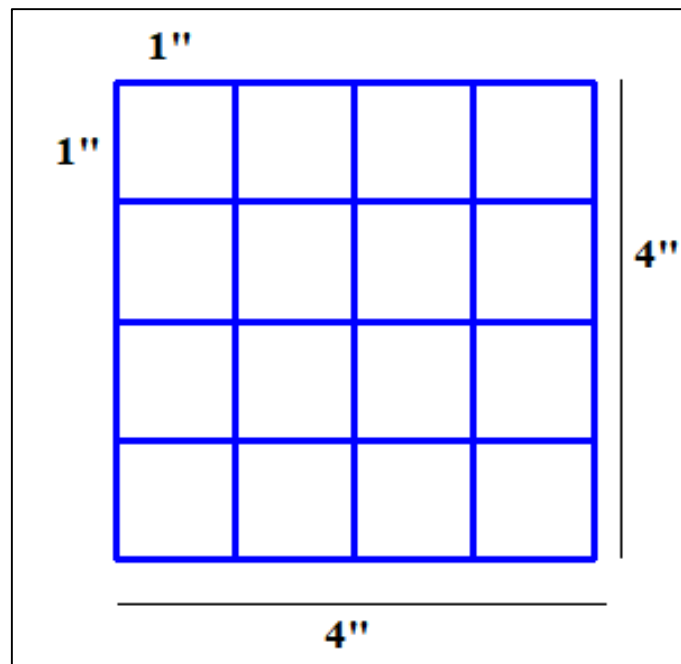


Figura Nro. 94: Ejemplo del trazado del cuadrículas para el ensayo índice de rebote del concreto endurecido

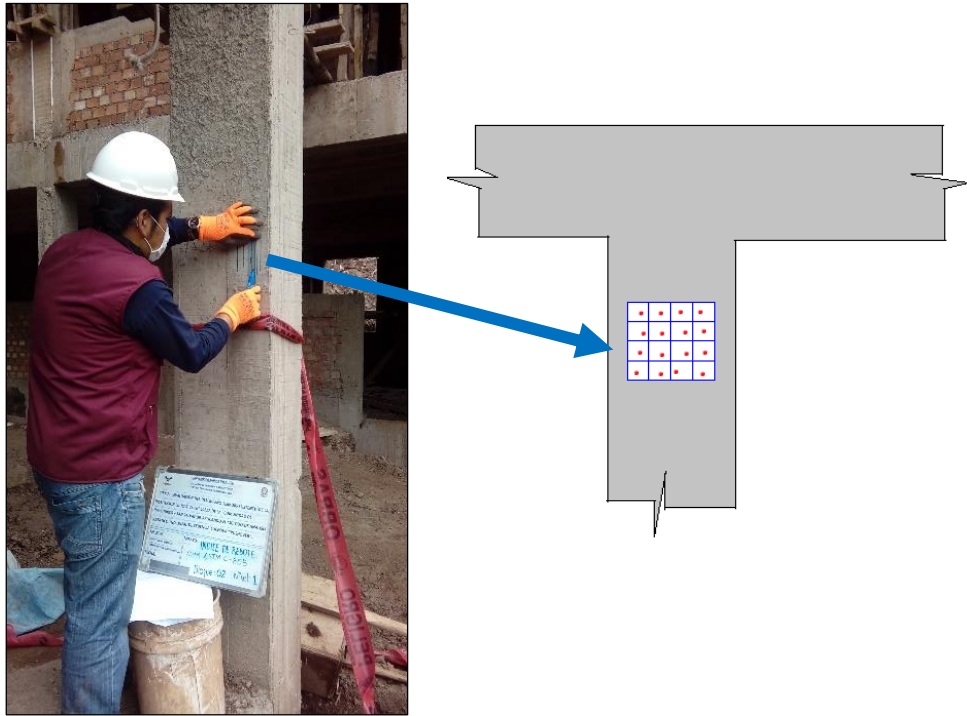


Figura Nro. 95: Trazado de cuadrícula en la columna tipo C-04 del bloque 01 de la I.E
N°50217



Figura Nro. 96: Trazado de cuadrícula de una viga de 25cmx45cm del bloque 01 de la I.E
N°50217

- Una vez trazada la cuadrícula en el área de ensayo se estimó la posición del instrumento con respecto a la horizontal (posición A, B, C).
 - Posición A: paralelo al plano horizontal

- Posición B: Perpendicular al plano horizontal, aplicación en la cara superior.
- Posición C: Perpendicular al plano horizontal, aplicación en la cara inferior.

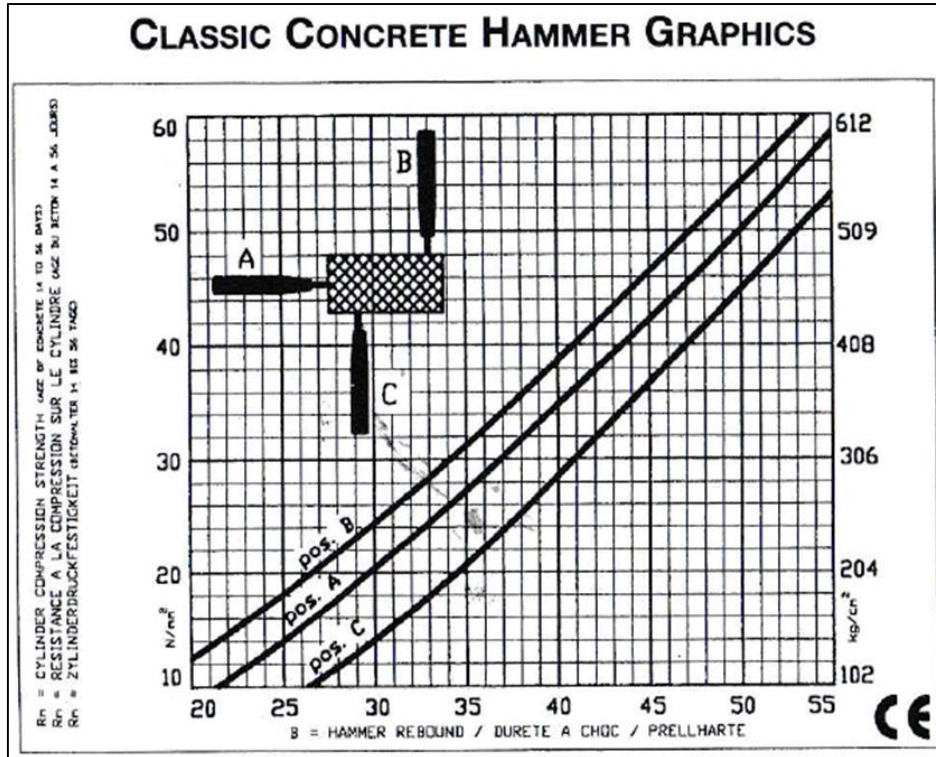


Figura Nro. 97: Curvas características del esclerómetro según la posición de aplicación del golpe de rebote

