LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA – CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

Directores

Ingrid Elizabeth Madera Sierra

Orlando Cundumí Sánchez

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Octubre de 2024

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 6

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN 8

2.1. Planteamiento del problema 8

2.2. Formulación de la pregunta de investigación 10

2.3. Alcance del trabajo de grado 10

3. OBJETIVOS DEL PROYECTO 12

3.1. Objetivo general 12

3.2. Objetivos específicos 12

4. JUSTIFICACIÓN 13

5. MARCO DE REFERENCIA 17

5.1. Antecedentes 17

5.2. Estado del arte 25

5.3. Marco teórico 30

6. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS PARA DISEÑO LABORATORIO LAMBDA Y PLATAFORMA EXPERIMENTAL. 40

6.1. General 40

6.2. Definición de las alternativas. 40

6.3. Valoración de las alternativas. 47

6.4. Selección alternativa 51

7. DEFINICIÓN ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES PARA EL SISTEMA LOSA – MURO DE REACCIÓN 58

7.1. General 58

7.2. Aspectos relevantes del diseño de la plataforma experimental. 58

7.3. Configuración estructural final 59

7.4. Datos de entrada para diseño. 60
7.5. Evaluación de cargas..... 71
7.6. Asignación de cargas en modelo estructural..... 78
7.7. Evaluación de la rigidez de la plataforma experimental. 86
7.8. Análisis de frecuencias en estructura. 92
7.9. Análisis de interacción suelo – estructura. 94
7.10. Diseño de plataforma experimental por resistencia – metodología LRFD. 106
7.11. Diseño de la plataforma experimental para el estado límite de servicio..... 109
7.12. Evaluación del desempeño de la plataforma. 111
7.13. Resumen del diseño obtenido 119
8. DETERMINACIÓN DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL LABORATORIO LAMBDA..... 120
8.1. General 120
8.2. Diseño estructural del Laboratorio Lambda. 121
8.3. Diseño ampliación laboratorio de Mezclas 163
9. CONCLUSIONES 174
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 177
ANEXO A. DISEÑO DETALLADO DE LOS COMPONENTES PLATAFORMA EXPERIMENTAL 185
A-1 Muro de reacción 185
A-2 Losa de reacción 193
A-3 Losa de cimentación 201
A-4 Muros perimetrales de contención 210
ANEXO B. DIAGRAMAS DE CONTORNO PARA EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE DESEMPEÑO EN PLATAFORMA EXPERIMENTAL. 218

B-1 Muro de reacción 218

B-2 Losa de reacción 220

B-3 Losa de cimentación 222

B-4 Muros perimetrales contención 224

ANEXO C. REPORTE DE ANÁLISIS DE VIENTO PARA CUBIERTA Y FACHADA – LABORATORIO LAMBDA 226

ANEXO D. REPORTE DE DISEÑO ELEMENTOS METÁLICOS – LABORATORIO LAMBDA 230

D-1 Resumen de diseño de los elementos metálicos. 230

ANEXO E. REPORTE DE DISEÑO CORREAS PARA CUBERTA – LABORATORIO LAMBDA 235

ANEXO F. REPORTE DE DISEÑO CIMENTACIÓN EN ZAPATAS -LABORATORIO LAMBDA 237

F-1 Zapata tipo 1 – 1.8x3.2x0.4 237

F-2 Zapata tipo 2 – 1.8x2.5x0.4 241

F-3 Zapata tipo 3 – 1.8x1.8x0.4 245

F-4 Zapata tipo 3 v2 – 1.8x1.8x0.4 249

ANEXO G FICHA TÉCNICA LADRILLO ESTRUCTURAL 6.5X12X24 253

ANEXO H PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN F'M DE LA MAMPOSTERÍA 254

ANEXO I ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES PARA AMPLIACIÓN EN ZONA DE MEZCLAS 256

ANEXO J ESQUEMA DE REFORZAMIENTO EN PRIMER NIVEL – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS. 262

ANEXO K DISEÑO DETALLADO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS. 263

K-1 Asignación de etiquetas o Piers a los muros de mampostería. 263

ANEXO L DISEÑO DETALLADO DE LOSA DE ENTREPISO – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS. 278

L-1 Losa entrepiso 278

ANEXO M REPORTE DE DISEÑO VIGAS DE ENTREPISO Y CUBIERTA – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS. 284

M-1 Nivel N+3.50 284

M-2 Nivel N+7.50 285

ANEXO N PLANOS DE DETALLE DE LOS ELEMENTOS DISEÑADOS 287

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1. Mesa vibratoria diseñada por el profesor F.J Rogers para la Universidad de Standford. 18

Figura 5.2. Sistema losa - muro de reacción en IIT Kanpur. 21

Figura 5.3.Configuración del sistema Losa – muro de reacción en Universidad Pamukkale 21

Figura 5.4. Configuración del sistema Losa - Muro de reacción en Universidad de Purdue 22

Figura 5.5. Disposición muro de reacción Pontificia Universidad Javeriana Bogotá. 24

Figura 5.6. Conformación sistema Losa – Muro de reacción Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. 24

Figura 5.7. Esquema general de conformación mesa sísmica Universidad del Valle 25

Figura 5.8. a) Configuración en planta sistema Losa-Muro de reacción EUCENTRE y b) Modelación tridimensional de sistema Losa-Muro de reacción – Aplicación de cargas máximas. 27

Figura 5.9. a) Vista en planta sistema losa muro de reacción Universidad de Purdue y b) Vista en alzado de sistema..... 28

Figura 5.10. Sección transversal del muro de reacción ITT Kanpur 29

Figura 5.11. a) Prototipo de la estructura y b) montaje de ensayo en laboratorio 34

Figura 5.12. Fuerza lateral equivalente aplicada paralelamente a las direcciones ortogonales de un edificio..... 36

Figura 6.1. Ubicación espacial alternativa número 1, 2 y 3. Tomado de: Google Earth 41

Figura 6.2. Distribución esquemática alternativa 1. 42

Figura 6.3. Ubicación alternativa 2. 44

Figura 6.4. Distribución esquemática componentes alternativa 2. 44

Figura 6.5. Ubicación alternativa 3. 46

Figura 6.6. Distribución esquemática nuevo módulo, alternativa número 3. 46

Figura 6.7. Distribución esquemática ampliación a segundo nivel, alternativa número 3. ... 47
Figura 6.8. Áreas de intervención - Alternativa 1 ... 49
Figura 6.9. Áreas de intervención - Alternativa 2 ... 49
Figura 6.10. Áreas de intervención - Alternativa 3 ... 50
Figura 6.11. Cuadro comparativo áreas de intervención ... 50
Figura 6.12. Escala de comparación metodología AHP ... 54
Figura 7.1. Configuración tridimensional sistema losa - muro de reacción ... 60
Figura 7.2. Especificaciones para actuadores MTS Serie 244 ... 62
Figura 7.3. Especificaciones de la placa base actuadores MTS serie 244. ... 62
Figura 7.4. Representación curva desplazamiento tiempo - función senoidal ... 63
Figura 7.5. Masa de probetas a ensayar en función de frecuencia de muestreo. ... 66
Figura 7.6. Gráfico fuerza vs tiempo - Escenario 1 ... 67
Figura 7.7. Gráfico fuerza vs tiempo - Escenario 2 ... 68
Figura 7.8. Gráfico fuerza vs tiempo - Escenario 3 ... 68
Figura 7.9. Teoría de Mindlin-Reissner. Deformación adicional en la placa. ... 70
Figura 7.10. Carga lateral permanente en estructura ... 73
Figura 7.11. Empuje de tierras en estructura ... 74
Figura 7.12. Empuje sísmico de tierras en estructura. ... 76
Figura 7.13. Forma del espectro de aceleraciones, microzonificación sísmica de Cali ... 77
Figura 7.14. Espectro elástico de amortiguamiento - Microzona 4E ... 78
Figura 7.15. Posicionamiento de cargas de actuador - número 1 ... 79
Figura 7.16. Posicionamiento de cargas de actuador - número 2 ... 79
Figura 7.17. Posicionamiento de cargas de actuador - número 3 ... 80
Figura 7.18. Asignación protocolo 1 carga estática. ... 81

Figura 7.19. Funcion "Time History" en SAP 2000. Escenario de carga dinámica 12.5Hz de frecuencia y desplazamiento máximo 0.055m. 81