Fuente: Hoja técnica del esclerómetro serie N°2L0596

Seguidamente se realizaron los golpes en las cuadrículas dibujadas de la siguiente manera. se sostiene el instrumento y se ubica la punta del pistón de impacto del martillo en el centro del cada recuadro, para realizar este procedimiento se debe mantener el instrumento firmemente para que el embolo este perpendicular a la superficie de ensayo. Luego del impacto se registra el número de rebote para lo cual se puede mantener presionado el botón lateral del instrumento con la finalidad de bloquear el embolo y no perder la lectura. La lectura del número de rebote puede aproximarse en la escala de lectura del instrumento al número más cercano entero.



Figura Nro. 98: Ensayo de índice de rebote en columna tipo C-04 (posición de golpe A)



Figura Nro. 99: Ensayo de índice de rebote en viga (posición de golpe C)



Figura Nro. 100: Ensayo de índice de rebote- lectura del número de rebote



Figura Nro. 101: Ensayo de índice de rebote en columna tipo C-01 (posición de golpe A)

3.5.3.3. Toma de datos

Tabla 37: Toma de datos ensayo Índice de Rebote en elementos estructurales

DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 01										
ELEMENTO	C-01	UBICACIÓN	NIVEL 1	MEDIDAS			FORMA:			
BLOQUE:	Bloque 01			TIPO	Tee					
EJE:	17			BASE (B)	0.70					
TRAMO:	I			PERALTE (H)	0.50					
POSICIÓN		LECTURA								
Nro.		1	2	3	4	5	6	7	8	
Índice de Rebote	34	32	32	32	34	33	32	34		
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 02										
ELEMENTO	VS 25x45	UBICACIÓN	NIVEL 1	MEDIDAS			FORMA:			
BLOQUE:	Bloque 01			TIPO	Rectangular					
EJE:	14			BASE (B)	0.25					
TRAMO:	J-K			PERALTE (H)	0.45					
POSICIÓN		LECTURA								
Nro.		1	2	3	4	5	6	7	8	
Índice de Rebote	36	35	36	32	36	35	35	33		
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 03										
ELEMENTO	C-04	UBICACIÓN	NIVEL 1	MEDIDAS			FORMA:			
BLOQUE:	Bloque 01			TIPO	Rectangular					
EJE:	14			BASE (B)	0.25					
TRAMO:	I			PERALTE (H)	0.40					
POSICIÓN		LECTURA								
Nro.		1	2	3	4	5	6	7	8	
Índice de Rebote	32	27	28	32	30	29	33	31		
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 04										
ELEMENTO	C-03	UBICACIÓN	NIVEL 1	MEDIDAS			FORMA:			
BLOQUE:	Bloque 01			TIPO	Rectangular					
EJE:	16			BASE (B)	0.25					
TRAMO:	L			PERALTE (H)	0.50					
POSICIÓN		LECTURA								
Nro.		1	2	3	4	5	6	7	8	
Índice de Rebote	41	32	36	32	33	32	38	36		
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 05										
ELEMENTO	C-03	UBICACIÓN	NIVEL 2	MEDIDAS			FORMA:			
BLOQUE:	Bloque 01			TIPO	Rectangular					
EJE:	16			BASE (B)	0.25					
TRAMO:	J			PERALTE (H)	0.50					
POSICIÓN		LECTURA								
Nro.		1	2	3	4	5	6	7	8	
Índice de Rebote	30	30	31	32	32	30	34	32		

DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 06										
ELEMENTO	VP 25x60	NIVEL 2	MEDIDAS		FORMA:					
UBICACIÓN	BLOQUE:		Bloque 01	TIPO						Rectangular
	EJE:		I	BASE (B)						0.25
	TRAMO:	15-17	PERALTE (H)	0.60						
POSICIÓN		LECTURA								
C	Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
	Índice de Rebote	32	31	29	32	27	30	30	31	
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 07										
ELEMENTO	VP 25x50	NIVEL 2	MEDIDAS		FORMA:					
UBICACIÓN	BLOQUE:		Bloque 01	TIPO						Rectangular
	EJE:		L	BASE (B)						0.25
	TRAMO:	15-16	PERALTE (H)	0.50						
POSICIÓN		LECTURA								
C	Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
	Índice de Rebote	40	42	42	38	37	37	37	39	
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 08										
ELEMENTO	C-01	NIVEL 2	MEDIDAS		FORMA:					
UBICACIÓN	BLOQUE:		Bloque 01	TIPO						Tee
	EJE:		17	BASE (B)						0.70
	TRAMO:	M	PERALTE (H)	0.50						
POSICIÓN		LECTURA								
A	Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
	Índice de Rebote	34	32	32	32	34	33	32	34	
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 09										
ELEMENTO	VS 25x45	NIVEL 2	MEDIDAS		FORMA:					
UBICACIÓN	BLOQUE:		Bloque 01	TIPO						Rectangular
	EJE:		15	BASE (B)						0.25
	TRAMO:	K-L	PERALTE (H)	0.45						
POSICIÓN		LECTURA								
C	Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
	Índice de Rebote	36	33	34	35	33	35	34	33	
DESCRIPCION DE LA MUESTRA N° 10										
ELEMENTO	C-02	NIVEL 02	MEDIDAS		FORMA:					
UBICACIÓN	BLOQUE:		Bloque 01	TIPO						Rectangular
	EJE:		15	BASE (B)						0.50
	TRAMO:	N	PERALTE (H)	0.50						
POSICIÓN		LECTURA								
A	Nro.	1	2	3	4	5	6	7	8	
	Índice de Rebote	31	32	31	32	33	32	32	33	
REVISADO POR:	Ing. Mitsy Elena Gudiel Cardenas				CONFORMIDAD					

3.5.5. Relación momento curvatura de los elementos estructurales

3.5.5.1. Instrumentos utilizados

- Planos estructurales del bloque 01 de la I.E. N°50217
- Guía de observación N° 07
- Software de estructuras CSI SAP 2000
- Hojas de cálculo Excel

3.5.5.2. Procedimiento

Para obtener los diagramas momento- curvatura primero se tuvieron que extraer los datos del programa CSI SAP 2000, para lo cual se modelaron las secciones de las columnas y vigas en la aplicación contenida en el programa “Section Designer”, se definieron las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales (vigas y columnas), material base y cantidad de acero de refuerzo, de acuerdo a lo indicado en las especificaciones técnicas de los planos estructurales.