Figura 7.20. Nomenclatura de actuadores para definición protocolos en desfase respecto a posición de carga 1 82

Figura 7.21. Nomenclatura de actuadores para definición protocolos en desfase respecto a posición de carga 2 83

Figura 7.22. a) Asignación de carga sobreimpuesta por uso de estructura [kN/m²]. y b) Asignación de carga viva de almacenamiento en losas de la estructura [kN/m²]. 84

Figura 7.23. Sobrecarga en muros de sótano por estructuras aledañas [kN/m²] 84

Figura 7.24. Empuje estático de tierra en muros de sótano [kN/m²]. 85

Figura 7.25. Porción de empuje debido a sismo en terreno [kN/m²]. 85

Figura 7.26. Fuerza sísmica inercial [kN/m²] 86

Figura 7.27. Desplazamientos obtenidos en estructura para los diferentes escenarios de carga 91

Figura 7.28. Patrón de geometría para determinación de rigideces 97

Figura 7.29. Esquema embebido de cimentación para cálculo de rigidez 98

Figura 7.30. Anchos de fisura permisibles para estructuras de concreto 109

Figura 7.31. Registros sísmicos implementados para evaluación de desempeño 112

Figura 7.32. Gráfico Fuerza Vs Tiempo - Escenario para evaluación de desempeño en losa de reacción 113

Figura 7.33. (a) Límites de amplitud de desplazamiento para una vibración producida y (b) severidad de vibraciones para maquinaria 114

Figura 8.1. Cortante basal frente desplazamiento de terraza de un modelo de n gdl 126

Figura 8.2. Curva pushover para un sistema n gdl (izq) y su homóloga para 1 gdl (der) 127

Figura 8.3. Modelo 3D de la estructura contemplada 128

Figura 8.4. Ficha técnica puente grúa 5 ton. 129

Figura 8.5. Representación movimientos sísmicos umbral de daño. 132
Figura 8.6. Carga de puente grúa en kN, en posición 30% de la longitud del carril 134
Figura 8.7. Representación de la carga sísmica estática, dirección X. 135
Figura 8.8. Representación carga sísmica umbral de daño dirección X 135
Figura 8.9. Evaluación numérica irregularidad torsional y torsional extrema..... 136
Figura 8.10. Restricción transmisión a momentos en la dirección X de análisis. 141
Figura 8.11. Máximo momento en vigas de cubierta [N-mm] 143
Figura 8.12. Vista aérea de estructura para conformación de cubierta..... 144
Figura 8.13. Asignación rótulas plásticas ASCE/SEI 41-13, sistema PRM – EJE D..... 149
Figura 8.14. Asignación rótulas plásticas ASCE/SEI 41-13, sistema PAC – EJE 1 149
Figura 8.15. Curva de capacidad Pushover dirección X..... 151
Figura 8.16. Metodología ASCE 41-13 para determinación de desempeño – dirección X. 153
Figura 8.17. Método del espectro de capacidad dirección X - FEMA 440 154
Figura 8.18. Curva de capacidad Pushover dirección Y..... 155
Figura 8.19. Metodología ASCE 41-13 para determinación de desempeño – dirección Y. 156
Figura 8.20. Método del espectro de capacidad dirección Y - FEMA 440 157
Figura 8.21. Niveles de desempeño en función de la demanda sísmica. 158
Figura 8.22. Derivas globales límites según el estado de daño 158
Figura 8.23. Cargas de servicio transmitidas a la cimentación..... 160
Figura 8.24. Cargas últimas transmitidas a la cimentación 161
Figura 8.25. Corte tridimensional Laboratorio Lambda..... 163
Figura 8.26. Modelo 3D en software ETABS 166
Figura 8.27. Representación espectro de respuesta en software IZQ: Sismo de diseño y DER: Umbral de daño. 168

Figura 8.28. Análisis de derivas 169
Figura 8.29. Refuerzo uniforme asignado a muros de mampostería 171
Figura 8.30. Secciones de vigas contempladas en la estructura 173
Figura 8.31. Vista tridimensional ampliación laboratorio de mezclas 173
Figura A.1. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 185
Figura A.2. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 185
Figura A.3. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m] 186
Figura A.4. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m] 186
Figura A.5. Máximo momento en muro para fisuración 191
Figura A.6. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 193
Figura A.7. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 193
Figura A.8. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m] 194
Figura A.9. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m] 194
Figura A.10. Máximo momento de servicio en losa para fisuración 199
Figura A.11. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 201
Figura A.12. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 201
Figura A.13. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m] 202
Figura A.14. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m] 202
Figura A.15. Máximo momento de servicio en losa para fisuración 208
Figura A.16. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 210
Figura A.17. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 210
Figura A.18. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m] 211
Figura A.19. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m] 211
Figura A.20. Máximo momento de servicio en losa para fisuración 216

Figura B.1. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 218
Figura B.2. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 218
Figura B.3. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]..... 219
Figura B.4. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]..... 219
Figura B.5. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 220
Figura B.6. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 220
Figura B.7. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]..... 221
Figura B.8. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]..... 221
Figura B.9. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 222
Figura B.10. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 222
Figura B.11. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]..... 223
Figura B.12. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]..... 223
Figura B.13. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN] 224
Figura B.14. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN] 224
Figura B.15. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]..... 225
Figura B.16. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]..... 225
Figura J.1. Muros de reforzamiento en primel nivel - Laboratorio de mezclas..... 262
Figura K.1. Piers asignados a los muros de mampostería de la estructura. 263
Figura K.2. Asignación de refuerzo muros sentido Y [cm²]..... 264
Figura K.3. Asignación de refuerzo muros sentido X [cm²]..... 264
Figura L.1. Cortantes máximas dirección 13 [kN] 278
Figura L.2. Cortantes máximas dirección 23 [kN] 278
Figura L.3. Momentos máximos dirección 11 [kN-m]..... 279
Figura L.4. Momentos máximos dirección 22 [kN-m]..... 279

Figura M.1. Secciones y etiquetas incorporadas N+3.50 284
Figura M.2. Áreas de refuerzo longitudinal obtenidas del modelo N+3.50 284
Figura M.3. Áreas de refuerzo longitudinal transversal del modelo N+3.50 285
Figura M.4. Secciones y etiquetas incorporadas N+7.50 285
Figura M.5. Áreas de refuerzo longitudinal obtenidas del modelo N+7.50 286
Figura M.6. Áreas de refuerzo longitudinal transversal del modelo N+7.50 286

LISTA DE TABLAS

Tabla 5-1. Ejemplos del sistema de Losa – Mo de reacción alrededor del mundo. 19

Tabla 5-2. Laboratorios en Colombia con plataformas experimentales basadas en sistema Losa – Muro de reacción o similares. 22

Tabla 6-1. Áreas requeridas para ejecución del proyecto. Fuente: elaboración propia. 40

Tabla 6-2. Valoración de alternativas según cumplimiento de necesidades. 48

Tabla 6-3. Costo aproximado en millones de pesos MCTE para cada alternativa. 51

Tabla 6-4. Valores de índice Aleatorio RI para diferentes tamaños de matriz. 52

Tabla 6-5. Máximas razones de consistencia para diferentes tamaños de matriz 53

Tabla 6-6. Criterios implementados para la selección de alternativas. 53

Tabla 6-7. Calificación de criterios, metodología AHP. 55

Tabla 6-8. Determinación pesos de ponderación y autovalor máximo para obtención de CI y CR. 55

Tabla 6-9. Obtención de CI y CR a partir de calificaciones. 56

Tabla 6-10. Calificación de cada alternativa de acuerdo con el cumplimiento de criterios. . 57

Tabla 6-11. Selección de alternativa. Fuente (Elaboración propia) 57

Tabla 7-1. Parámetros geotécnicos para diseño. 61

Tabla 7-2. Geometría de soluciones Losa-Muro de reacción al rededor del mundo 87

Tabla 7-3. Obtención de desplazamientos máximos para las condiciones de base fija y base flexible. 89

Tabla 7-4. Comparativa desplazamientos obtenidos para caso de carga y tipo de modelo ... 91

Tabla 7-5. Porcentajes de participación de masa - Base fija 92

Tabla 7-6. Porcentajes de participación de la masa - Base flexible 92

Tabla 7-7. Frecuencias modales máximas obtenidas para estructura. 93

Tabla 7-8. Solución para la determinación de rigidez estática a nivel de superficie. 95

Tabla 7-9. Valores de reducción de módulo de corte dinámico a partir de condiciones sísmicas de sitio. 96

Tabla 7-10. Factores de corrección por embebido de cimentación 97

Tabla 7-11. Factor modificador de rigidez dinámica 98

Tabla 7-12. Factores de amortiguamiento para cimentaciones embebidas 99

Tabla 7-13. Datos de entrada sísmicos y de suelo para cálculo de rigideces dinámicas. 100

Tabla 7-14. Datos de entrada geométricos para cálculo de rigideces dinámicas. 100

Tabla 7-15. Parámetros de entrada para corrección dinámica en rigideces. 100

Tabla 7-16. Apliación de teoría de Pais & Kausel para obtención de rigidez dinámica 101

Tabla 7-17. Cálculo rigidez dinámica por nudo aplicable al sistema 101

Tabla 7-18. Asentamientos verticales máximos obtenidos en cimentación 102

Tabla 7-19. Asentamientos verticales absolutos obtenidos en cimentación para diferentes casos de carga 103

Tabla 7-20. Rigideces dinámicas por unidad de área 104

Tabla 7-21. Presiones de contacto transmitidas al suelo 104

Tabla 7-22. Resumen de presiones de contacto en cimentación 105

Tabla 7-23. Combinaciones para el estado límite de resistencia 106

Tabla 7-24. Resumen diseño por resistencia última - componentes de la plataforma experimental 108

Tabla 7-25. Combinaciones para el estado límite de servicio. 110

Tabla 7-26. Resumen del diseño para el estado límite de servicio - Plataforma experimental 111

Tabla 7-27. Posicionamiento de cargas para evaluación de criterios A y B 115

Tabla 7-28. Desplazamientos máximos Criterios A y B 116

Tabla 7-29. Verificación del desempeño para el estado límite de resistencia última Criterios A y B - Plataforma experimental 117
Tabla 7-30. Amplitudes de desplazamiento utilizando 2 actuadores en conjunto 118
Tabla 8-1. Avalúo de cargas gravitacionales en cubierta 128
Tabla 8-2. Cargas en vigas carrileras producto de un puente grúa de 5ton 130
Tabla 8-3. Cargas de viento para estructura. 131
Tabla 8-4. Parámetros de entrada construcción espectro de aceleraciones 131
Tabla 8-5. Cargas gravitacionales y de viento asignadas a modelo estructural 133
Tabla 8-6. Combinaciones para el estado límite de resistencia última 138
Tabla 8-7. Combinaciones de carga estado límite de servicio 138
Tabla 8-8. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el sismo de diseño 139
Tabla 8-9. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el umbral de daño 139
Tabla 8-10. Esquemas de asignación de secciones y etiquetas para el sistema principal 140
Tabla 8-11. Índices de sobreesfuerzo elementos sistema principal. 141
Tabla 8-12. Deflexiones en vigas metálicas 143
Tabla 8-13. Esquemas finales de conexiones y anclajes para estructura 145
Tabla 8-14. Asignación de fuerzas para carga Pushover. 148
Tabla 8-15. Mecanismo de plastificación para Pushover sentido X 150
Tabla 8-16. Mecanismo de plastificación para Pushover sentido Y 154
Tabla 8-17. Dimensionamiento de zapatas para condición de servicio 161
Tabla 8-18. Resumen diseño estructural zapatas 162
Tabla 8-19. Avalúo de cargas ampliación laboratorio de mezclas. 167
Tabla 8-20. Cargas gravitacionales asignadas a modelo estructural – ampliación. 167
Tabla 8-21. Cálculo coeficiente de reducción de sismo. 169

Tabla 8-22. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el sismo de diseño 169

Tabla 8-23. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el umbral de daño 170

Tabla 8-24. Resumen diseño losa de entrepiso y cubierta 172

Tabla D-1. Reporte resumen diseño elementos metálicos - Laboratorio Lambda..... 230

Tabla K-1. Resumen del diseño para muros de mampostería..... 265

Resumen

El estudio de los materiales de construcción constituye un insumo fundamental para comprender cuál es su funcionalidad al implementarse en la estructuración de proyectos y obras civiles. La constante investigación en materiales nuevos y tradicionales, así como la incorporación de estos en configuraciones típicas y atípicas, ha permitido el desarrollo de códigos de construcción a nivel nacional e internacional que procuran brindar las recomendaciones adecuadas para garantizar la seguridad, preservación de vidas y defensa del patrimonio del estado y los ciudadanos. En este proyecto de grado, se presenta la evaluación y selección de alternativas y el diseño de una infraestructura capaz de ejecutar ensayos en estructuras y elementos estructurales de diferentes materialidades a escalas aproximadas a la realidad para la Pontificia Universidad Javeriana Cali, con el objetivo de detallar su comportamiento ante aplicación de diferentes patrones de carga, generando un impacto positivo a la investigación en el suroccidente colombiano.

Esta infraestructura denominada como plataforma experimental se diseñó contemplando la acción de cargas estáticas y dinámicas provenientes de actuadores, así como el efecto asociado a su uso y el de fuentes externas como los terremotos. Se tuvo en cuenta criterios de rigidez estructural para evitar deformaciones excesivas; se analizaron frecuencias de vibración de acuerdo con las propiedades de los materiales y geometría establecida a fin de evitar efectos negativos de funcionamiento como la resonancia; se efectuaron análisis de interacción dinámica suelo – estructura para contemplar el efecto del suelo en la respuesta dinámica de la plataforma y se evaluaron parámetros de desempeño que permitieron obtener un sistema apropiado desde la resistencia y operatividad o servicio.

Así mismo, se incluye el diseño y especificaciones de construcción del Laboratorio Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana Cali, el cual se dividió en dos componentes asociados a la estructura de cerramiento de la plataforma experimental y la ampliación de la zona de mezclas del actual laboratorio de la PUJC para permitir espacios multifuncionales.

Para el primer componente, se proyectó una estructura metálica, que fue diseñada de manera que no tuviese sobreesfuerzos ni flexibilidades más allá de los requisitos definidos en la normatividad nacional e internacional vigente. Además, se verificó a partir de metodologías

basadas en desempeño, su comportamiento esperado ante la aplicación de cargas laterales incrementales y su capacidad de incursionar en un rango de inelasticidad y disipación de energía mediante procedimientos de análisis de plastificación progresiva o también llamados “Pushover”.

Para la ampliación de la zona de mezclas o segundo componente del Laboratorio Lambda, se implementaron metodologías de análisis modal espectral para corroborar el comportamiento de la estructura tanto para los elementos existentes, así como para las ampliaciones proyectadas. Finalmente, producto de todos los diseños se obtuvieron las especificaciones y detalles necesarios para la construcción mediante planos estructurales.

Abstract

The study of construction materials constitutes a fundamental input to understand their functionality when are implemented in the structuring of projects and civil works. The constant research into new and traditional materials, as well as the incorporation of these in typical and atypical configurations, has allowed the development of building codes at a national and international level that seek to provide appropriate recommendations to guarantee safety, preservation of lives and defense of the heritage of the state and citizens. In this project, the evaluation and selection of alternatives and the design of an infrastructure capable of carrying out tests on structures and structural elements of different materialities at scales approximate to natural for the Pontificia Universidad Javeriana Cali are presented, with the objective of detailing its behavior when applying different load patterns, generating a positive impact on research in Colombian southwest.

This infrastructure called an experimental platform was designed considering the action of static and dynamic loads coming from actuators, as well as the effect associated with their use and the external sources such as earthquakes. Structural stiffness criteria were taken into account to avoid excessive deformations; Vibration frequencies were analyzed according to the properties of the materials and established geometry in order to avoid negative operating effects such as resonance; Dynamic soil-structure interaction analyzes were carried out to consider the effect of the soil on the dynamic response of the platform and performance parameters were evaluated that allowed obtaining an appropriate system from resistance and operability or service.

In addition, the design and construction specifications of the Lambda Laboratory of the Pontificia Universidad Javeriana Cali are included, which was divided into two components associated with the enclosing structure of the experimental platform and the expansion of the PUJC current laboratory to allow multifunctional spaces.