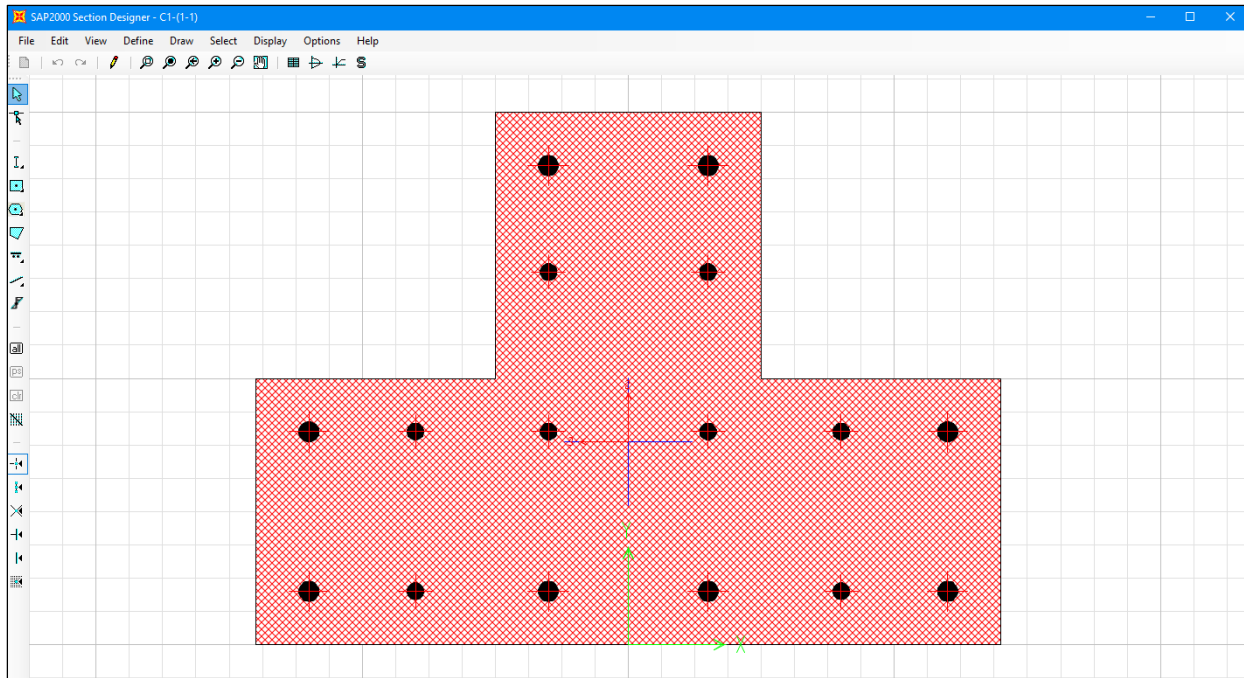


Figura Nro. 102: Sección de la columna Tipo C-01 en Section Designer

3.5.5.3. Toma de datos

Tabla 38 : Datos Momento- Curvatura de las columnas del bloque 01 de la I.E. N°
50217 Umachurco

DATOS MOMENTO CURVATURA EN COLUMNAS							
C-01		C-02		C-03		C-04	
ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.003	12.840	0.004	11.715	0.000	1.206	0.001	0.596
0.008	29.108	0.009	24.940	0.001	3.004	0.001	1.488
0.015	33.831	0.016	30.278	0.002	5.408	0.003	2.678
0.023	34.551	0.025	30.430	0.003	8.413	0.004	4.167
0.033	25.380	0.036	26.060	0.004	11.940	0.006	5.901
0.045	22.408	0.048	21.332	0.005	15.547	0.008	7.870
0.058	21.479	0.062	20.632	0.007	17.189	0.010	8.808
0.073	21.565	0.078	20.783	0.009	18.226	0.013	9.431
0.090	22.144	0.096	21.349	0.011	19.145	0.016	9.721
0.108	22.946	0.116	22.115	0.013	19.831	0.019	9.908
0.128	23.317	0.137	22.628	0.015	20.053	0.023	10.094
0.150	23.869	0.160	23.259	0.018	20.262	0.026	10.278
0.173	24.601	0.185	23.764	0.021	20.466	0.031	10.461
0.198	24.943	0.212	24.206	0.024	20.723	0.035	10.478
0.224	25.358	0.241	24.624	0.027	21.183	0.040	10.572
0.253	25.771	0.271	24.983	0.030	21.626	0.045	10.741
0.282	26.202	0.303	25.266	0.034	22.026	0.050	10.915
0.314	26.421	0.337	25.487	0.037	22.463	0.055	11.097
0.347	26.638	0.372	13.459	0.041	22.889	0.061	11.309

Tabla 39 : Datos Momento- Curvatura de las vigas del bloque 01 de la I.E. N° 50217
Umachurco