For the first component, a metal structure was projected, which was designed so that it did not have overstresses or flexibilities beyond the requirements defined in current national and international regulations. In addition, its expected behavior when applying incremental lateral loads and its ability to enter a range of inelasticity and energy dissipation through progressive plasticization analysis procedures or also called “Pushover” was verified based on performance-based methodologies.

For the expansion of the current laboratory or second component of the Lambda Laboratory, modal spectral analysis methodologies were implemented to corroborate the behavior of the structure for both the existing elements, as well as for the projected expansions. Finally, as a result of all the designs, the specifications and structural details necessary for construction were obtained.

Dedicatoria

A mis padres Humberto y Nohemí por su dedicación y apoyo incondicional en cada etapa de mi vida

A mi pareja Angie por su amor y por creer en mí, impulsándome en los momentos en que lo necesitaba.

A mi hijo Jerónimo, por ser el pequeño motor que llegó a mi vida y me dio la fuerza para seguir adelante sin rendirme. Te amo hijo mío

1. INTRODUCCIÓN

El campo de investigación en diseño sismo-resistente se ha expandido notablemente con el transcurso del tiempo, buscando garantizar en todos los casos la preservación de vidas a partir de la construcción de estructuras que sean capaces de disipar en mayor cantidad la energía proveniente de movimientos sísmicos transmitidos a través del suelo, generados por múltiples factores naturales o artificiales.

Es así como a través de centros de investigación, universidades e instituciones alrededor del mundo, se ha estudiado experimentalmente el comportamiento de los materiales y configuraciones estructurales ante cargas gravitaciones y laterales generando métodos de análisis que permitan describir o aproximar la respuesta esperada de las estructuras ante este tipo de cargas, obteniéndose métodos analíticos confiables y de válida aplicación para el diseño estructural. Estos métodos en su mayoría consideran el comportamiento lineal elástico de los materiales en los cuales no existen variaciones en las masas y rigideces de los mismos que puedan modificar la respuesta sísmica de la estructura. Sin embargo, cuando las estructuras presentan grandes deformaciones inelásticas, la capacidad de disipación de energía no puede predecirse de forma fiable mediante métodos analíticos convencionales debido a la complejidad que considera el comportamiento no lineal (Rai et al., 2014). Basado en esta condición, surge la necesidad de implementar alternativas como los ensayos pseudo-dinámicos o híbridos, los cuales permiten combinar el análisis experimental en laboratorios de pruebas y el numérico con el objetivo de explorar los beneficios de ambas metodologías (Gao, 2012).

La aplicación de estos ensayos requiere de infraestructuras suficientemente equipadas que permitan la correcta ejecución y monitorización de pruebas en probetas a escala real y reducida garantizando aproximaciones significativas en los resultados en comparativa con el comportamiento esperado de los materiales y estructuras. Sin embargo, se tiene que, a nivel nacional y local la cantidad de laboratorios equipados para estos ensayos es limitada y el desarrollo de la investigación desde este campo de la Ingeniería Civil es reducida. Por lo que, con el diseño del Laboratorio de Estructuras Lambda y de su plataforma experimental se busca que una vez sea construido y se encuentre en funcionamiento, toda la infraestructura sea un insumo para el fomento del desarrollo investigativo desde la teoría y práctica para los estudiantes, docentes y terceros en el campo de la Ingeniería Sísmica e Ingeniería estructural, principalmente en las áreas de Pregrado

y Posgrado de la Facultad de Ingeniería y Ciencias de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali, lo cual pretende a su vez generar un crecimiento en la formulación y elaboración de proyectos de investigación, seminarios, tesis y proyectos de grado que generen impacto a nivel regional, nacional e internacional, además de la prestación de servicios de consultoría a entidades externas.

El alcance del presente proyecto se centra en dos partes, la primera contemplará el diseño de la plataforma experimental que permita la ejecución de pruebas pseudo-dinámicas. Respecto a esto, (Kaplan, Nohutcu, Çetinkaya, et al., 2009) mencionaron que muchos estudios experimentales requieren sistemas de losa y muro de reacción debido a las dimensiones de los modelos de prueba en ingeniería estructural. Por lo cual, la plataforma experimental se conformará de un muro de reacción unido a un piso fuerte o losa de reacción con dimensiones que permitan ejecutar ensayos a escala real que atiendan las necesidades de los avances en la investigación.

La segunda parte corresponde a realizar el diseño de la estructura de cerramiento que conforma el Laboratorio de Estructuras Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali, buscando que sea un espacio apto para el alojamiento de una plataforma experimental junto con todos los espacios necesarios para el desarrollo investigativo. El diseño de esta estructura será realizado garantizando condiciones aptas de servicio y resistencia, tanto para solicitaciones gravitacionales como eventos sísmicos, los cuales toman importancia debido al alto nivel de amenaza sísmica de la ciudad de Cali.

Producto del presente proyecto se obtendrán las memorias de cálculo del diseño, tanto para la plataforma experimental como para el cerramiento del Laboratorio de Estructuras Lambda, teniendo en cuenta todas las disposiciones normativas vigentes nacionales e internacionales. Así mismo, se generarán los planos estructurales, los cuales servirán de insumo para la construcción.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1.Planteamiento del problema

Las metodologías de análisis existentes proporcionan un insumo para entender cómo las estructuras reaccionan ante diferentes tipos de carga, especialmente aquellas de naturaleza dinámica que varían a lo largo del tiempo, como las sísmicas, las de viento, las originadas por máquinas o motores, entre otras. Estas metodologías asumen que los materiales que constituyen las estructuras no experimentan cambios en sus propiedades de rigidez y resistencia al enfrentar dichas cargas, mostrando una respuesta pasiva, ya que actúan según el nivel de exigencia aplicada. Es decir, los materiales operan en un rango lineal sin alteraciones en sus propiedades mecánicas ante fuerzas externas hasta que se produce una falla debido al uso o capacidad. Las tecnologías del concreto, el acero y, en menor medida, la mampostería, han permitido un alto grado de estudio de estos materiales, desarrollando procedimientos para entender su desempeño mecánico al enfrentar cargas externas. No obstante, al estudiar configuraciones atípicas de materiales convencionales o materiales no convencionales directamente, su respuesta no se comprende completamente, haciendo que los métodos analíticos reduzcan su precisión. Raja A.M, (2009) señaló que, cuando las características de respuesta de un sistema estructural no se comprenden bien o son difíciles de modelar numéricamente (por ejemplo, inelasticidad, efectos no lineales y comportamiento dependiente de velocidad), las pruebas físicas proporcionan una forma precisa de analizar la respuesta dinámica de la estructura. En ese contexto, los métodos de análisis numérico y las simulaciones o modelaciones son limitados, ya que se necesitan propiedades físicas y mecánicas que sean realistas del material en el estado de carga al que sea expuesto.

Para la realización de estas pruebas físicas, se debe garantizar una estructura que permita disponer cuerpos o prototipos de prueba a escala real para poder ser sometidos a cargas estáticas y dinámicas externas, en las cuales el comportamiento local en puntos específicos de las probetas, como el pandeo local, propagación de grietas, efectos de soldadura entre otros, puedan ser correctamente descritos (Gupta & Krawinkler, 1999). Esto se logra mediante la incorporación de un sistema Losa–Muro de reacción, el cual permita implementar metodologías de tipo pseudo dinámicas para la aplicación de cargas o desplazamientos simulando efectos laterales probables en estructuras y elementos. De ahí que su diseño deba considerar las reacciones generadas por la realización de ensayos estáticos, cuasi estáticos y pseudo dinámicos que puedan ocasionar

condiciones de carga cíclica aplicada, cargas incrementales, vibraciones, pulsos, entre otros. Esto diferencia al diseño del sistema de Losa-Muro de reacción de un sistema tradicional de muros sometidos a carga lateral estática, por lo cual se debe considerar metodologías más detalladas como la de los elementos finitos dada la complejidad de la estructura.

Asi mismo, los sistemas que conforman plataformas experimentales a gran escala en estructuras deben contar con una infraestructura suficiente para su construcción y correcto funcionamiento. Sin embargo, en la actualidad, la Pontificia Universidad Javeriana – Cali no cuenta con un espacio destinado y diseñado para dicho propósito, lo cual genera diferentes problemáticas, principalmente desde la academia y el campo laboral.