DATOS MOMENTO CURVATURA EN VIGAS									
VP- 25cmx50xm		VP- 25cmx60xm		VS- 25cmx45cm		Vcumbreira- 25cmx50xm		VTecho- 25cmx50xm	
ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m	ϕ 1/m	M Ton-m
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	0.865	0.001	2.027	0.001	2.027	0.001	1.196	0.001	0.964
0.002	2.157	0.001	5.064	0.001	5.064	0.002	2.984	0.002	2.409
0.003	3.885	0.002	9.117	0.002	9.117	0.003	5.375	0.004	4.336
0.005	6.028	0.004	14.089	0.004	14.089	0.005	8.326	0.006	6.722
0.008	7.859	0.006	19.406	0.006	19.406	0.007	10.103	0.008	6.881
0.010	7.942	0.007	19.710	0.007	19.710	0.010	10.202	0.011	6.939
0.013	8.002	0.010	19.870	0.010	19.870	0.013	10.270	0.015	6.989
0.017	8.049	0.012	19.987	0.012	19.987	0.016	10.322	0.018	7.028
0.021	8.091	0.015	20.070	0.015	20.070	0.020	10.367	0.022	7.064
0.025	8.125	0.018	20.131	0.018	20.131	0.024	10.402	0.027	7.141
0.029	8.155	0.021	20.178	0.021	20.178	0.028	10.524	0.032	7.405
0.034	8.365	0.025	20.575	0.025	20.575	0.033	10.868	0.037	7.682
0.040	8.628	0.029	21.209	0.029	21.209	0.038	11.228	0.043	7.972
0.045	8.900	0.033	21.872	0.033	21.872	0.043	11.602	0.049	8.271
0.051	9.179	0.037	22.566	0.037	22.566	0.049	11.990	0.056	8.581
0.058	9.467	0.042	23.291	0.042	23.291	0.055	12.392	0.063	8.899
0.065	9.761	0.047	24.046	0.047	24.046	0.062	12.808	0.070	9.149
0.072	10.064	0.052	24.838	0.052	24.838	0.069	13.238	0.078	9.293
0.080	10.287	0.058	25.506	0.058	25.506	0.076	13.349	0.086	9.391



3.5.6. Parámetros sísmicos

3.5.6.1. Instrumentos utilizados

- Planos de estructuras
- Planos de arquitectura
- Guía de observación N°08

3.5.6.2. Procedimiento

Para llevar a cabo la investigación es necesario determinar las características con la cual fue estructurado el bloque 01 de la Institución Educativa N° 50217 que definen los parámetros sísmicos requeridos por la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030.

3.5.6.3. Toma de datos

Características de la estructura:

Tabla 40 : Características propias de la estructura bloque 01 de la I.E. 50217 Umachurco

POBLACION	Institucion Educativa N° 50217
MUESTRA	Bloque 01
AREA DE OCUPACION DE LA MUESTRA	240.67 m2
UBICACIÓN GEOGRAFICA	Comunidad campesina Umachurco
PROVINCIA	Calca
DISTRITO	San Salvador
SISTEMA ESTRUCTURAL	Aporticado
ALTURA DEL EDIFICIO	8.10m
USO DEL ESDIFICIO	Colegio

Factor de Zona “Z”:

Tabla 41 : Factor de zona según norma E-030

ZONA	1	2	3	4
FACTOR Z	0.10	0.25	0.35	0.45

Fuente: Modelo estructural I.E. 50217 Bloque 01- SAP2000

Z =	0.25
-----	------

Parametros de sitio:

Tabla 42 : Periodos "Tp" y "TL"

Periodos "Tp" y "TL"				
	So	S1	S2	S3
Tp (S)	0.3	0.4	0.6	1
TL (S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E-030

Tabla 43 : Factor de suelo "S"

Zona \ Suelo	So	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Fuente: Modelo estructural I.E. 50217 Bloque 01- SAP2000

Tabla 44 : Parámetros de sitio de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217

Umachurco

PERFIL DE SUELO	S2
Tp =	0.6
TL=	2
S =	1.2

Factor de amplificación sísmica:

Tabla 45 : Factor de amplificación sísmica "C" para la estructura del Bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

T	TP	TL	C
0.35	0.6	2	2.5

3.5.7. Regularidad Estructural

3.5.6.1. Instrumentos utilizados

- Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030
- Planos de estructuras
- Planos de arquitectura
- Guía de observación N° 09
- Útiles de escritorio

3.5.6.2. Procedimiento

Los factores de regularidad estructural se determinaron en base a la tabla N° 08 y N°09 del capítulo III ítem 3.6 de la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030 con el propósito de corroborar el cumplimiento de las restricciones indicadas en la tabla N°10 de la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030 que indica que en edificaciones categorizadas como A2 en la zona 2 no se permite irregularidades, lo cual corresponde a la muestra en estudio en esta investigación.

3.5.6.3. Toma de datos

Irregularidades en altura:

Tabla 46 : Irregularidades en altura de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217
Umachurco

Irregularidades en altura		FACTOR A EMPLEAR
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Ia	
Irregularidad de Rigidez-Piso Blando	0.75	No presenta
Irregularidad de Resistencia-Piso debil	0.75	No presenta
Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N°10)	0.50	No presenta
Irregularidad Extrema Resistencia (Ver Tabla N°10)	0.50	No presenta
Irregularidad de Masa o Peso	0.90	No presenta
Irregularidad Geometria Vertical	0.90	No presenta
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.80	No presenta
Discontinuidad Extrema de los sistemas Resistentes	0.60	No presenta

Tabla 47 : Irregularidades en planta de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217

Umachurco

Irregularidades en planta		FACTOR A
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Ip	EMPLEAR
Irregularidad Torsional	0.75	No presenta
Irregularidad Torsional Extrema	0.6	No presenta
Esquinas Entrantes	0.9	No presenta
Discontinuidad del Diafragma	0.85	No presenta
Sistemas no Paralelos	0.9	No presenta

Tabla 48 : Factores de irregularidad de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217

Umachurco

Ia:	1.00
Ip:	1.00

3.6. Procedimientos de Análisis de datos

3.6.1. Contraste de las dimensiones de los elementos estructurales

Para este procedimiento se realizó la comparación del promedio de dimensiones recolectadas en campo respecto de las dimensiones especificadas en los planos estructurales (vigas y columnas) y arquitectónicos (muros de albañilería, ejes), el objetivo de esta primera etapa de la investigación es corroborar las dimensiones de las columnas que son utilizados en el modelo computacional en CSI SAP 2000.