Partiendo de la academia, y teniendo en cuenta que en el suroccidente colombiano las instituciones que cuentan con laboratorios de estructuras equipados con plataformas experimentales para la simulación sísmica en estructuras a escalas considerables se resumen a una (Universidad del Valle), el desarrollo de proyectos de investigación regionales desde los campos de la Ingeniería Estructural, Dinámica, Ingeniería Sísmica, Patología, Resistencia de Materiales, entre otros, se ve limitado en función de la capacidad operativa de dicha institución, en donde se reduce la oferta de temas se investigación y se genera a su vez un retroceso al avance y desarrollo de proyectos en comparativa con otras regiones y ciudades del país. Poniendo como ejemplo, en la capital, Bogotá D.C, existen tres instituciones (Pontificia Universidad Javeriana – Bogotá, Universidad de los Andes y Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito), todas privadas, que poseen, además de plataformas experimentales para la disposición de mesas vibratorias, sistemas de Losa-Muro de reacción para la aplicación de cargas estáticas y pseudo-dinámicas en estructuras, lo cual concentra los temas de investigación de mayor alcance y el interés científico en dichas universidades. Así mismo, desde el funcionamiento interno de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali (PUJC), sus programas de pregrado y posgrado en Ingeniería Civil cuentan con un componente muy importante en el área de estructuras, teniendo a nivel de pregrado un énfasis en esta y a nivel de posgrado una maestría en Ingeniería Sísmica y Estructural, por lo que la demanda de trabajos de grado, tesis y proyectos de investigación en este campo resulta amplia. Sin embargo, no se cuenta con la infraestructura para el desarrollo de proyectos de gran envergadura que abarquen temas como el desarrollo de nuevos materiales, configuraciones estructurales no convencionales, nuevos sistemas de reforzamiento para materiales convencionales, entre otros. De

ahí que, teniendo en cuenta limitaciones de espacio en el campus universitario, así como los costos, será necesario analizar alternativas, que cumplan con condiciones técnicas y funcionales para tener un laboratorio acorde, según necesidades de distribución espacial, ubicación, número de pisos y cercanía a otra infraestructura similar.

Por otro lado, desde el ámbito laboral, al no contar con una infraestructura basta dentro de la PUJC, se reduce la posibilidad de desarrollo de un trabajo colaborativo universidad – empresa, minimizando la prestación de servicios de consultoría, ejecución de ensayos e investigación a terceros, que permitan generar ingresos que brinden utilidad para la inversión en el sostenimiento del laboratorio. Además, esto repercute en el ámbito social, pues el trabajo colaborativo con el sector empresario permite que las investigaciones sean más aplicables a la realidad y se pueden satisfacer mayores necesidades poblacionales que inciden en el desarrollo de las comunidades, de este modo se fortalece uno de los pilares que constituyen la misión de la PUJC y es la formación integral, profesional y con responsabilidad social.

2.2.Formulación de la pregunta de investigación

De la problemática descrita anteriormente, surge la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuáles características y especificaciones deberá tener el nuevo Laboratorio de Estructuras Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali para ejecutar ensayos estáticos y pseudo-dinámicos? De la cual surgen las siguientes preguntas específicas:

1. ¿Cuál es la mejor alternativa de disposición para el Laboratorio de Estructuras Lambda?
2. ¿Qué especificaciones estructurales deberá tener la plataforma experimental?
3. ¿Cómo diseñar la estructura del Laboratorio Lambda acorde a la normativa vigente?

2.3.Alcance del trabajo de grado

El presente trabajo de grado constituye un estudio de caso aplicado para el Laboratorio Lamba de la Pontificia Universidad Javeriana Cali. Se abordará un proyecto de profundización en el diseño de infraestructura concerniente a la plataforma experimental conformada por el sistema Losa-Muro de reacción; y la estructura del laboratorio. El alcance se dirige a obtener el diseño definitivo de ambas estructuras utilizando metodologías tradicionales y no convencionales, con la ayuda de software comercial para procesamiento y obtención de datos, así mismo, se buscará

determinar todas las especificaciones para construcción mediante memorias de cálculo, planos de detalle y fichas técnicas.

3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

3.1.Objetivo general

Diseñar estructuralmente la edificación y la plataforma experimental que conforman el Laboratorio Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali para la ejecución de ensayos estáticos y pseudo dinámicos.

3.2.Objetivos específicos

1. Definir la mejor alternativa de distribución espacial para el Laboratorio de Estructuras Lambda, según las condiciones de infraestructura de la Universidad, costos y funcionalidad que permitan su construcción.
2. Establecer las especificaciones estructurales de la plataforma experimental acorde a las solicitaciones impuestas por la tipología de ensayos probables.
3. Determinar el diseño de la estructura del Laboratorio Lamba teniendo en cuenta el cumplimiento de la normativa vigente y las condiciones de uso del mismo.

4. JUSTIFICACIÓN

Las pruebas y caracterizaciones de materiales se llevan a cabo para evaluar sus propiedades fundamentales cuando se someten a condiciones de funcionamiento, carga ambiental, de servicio o evento extremo. Estas pruebas ayudan a determinar y cuantificar si un material específico es adecuado para una aplicación en particular (Srinivas, 2015). En el campo de la Ingeniería Civil y Construcción, la caracterización y el estudio de los materiales ha permitido brindar soluciones apropiadas a infraestructuras, buscando optimizar los recursos implementados y logrando un comportamiento apropiado ante las diferentes solicitaciones probables. Esto se ha visto reflejado en la elaboración histórica de los códigos y reglamentos de construcción internacionales, en los cuales, a partir de evaluaciones experimentales se han determinado formulaciones, metodologías y procedimientos que posibilitan describir de forma aproximada el comportamiento de los elementos ante diferentes formas de esfuerzo a los que se ven sometidos como compresión, flexión, cortante, torsión, entre otros. El contenido del vigente Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 se encuentra basado en documentos internacionales como los del American Concrete Institute (ACI), Uniform Building Code (UBC), American Society of Civil Engineers (ASCE), American Institute of Steel Construction (AISC), entre otros, cuya estructuración se ha fundamentado en las formulaciones y metodologías realizadas a partir de la experimentación de materiales de construcción teniendo en cuenta normativas técnicas de ejecución como las de ASTM, ISO, NTC. Además, estas guías evalúan elementos de estructuras bajo condiciones controladas. Ejemplo de esto son los aportes realizados a materiales, como concreto reforzado y acero, por el Laboratorio ELSA ubicado en el norte de Italia, los cuales han mejorado e impulsado las disposiciones establecidas en el Euro código 8 (Pegon & Pinto, 2000). Esto evidencia que el estudio de los materiales, elementos y la combinación de estos, junto con su experimentación, posibilita validar la aplicabilidad de las metodologías existentes a las condiciones de locales Colombia y buscar proponer otras nuevas que puedan ser estudiadas nacional e internacionalmente, facilitando así su caracterización principalmente ante efectos dinámicos como la acción del viento o los terremotos.

Este último efecto es el de mayor relevancia e importancia para Colombia, y en especial para la región del Valle del Cauca, debido a su ubicación en zona de amenaza sísmica alta. Por lo cual, es necesario ejecutar ensayos precisos para determinar la respuesta de los materiales y

estructuras ante la aplicación de cargas en el tiempo mediante pruebas pseudo dinámicas o híbridas; para lo cual, se requiere de infraestructura que posibilite el montaje de dispositivos actuadores junto con controladores que simulen patrones de carga variables en elementos de pequeñas y grandes escalas. Internacionalmente, las soluciones para la ejecución de este tipo de ensayos consisten en sistemas de Losa-Muro de reacción, los cuales facilitan la posibilidad de probar estructuras o elementos de ellas a escalas reales (Pegon et al., 2008), con un nivel de precisión superior al que puede brindar una mesa vibratoria, especialmente para especímenes más pesados y con alturas considerables (Molina et al., 2008).

El sistema de Losa-Muro de reacción permite además de la ejecución de pruebas estáticas y pseudo-dinámicas, también realizar ensayos derivados como ensayos de fuerza efectiva, ensayos para subestructuras, así como el montaje de ensayos de mesa vibratoria, garantizando una versatilidad en ejecución. Para lograr esto, la plataforma experimental basada en sistema Losa-Muro de reacción, debe ser una infraestructura capaz de ser un medio para la transferencia de cargas a los cuerpos de prueba que sobre ella se dispongan y, a su vez, resistir o reaccionar ante las fuerzas laterales y gravitacionales a las que se someterá la probeta sin presentar ningún tipo de daño, agrietamiento, deformación o evidencia de fatigas por cargas cíclicas aplicadas, y simulando condiciones aproximadas a la realidad.