3.6.1.1. Contraste de las dimensiones de las columnas

a) Procesamiento

Se realizó el contraste con los datos obtenidos en los trabajos de campo expresados en el ítem 3.5.1.3 de las dimensiones de las columnas estructurales tipo C-01, C-02, C-03 y C-04 respecto de las dimensiones que indican las especificaciones técnicas de los planos de estructuras.

b) Tablas

Se obtuvieron las dimensiones promedio de la sección de las columnas obtenidas in situ y se comparó con las dimensiones indicadas en los planos estructurales.

Tabla 49 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-01 respecto al expediente técnico

Dimensiones promedio Expediente Tecnico - Replanteo in situ							Conformidad $\Delta \leq 1\text{cm}$
DESCRIPCION	H (cm)	h (cm)	B (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	
Expediente Tecnico	50.00	25.00	70.00	25.00	25.00	25.00	ok!
Replanteo	50.00	25.00	70.05	25.14	24.82	24.96	
Diferencia Δ	0.00	0.00	0.05	0.14	0.18	0.04	

Tabla 50 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-02 respecto al expediente técnico

Dimensiones promedio C-02 (Expediente Tecnico - Replanteo in situ)							Conformidad ad $\Delta \leq 1\text{cm}$
DESCRIPCION	H (cm)	h (cm)	B (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	
Expediente Tecnico	50.00	25.00	50.00	25.00	25.00	25.00	ok!
Replanteo	49.88	25.23	50.23	25.05	24.90	25.00	
Diferencia Δ	0.13	0.23	0.23	0.05	0.10	0.00	

Tabla 51 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-03 respecto al expediente técnico

Dimensiones promedio C-03 (Expediente Tecnico - Replanteo in situ)			Conformidad $\Delta \leq 1\text{cm}$
DESCRIPCION	B (cm)	H (cm)	
Expediente Tecnico	25.00	50.00	ok!
Replanteo	25.15	49.95	
Diferencia Δ	0.15	0.05	

Tabla 52 : Contraste de las dimensiones de las columnas C-04 respecto al expediente técnico

Dimensiones promedio C-04 (Expediente Tecnico - Replanteo in situ)			Conformidad $\Delta \leq 1\text{cm}$
DESCRIPCION	B (cm)	H (cm)	
Expediente Tecnico	25.00	40.00	ok!
Replanteo	25.18	40.00	
Diferencia Δ	0.18	0.00	

c) Análisis de la prueba

Debido a la proximidad de las dimensiones obtenidas in situ de la columna respecto de las dimensiones de las especificaciones técnicas se toman en consideración para el modelo computacional en CSI SAP 2000 las dimensiones de los planos estructurales.

3.6.1.2. Contraste de las dimensiones de las vigas

a) Procesamiento

El contraste de los datos obtenidos en los trabajos de campo expresados en el ítem 3.5.1.3 de las dimensiones de las vigas portantes (VP) y vigas no portantes (VS) respecto de las dimensiones que indican las especificaciones técnicas de los planos de estructuras.

b) Tablas

Los contrastes de las dimensiones de las vigas portantes y no portantes se muestran a continuación:

Tabla 53 : Contraste de las dimensiones de las vigas tipo VP-25cm x 50cm respecto al expediente técnico

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO VP- 25cm x 50cm										
Nivel	TRAMO	EJE	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO			CONFORME	OBSERVACION
			b (cm)	h (cm)	L (m)	b (cm)	h (cm)	L (m)		
01	14-15	H	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P 101
01	15-16	H	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P 101
01	16-17	H	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P 101
01	14-15	I	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 102
01	14-15	J	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 103
01	15-16	J	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 103
01	16-17	J	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 103
01	14-15	K	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 104
01	14-15	L	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 105
01	15-16	L	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 105
01	16-17	L	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 105
01	14-15	M	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 106
01	14-15	N	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 107
01	15-16	N	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 107
01	16-17	N	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 107
02	14-15	H	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P 201
02	15-16	H	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P 201
02	16-17	H	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P 201
02	14-15	I	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 202
02	14-15	J	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 203
02	15-16	J	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 203
02	16-17	J	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 203
02	14-15	K	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 204
02	14-15	L	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 205
02	15-16	L	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 205
02	16-17	L	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 205
02	14-15	M	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 206
02	14-15	N	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 207
02	15-16	N	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 207
02	16-17	N	25	50	3.25	25.00	50.00	3.25	✓	V.P. 207

Tabla 54 : Contraste de las dimensiones de las vigas tipo VP-25cn x 60cm respecto al expediente técnico

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO VP- 25cm x 60cm										
Nivel	TRAMO	EJE	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO			CONFORME	OBSERVACION
			b (cm)	h (cm)	L (m)	b (cm)	h (cm)	L (m)		
01	14-15	I	25	60	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 102
01	14-15	K	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 104
01	14-15	M	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 106
02	14-15	I	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 202
02	14-15	K	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 204
02	14-15	M	25	50	2.22	25.00	50.00	2.22	✓	V.P. 206

Tabla 55 : Contraste de las dimensiones de las vigas tipo VS-25cn x 45cm respecto al expediente técnico

CONTRASTE DE DIMENSIONES EN VIGAS TIPO VS- 25cm x 45cm										
Nivel	TRAMO	EJE	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO			CONFORME	OBSERVACION
			b (cm)	h (cm)	L (m)	b (cm)	h (cm)	L (m)		
01	H-I	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 101
01	I-J	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 101
01	J-K	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 101
01	K-L	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 101
01	L-M	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 101
01	M-N	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 101
01	H-I	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 102
01	I-J	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 102
01	J-K	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 102
01	K-L	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 102
01	L-M	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 102
01	M-N	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 102
01	H-I	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 103
01	I-J	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 103
01	J-K	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 103
01	K-L	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 103
01	L-M	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 103
01	M-N	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 103
02	H-I	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 201
02	I-J	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 201
02	J-K	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 201
02	K-L	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 201
02	L-M	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 201
02	M-N	17	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 201
02	H-I	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 202
02	I-J	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 202
02	J-K	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 202
02	K-L	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 202
02	L-M	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 202
02	M-N	15	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 202
02	H-I	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 203
02	I-J	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 203
02	J-K	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 203
02	K-L	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 203
02	L-M	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 203
02	M-N	14	25	45	4.60	25.0	45.0	4.6	✓	V.S. 203

c) Análisis de la prueba

Las dimensiones obtenidas del replanteo en campo son conforme lo indicado en las especificaciones técnicas de los planos estructurales por lo que para modelar las vigas de 25cmx50cm, 25cmx60cm y 25cmx45cm en el modelo computacional en CSI SAP 2000 se toma en consideración las dimensiones de los planos estructurales.