Partiendo desde el ámbito institucional, el diseño y posterior construcción del Laboratorio de Estructuras Lambda, supone un crecimiento en la investigación práctica que la PUJC puede brindar a los docentes, estudiantes y colaboradores. Respecto a esto, el National Research Council (1996), afirma que enseñar efectuando investigaciones y prácticas ofrece al personal docente la oportunidad de que sus alumnos desarrollen aptitudes para enriquecer el conocimiento técnico y científico. Además, suple una necesidad de infraestructura regional debido a que actualmente, dentro de las instituciones universitarias nacionales que cuentan con plataformas experimentales para ejecución de ensayos de tipo Losa-Muro, la totalidad de ellas se encuentran concentradas en Bogotá D.C y Medellín, mientras que, en el suroccidente colombiano, solamente la Universidad del Valle cuenta con equipos para la ejecución de pruebas, sin embargo, ellos se encuentran limitados a su estructuración. De manera que, la Pontificia Universidad Javeriana-Cali, con su Laboratorio Lambda, sería la primera institución a nivel regional en contar con una plataforma experimental de Losa-Muro de reacción proyectada para la realización de pruebas a escala real.

Adicionalmente, con el diseño del Laboratorio Lambda, se incrementa la oferta investigativa desde la Universidad hacia los estudiantes. Tomando como referencia las últimas cifras entregadas por la revisa Javeriana en Cifras (Pontificia Universidad Javeriana Cali, 2021), la Universidad contó hasta el año 2021 con un total de 8012 estudiantes, de los cuales 547 se encuentran inscritos al pregrado en Ingeniería Civil. Además, la Facultad de Ingeniería y Ciencias cuenta con programas de posgrado en Ingeniería Civil enfatizados en Construcción y Estructuras, así como semilleros de investigación en estas áreas, representando un número significativo de estudiantes que pueden aplicar a realizar proyectos, o tesis desde el campo experimental concerniente a las Áreas de Dinámica estructural, Análisis de estructuras, Ingeniería Sísmica, Resistencia de Materiales, entre otros.

Según cifras de la Corporación para la Integración y Desarrollo de la Educación superior del Sur Occidente Colombiano CIDESCO (Universidad del Valle, 2019), en los departamentos que conforman el suroccidente, existen más de 495 grupos de investigación científica, los cuales se catalogan según la calidad y cantidad de producción de artículos científicos, siendo los A1 los de mayor relevancia. La PUJC cuenta con 21 grupos, 13 de ellos A1, con 157 artículos únicos y más de 220 publicaciones en medios científicos. No obstante, se pretende que con la construcción del laboratorio Lambda, se genere un impacto positivo en el aporte científico desde la Universidad Javeriana hacia el suroccidente y en general a todo el territorio colombiano, buscando incrementar el número de publicaciones y crear nuevos grupos de investigación que puedan aprovechar la infraestructura generada por el Laboratorio.

Finalmente, con la proyección y ejecución del Laboratorio Lambda se buscará fortalecer los más de 260 convenios internacionales en 39 países con 180 universidades (Pontificia Universidad Javeriana Cali, 2021), y crear nuevos convenios para la realización de proyectos de investigación a nivel local, regional, nacional e internacional, generando gran impacto social, económico y cultural. Esta internacionalización impulsará a los estudiantes de pregrado y posgrado de la PUJC a realizar sus tesis o proyectos de grado en convenio con universidades en todo el territorio colombiano y en el exterior.

El diseño del Laboratorio de Estructuras Lambda, junto con su plataforma experimental, supone un reto de ingeniería en cuanto a las metodologías que se deben implementar, buscando en todos los casos la eficiencia estructural y la satisfacción a cabalidad de las disposiciones y

requerimientos que se dan en las normativas de construcción sismorresistente en Colombia e internacionalmente, así como las solicitaciones generadas por la experimentación allí proyectada. Con esto se buscará garantizar que los productos generados del presente proyecto cuenten con las especificaciones suficientes para desarrollar una edificación de tal envergadura que considere el nivel de importancia que tiene como un equipamiento de una institución de educación superior y el nivel de amenaza sísmica al que estará expuesta. Además, se asegura que los costos de construcción se encuentren dentro de los montos presupuestales que la PUJC puede asignar al desarrollo del mismo.

5. MARCO DE REFERENCIA

5.1.Antecedentes

La evolución de las técnicas de evaluación de estructuras en laboratorios a través del tiempo ha llevado consigo la necesidad de implementar y construir infraestructuras especiales capaces de permitir el montaje de cuerpos de prueba. Partiendo desde los primeros ensayos ejecutados en materiales, hacia el año 1870, la compañía Manheimer Maschinenfabrik desarrolló máquinas capaces de aplicar cargas sobre elementos y medir sus valores mediante diales, logrando después producir equipos capaces de ejecutar ensayos a tracción, impacto y torsión. Posteriormente, hacia el año 1956, la compañía Zwich Roell desarrolla las primeras máquinas de ensayos con sistemas electrónicos (Zwick Roell, n.d.), lo cual daría apertura a la combinación de la mecánica de los materiales junto a la electrónica y el cómputo. Estos ensayos de tipo estático se implementaron para describir probetas en escala reducida y poder caracterizar los materiales de construcción.

Análogamente, en Japón hacia el año 1890 se buscó integrar las propiedades de los materiales logradas con ensayos estáticos y verificar su comportamiento ante movimientos laterales producidos por sismos, ideando la primera mesa vibratoria, la cual se conducía manualmente sobre rieles produciendo un movimiento de ida y vuelta (Muir Wood, 1988). Posteriormente, en 1906, debido al terremoto de California, la Comisión estatal de Investigación elaboró en la Universidad de Standford una mesa con movimiento producido por un motor eléctrico que permitió estudiar los fenómenos ocasionados en edificaciones producto del terremoto (Figura 5.1) (Severn et al., 2012). Hacia la década de los 50´s, se avanzó en la incorporación de espectros de respuesta en el movimiento de las mesas, permitiendo describir aceleraciones reales del terreno en modelos de prueba en escala reducida (Clough & Pirtz, 1958). Desde la década de los 70´s hasta la actualidad, se ha logrado refinar la funcionalidad de las mesas vibratorias, buscando lograr comportamientos bidireccionales e incrementar las cargas aplicadas para poder probar elementos y estructuras en escalas aproximadas a la realidad.

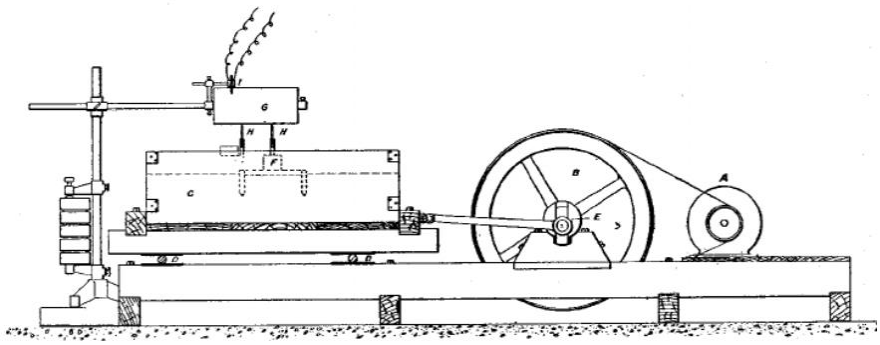


Figura 5.1. Mesa vibratoria diseñada por el profesor F.J Rogers para la Universidad de Standford.

(Reitherman, 2006)

Como un avance, mejoramiento y combinación de las posibilidades otorgadas por las mesas vibratorias, además de la conveniencia y economía de aplicación de los ensayos cuasi-estáticos introducidos por Takanashi et al. (1975), en la década de los 80´s surgen las pruebas pseudo-dinámicas, las cuales permiten estudiar a escalas 1:1 y en tiempo real el comportamiento de los materiales ante aplicaciones de carga (Mahin & Shing, 1985). Sin embargo, su implementación crea la necesidad de construir una infraestructura especial, en donde sean aplicables las cargas dinámicas provenientes de una mesa vibratoria, así como las fuerzas cuasi-estáticas y pseudo-dinámicas generadas por actuadores lateralmente. De tal modo que se introducen a los centros de investigación internacionales y universidades, estructuras basadas en sistemas de Losa-Muro de reacción, permitiendo abarcar una cantidad más amplia de tipologías de ensayos a ejecutar en estructuras o sus elementos. Como ejemplo, en la década de los 80´s, el Instituto de Investigación de la Construcción de Japón (BRI por sus siglas en inglés), incorporó un muro de reacción en forma de L unido a una losa con dimensiones considerables con el objetivo de ejecutar ensayos en escala real (Kose, 1997).