3.6.1.3. Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería

a) Procesamiento

El contraste de los datos obtenidos en los trabajos de campo expresados en el ítem 3.5.1.3 de las dimensiones de los muros de albañilería respecto de las dimensiones de muros de albañilería de los planos de arquitectura.

b) Tablas

Las dimensiones obtenidas en el replanteo in situ de los muros de albañilería se muestran a continuación:

Tabla 56 : Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería en la dirección X-X respecto al expediente técnico

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBAÑILERIA SENTIDO X-X										
Nivel	Eje	Tramo	Expediente Tecnico			Verificado en campo			Diferencia	
			Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	ΔL (m)	Δh (m)
01	H	15-16	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	H	16-17	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	J	15-16	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	J	16-17	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	L	15-16	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	L	16-17	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	N	15-16	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
01	N	16-17	Cabeza	2.75	2.70	Cabeza	2.75	2.70	0.00	0.00
02	H	15-16	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	H	16-17	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	J	15-16	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	J	16-17	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	L	15-16	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	L	16-17	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	N	15-16	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00
02	N	16-17	Cabeza	2.75	2.75	Cabeza	2.75	2.75	0.00	0.00

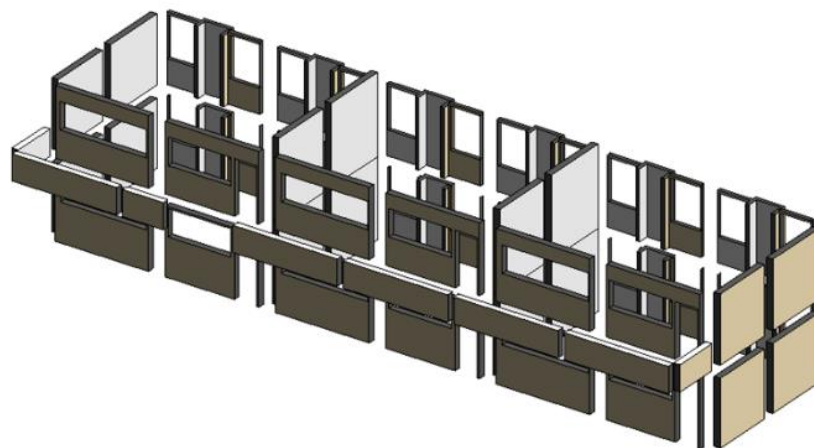


Figura Nro. 103: Disposición de muros en la dirección de análisis X-X

Tabla 57 : Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería en la dirección Y-Y respecto al expediente técnico

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBALÑILERIA NO PORTANTES										
Nivel	Eje	Tramo	Expediente Técnico			Verificado en campo			Diferencia	
			Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	Aparejo	Longitud (m)	Altura (m)	ΔL (m)	Δh (m)
01 y 02	15	H-I	Soga	3.87	1.65	Soga	2.75	2.70	1.12	-1.05
01 y 02	15	I-J	Soga	2.62	1.65	Soga	2.75	2.70	-0.13	-1.05
01 y 02	15	J-K	Soga	3.87	2.70	Soga	2.75	2.70	1.12	0.00
01 y 02	15	K-L	Soga	2.62	2.70	Soga	2.75	2.70	-0.13	0.00
01 y 02	15	L-N	Soga	3.87	2.70	Soga	2.75	2.70	1.12	0.00
01 y 02	15	N-M	Soga	2.62	2.70	Soga	2.75	2.70	-0.13	0.00
02	14	H-M	Soga	26.1	2.70	Soga	2.75	2.70	23.35	0.00

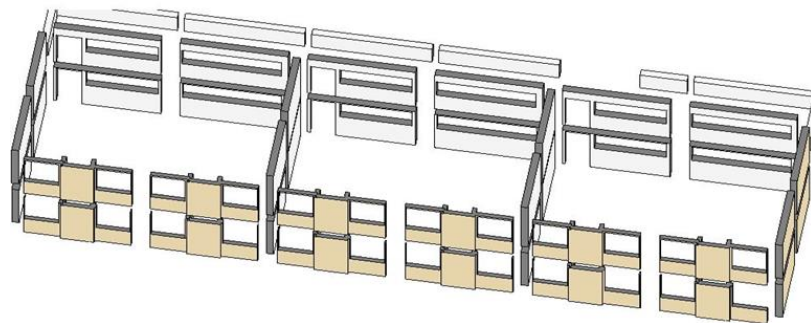
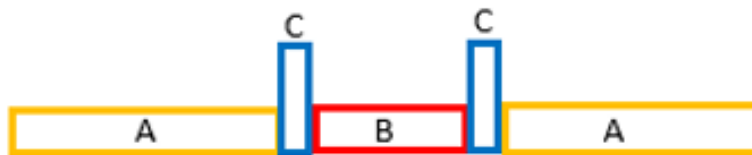


Figura Nro. 104: Disposición de muros en la dirección de análisis X-X

Tabla 58 : Contraste de las dimensiones de los muros de albañilería en la dirección Y-Y eje 17 respecto al expediente técnico

CONTRASTE DE DIMENSIONES DE MUROS DE ALBALÑILERIA NO PORTANTES EJE 17 TRAMOS H-I, I-J, J-K, L-M, N-M										
Nivel	Expediente técnico					Verificado en campo				
	Muro tipo	Cantidad	Altura (m)	Longitud (m)	Apilado	Muro tipo	Cantidad	Altura (m)	Longitud (m)	Apilado
01	A	2.00	1.10	1.30	Cabeza	A	2.00	1.10	1.32	Cabeza
	B	1.00	2.70	1.30	Cabeza	B	1.00	2.70	1.20	Cabeza
	C	2.00	2.70	0.40	Soga	C	2.00	2.70	0.42	Soga
02	A	2.00	1.10	1.30	Cabeza	A	2.00	1.10	1.32	Cabeza
	B	1.00	2.75	1.30	Cabeza	B	1.00	2.75	1.20	Cabeza
	C	2.00	2.75	0.40	Soga	C	2.00	2.75	0.42	Soga



Característica típica en muros en nivel 01 y 02 del eje 17- bloque 01

Figura Nro. 105: Disposición de muros en la dirección de análisis Y-Y eje 17

c) Análisis de la prueba

Las dimensiones obtenidas del replanteo en campo son conforme lo indicado en las especificaciones técnicas de los planos de arquitectura por lo que para asignar la carga

equivalente distribuida en el modelo computacional en CSI SAP 2000 se toma en consideración las dimensiones de los planos arquitectónicos.