Así como el BRI, varias instituciones alrededor del mundo han construido sistemas de Losa-Muro de reacción como un mecanismo para ejecutar pruebas pseudo-dinámicas. En la Tabla 5-2, se enlistan algunas de las soluciones que se han ejecutado junto con sus características fundamentales.

Tabla 5-1. Ejemplos del sistema de Losa – Mo de reacción alrededor del mundo.

SISTEMAS EXISTENTES	LOSA	MURO DE REACCIÓN	CONFIGURACIÓN
Purdue University	Dimensiones de 4.2m x 3.2m con un espesor de 0.46m	Tiene una altura de 1.52m y un espesor de 0.406m, ocupa toda el área de la losa. Está diseñado para una carga puntual máxima de 2.086 ton.	Muro en forma de L unido a losa de reacción
Nanyang Technological University (Singapore)	Tiene alrededor de 2000 puntos de anclaje espaciados uniformemente a 0.6m en las direcciones ortogonales, puede soportar 18 test simultáneos de cuerpos de prueba	La altura del muro de reacción es de 6m a 8m, puede soportar una carga de más de 100ton	Muro en forma de L unido a Losa de reacción
European Centre for Training and Research Earthquake Engineering (Italy)	Dimensiones en planta de 14.4m x 9.6m El espesor de la losa es de 2.4m Se encuentra construido en concreto presforzado	La longitud de los dos muros de reacción es de 9.6m y 14.4m respectivamente, con un espesor de 2.4m en concreto presforzado. Soporta un momento máximo de 4612 ton-m para el muro de 14.4m y 3136 ton-m para el muro de 9.6m de largo	Muro en forma de L unido a Losa de reacción
Pamukkale University Structural Mechanics Laboratory	Dimensión en planta de 11.55mx15.50m con un espesor de losa de reacción de 2.0m	La altura del muro de reacción es de 5.0m, con un espesor de 2.0m	Se conforma un único muro unido a Losa de reacción
Indian Institute of Technology (IIT Roorke)	Dimensión en planta de 14.5m x 11.5m con un espesor de 2 metros en concreto presforzado	En configuración de L con 14.5m de largo de una dirección y 11.5m de largo en la otra, el espesor del muro es de 2m y la altura total es de 13m. Soporta un momento máximo de 1019 ton-m	Muro en forma de L unido a Losa de reacción

SISTEMAS EXISTENTES	LOSA	MURO DE REACCIÓN	CONFIGURACIÓN
National Centre for Research in Earthquake Engineering (Taiwan)	Área de 60x29 m2 Cuenta con puntos de anclaje de 0.09m de diámetro espaciados simétricamente 1.0m entre si La carga máxima que soporta cada punto de anclaje es de 200ton	Muro en configuración de L El primer muro tiene una altura de 15m y un ancho de 15.5m El segundo muro, tiene una altura de 12m y un ancho de 15.5m Se proyectan 2 muros en concreto postensado de 1.2m de espesor, especiados entre sí 2.6m, para un total de 5.0m de espesor. La máxima carga puntual de diseño es 200ton/m, mientras que la máxima fuerza lateral en la parte superior es de 80ton/m.	Muro en forma de L unido a Losa de reacción
Indian institute of Technology (Kanpur)	Posee un área de 150m2, cuenta con anclajes espaciados a 0.6m cada uno con capacidad de carga de 1.733 ton en tensión y 101.97 ton en cortante.	Se conforman dos muros, el primero de 15x10m y el segundo de 10x10m. Se implementó concreto postensado y tiene una resistencia al volcamiento de 1295 ton.	Muro en forma de L unido a Losa de reacción

Fuente (Elaboración propia)

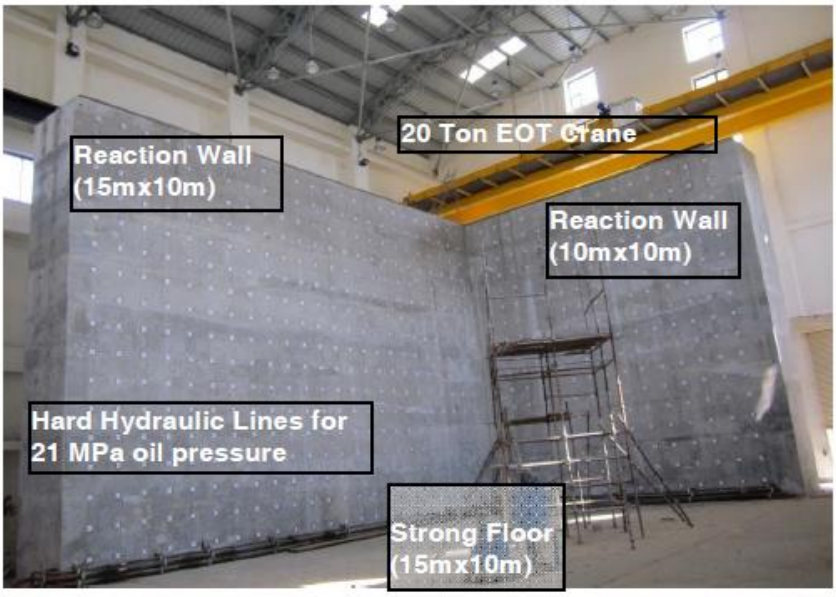


Figura 5.2. Sistema losa - muro de reacción en IIT Kanpur.

(Rai et al., 2014)

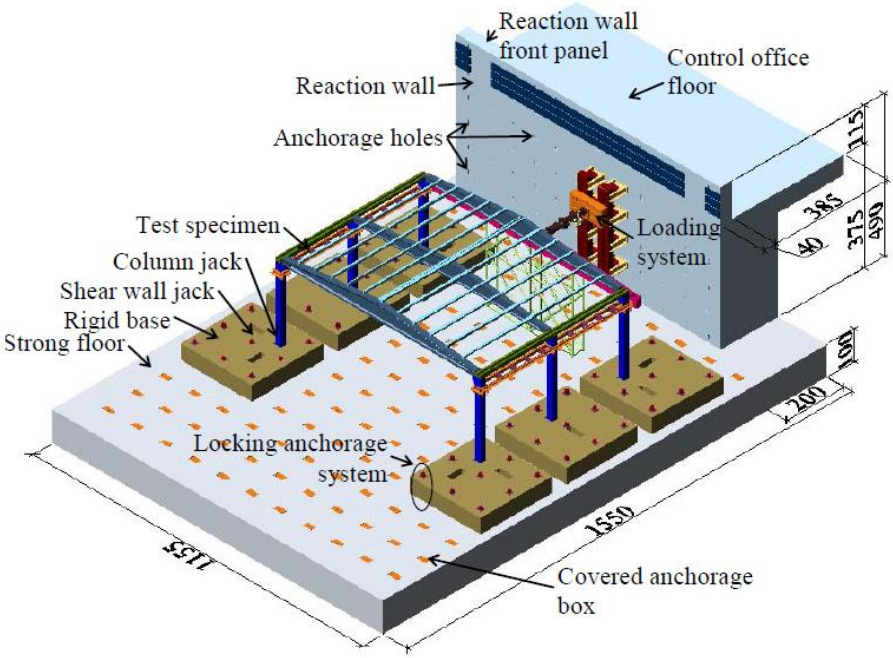


Figura 5.3.Configuración del sistema Losa – muro de reacción en Universidad Pamukkale

(Kaplan, Nohutcu, Nihat, et al., 2009)