3.6.1.4. Contraste de la ubicación y dimensiones de ejes

a) Procesamiento

Para elaborar el modelo computacional en CSI SAP 2000 se ingresa las grillas en planta que corresponde a los ejes horizontales (X) definidos con letras de H a N con un espacio entre ejes de 4.60m y verticales (Y) enumerados de 14' a 17' con un espacio entre ejes de 14' a 14 de 1m, de 14 a 15 de 2.22 m, de 15 a 16 de 3.25m, de 16 a 17 de 3.25m y de 17 a 17' de 1.10m. Los ejes son líneas imaginarias que se trazan por el centro de gravedad de las columnas y ayudan a ubicar los elementos constructivos, estos se encuentran en los planos de planta estructurales y arquitectónicos, por lo cual, en el trabajo desarrollado en campo se tomaron las medidas de los espacios libres de columna a columna.

b) Tablas

La ubicación y dimensiones de los ejes verticales y horizontales obtenidos de los planos estructurales y corroborados in-situ se muestra a continuación:

Tabla 59 : Dimensiones de ejes sentido X-X

CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - SENTIDO X-X									
Bloque	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO EN CAMPO			Error Dimensiones (m)	Conforme	Observacion
	Eje	Unidad	Dimension	Eje	Unidad	Dimension			
01	H-I	m	4.60	H-I	m	4.595	0.00	✓	Expediente
01	I-J	m	4.60	I-J	m	4.595	0.00	✓	Expediente
01	J-K	m	4.60	J-K	m	4.600	0.00	✓	Expediente
01	K-L	m	4.60	K-L	m	4.600	0.00	✓	Expediente
01	L-M	m	4.60	L-M	m	4.600	0.00	✓	Expediente
01	M-N	m	4.60	M-N	m	4.600	0.00	✓	Expediente

Tabla 60 : Dimensiones de ejes sentido Y-Y

CONTRASTE DE UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE EJES - SENTIDO Y-Y									
Bloque	EXPEDIENTE TECNICO			REPLANTEO EN CAMPO			Error Dimensiones (m)	Conforme	Observacion
	Eje	Unidad	Dimension	Eje	Unidad	Dimension			
01	17'-17	m	1.10	17'-17	m	1.10	0.00	✓	Creado
01	17-16	m	3.25	17-16	m	3.245	0.00	✓	Expediente
01	16-15	m	3.25	16-15	m	3.250	0.00	✓	Expediente
01	15-14	m	2.22	15-14	m	2.220	0.00	✓	Expediente
01	14-14'	m	1.00	14-14'	m	1.000	0.00	✓	Creado

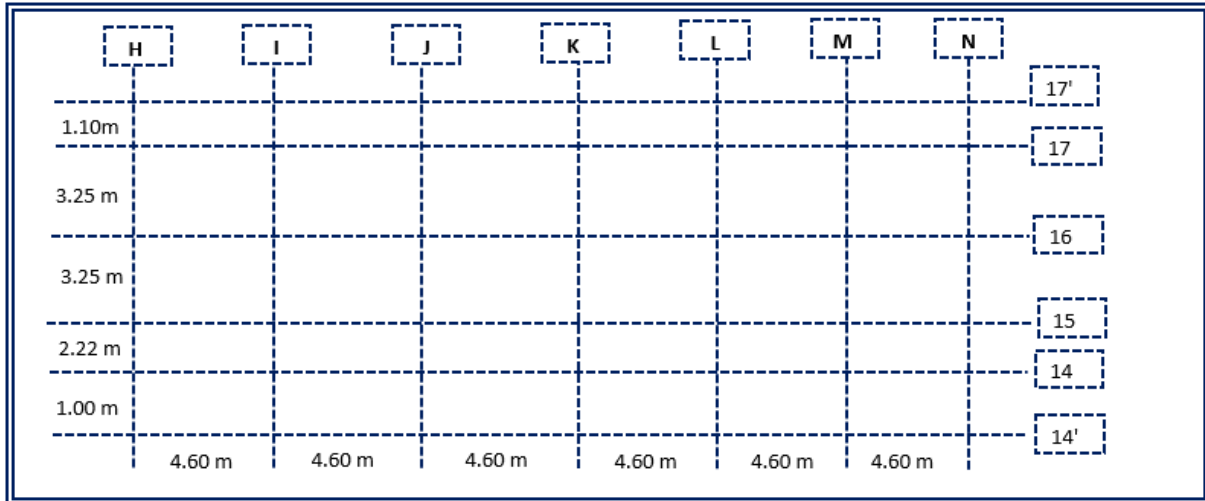


Figura Nro. 106: disposición de ejes del bloque 01 de la I.E. N°50217

c) Análisis de la prueba

Las dimensiones obtenidas del replanteo en campo de la ubicación y dimensiones de los ejes son conforme lo indicado en los planos de arquitectura y estructuras, por lo que para asignar realizar el modelo computacional en CSI SAP 2000 se toma en consideración las dimensiones de los planos y se considera el eje 14' y 17' que fueron adicionados a los planos en planta luego de realizar la verificación en campo de la estructura.

3.6.3. Determinación del centro de masas de la estructura

Según los datos obtenidos en el ítem 3.5.2.3 se obtiene las coordenadas del centro de masas de la estructura del bloque 01.

a) Procesamiento

Para realizar el cálculo de la ubicación tentativa de las coordenadas del centro de masas se realiza el producto del área ocupada por la estructura por la distancia del centro a cada eje (X e Y), las fórmulas que se utilizaron se muestran a continuación:

$$X_g = \frac{\sum(\text{Area ocupada})_i * X_i}{\sum(\text{Area ocupada})_i} \tag{33}$$

$$Y_g = \frac{\sum(\text{Area ocupada})_i * Y_i}{\sum(\text{Area ocupada})_i} \tag{34}$$

Donde:

Xg, Yg: centro de masas de la estructura

Xi: Distancia al centro desde el eje X

Yi: Distancia al centro desde el eje Y



Área ocupada: Área ocupada por la estructura, en este caso el área es rectangular y se cumple que $B \cdot L = \text{Área ocupada}$.

b) Tablas y diagramas

Tabla 61 : Centro de gravedad de la estructura bloque 01 de la I.E. N° 50217

Área de planta y posición del centro de gravedad						
B(m)	L(m)	Área (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	A*Xi	A*Yi
8.72	27.6	240.672	13.8	4.36	3321.2736	1049.32992

$$X_g = \frac{3321.2736}{240.627} = 13.80 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{1049.32992}{240.627} = 4.36 \text{ m}$$

c) Análisis de la prueba

Las coordenadas del centro de masas del bloque 01 se ubica a 13.80m respecto a la horizontal y a 4.36m respecto a la vertical (13.80m, 4.36m), en este punto se aplicaron las fuerzas sísmicas en el modelo estructural tridimensional en CSI SAP 2000.

3.6.8. Estimación de la resistencia a compresión $f'c$ del concreto mediante el ensayo de índice de rebote utilizando el esclerómetro

a) Procesamiento

A partir de las lecturas obtenidas del instrumento en el ensayo desarrollado in situ y que son presentados en el ítem 3.5.3.3 se realizaron los diversos cálculos, con la finalidad de estimar un valor de $f'c$ de los elementos estructurales del bloque 01 de la I.E. N° 50217 Umachurco, para, mejor comprensión de este procedimiento se presenta un flujograma de los pasos que siguieron en la figura N° 107

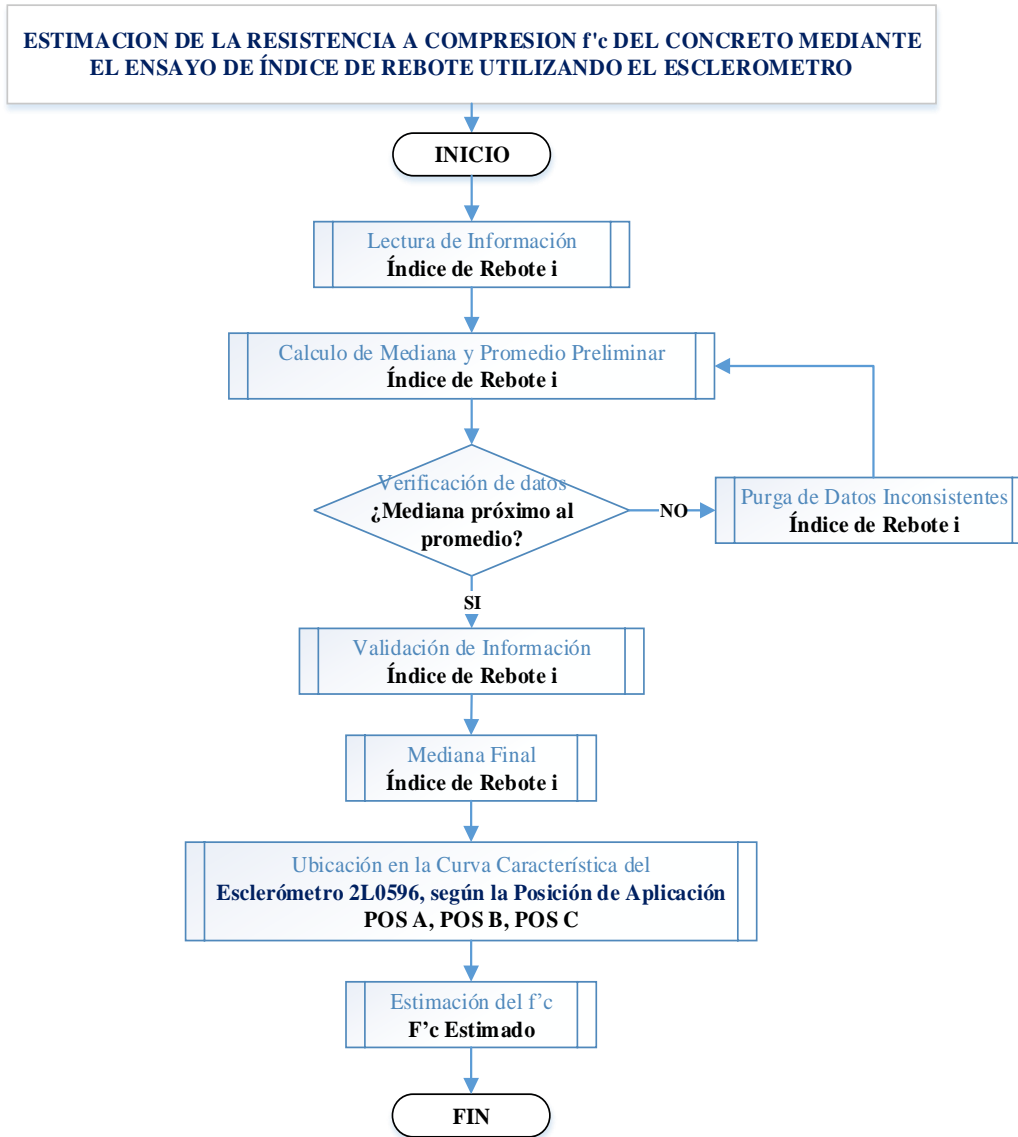


Figura Nro. 107: Flujograma de la estimación de la resistencia a compresión $f'c$ del Concreto

De lo expuesto en la figura N° 107 se tiene que:

El proceso inicio con lectura de los Índices de Rebote, para cada muestra de análisis

Tabla 62: Datos recolectados del ensayo índice de Rebote para la muestra de análisis

MUESTRA : 1	BLOQUE 1, COLUMNA C-1, NIVEL 1, EJE 17 - EJE I								
POSICIÓN	LECTURA								
POS A	NRO.	1	2	3	4	5	6	7	8
	I. REBOTE		34	32	32	32	34	33	32

Se determinó la Mediana y Promedio del conjunto de Valores del índice de rebote de cada muestra de análisis.