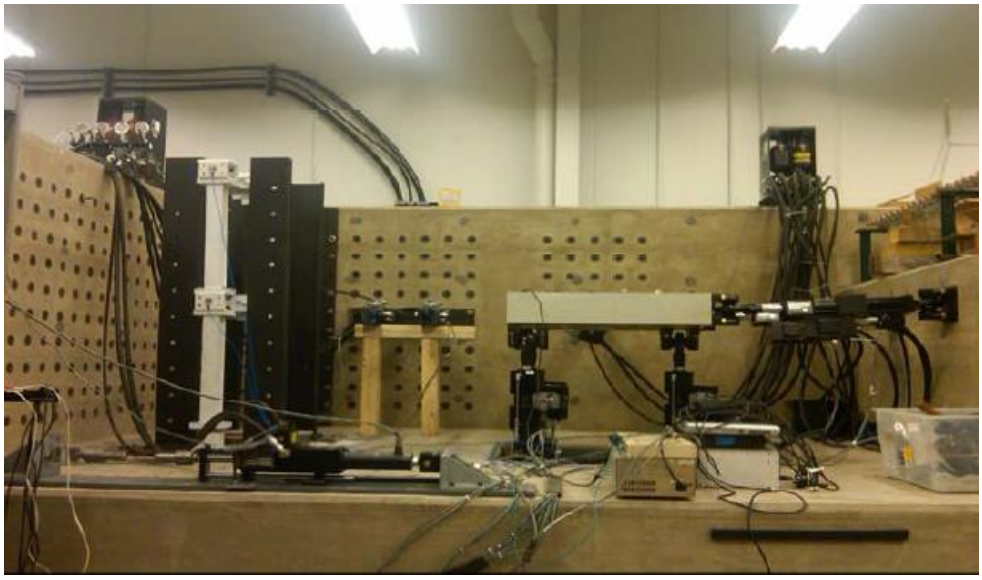


Figura 5.4. Configuración del sistema Losa - Muro de reacción en Universidad de Purdue

(Gao, 2012)

Por otra parte, en el territorio colombiano, en la última década distintas universidades e instituciones han equipado sus laboratorios de estructuras con plataformas experimentales conformados por sistemas de mesas vibratorias, marcos de reacción y muros de reacción. La Tabla 5-2 resume algunas características fundamentales de los sistemas existentes.

Tabla 5-2. Laboratorios en Colombia con plataformas experimentales basadas en sistema Losa – Muro de reacción o similares.

SISTEMAS EXISTENTES	**LOSA**	**MURO DE REACCIÓN**	**CARACTERÍSTICAS**
Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (Bogotá)	Área de 14m x 8m con un espesor de 1.20m	Se conforman dos muros, el primero de 14m de longitud y el segundo de 7 m de ancho; ambos con 1.50m de espesor y 10m de altura.	Muro en forma de L unido a Losa de reacción. Cuenta con un actuador dinámico de 100 ton de capacidad y un actuador pseudo-estático de 30 ton de capacidad.
Universidad de los Andes (Bogotá)	Área efectiva de ensayo de 450m2, con un espesor de 1.0m	Se conforman dos muros, ambos de 7m de longitud con una altura de 8m.	Muro en forma de L unido a Losa de reacción la cual se dilata del laboratorio conformando una estructura independiente. Cuenta con actuadores hidráulicos de 40ton y 60ton de capacidad.

SISTEMAS EXISTENTES	LOSA	MURO DE REACCIÓN	CARACTERÍSTICAS
Pontificia Universidad Javeriana (Bogotá)	Cuenta con un espacio 400m2 para el estudio de estructuras o elementos estructurales frente a cargas gravitacionales y sísmicas.	Se conforman dos muros con una altura de 8.5m y 1.5m de espesor que permite ejecutar ensayos bidireccionales.	Muro en forma de L unido a Losa de reacción. Posee actuadores con capacidades de 10 a 100 ton y más de 100 sensores para la instrumentación de modelos estructurales que va desde acelerómetros, deformímetros, entre otros.
Universidad del Valle (Cali)	Consiste en un marco de ensayos debidamente instrumentado conformado por una estructura metálica de 18 ton.		Permite aplicar cargas máximas de 50 ton y ensayar modelos tridimensionales de hasta 3.5m de altura por 4 m de ancho.
Universidad del Valle (Cali)	Mesa sísmica conformada por una placa de aluminio de 1.1m x 1.5m montada en cojinetes lineales Schneeberger.		El simulador sísmico se diseñó para operar en un rango de frecuencias de 0-50Hz y tener un recorrido de 18 cm con velocidades máximas de 90 cm/s
Universidad EAFIT (Medellín)	Mesa sísmica con una plataforma metálica de 36m2 de área.		Posee una capacidad de carga vertical de 70 ton y una altura libre de 9.5m. Máxima velocidad de 80cm/s y desplazamiento máximo logrado de 10cm.

Fuente (elaboración propia)



Figura 5.5. Disposición muro de reacción Pontificia Universidad Javeriana Bogotá.

Fuente (Elaboración propia)

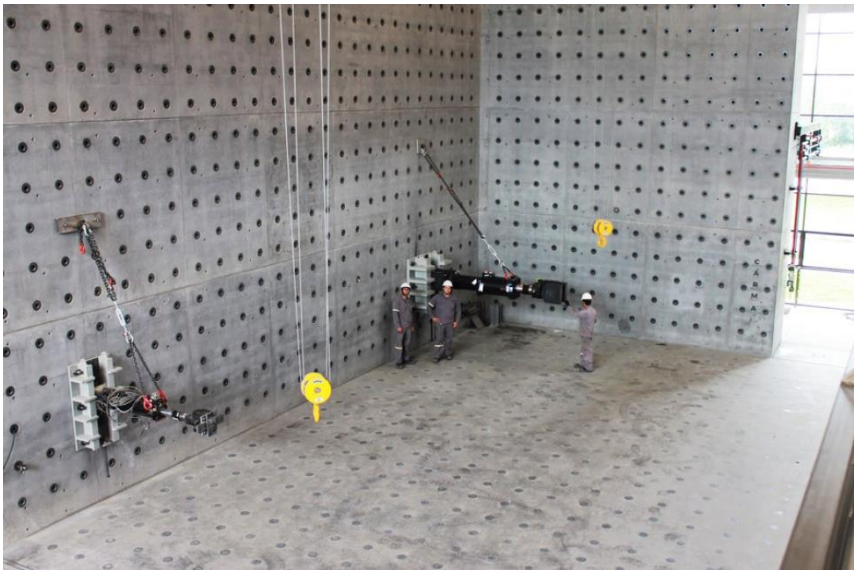


Figura 5.6. Conformación sistema Losa – Muro de reacción Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Recuperado de: https://www.escuelaing.edu.co/es/campus/servicios-laboratorios-de-estructuras-y-materiales/

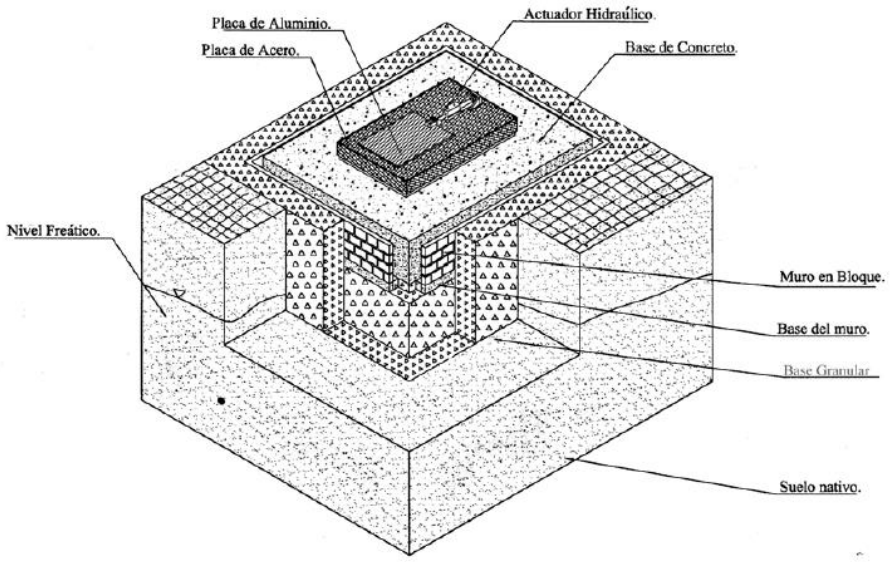


Figura 5.7. Esquema general de conformación mesa sísmica Universidad del Valle

(Vargas et al., 2000)

Toda esta infraestructura que conforma cada tipo de plataforma experimental hace parte de centros de investigación y desarrollo a nivel nacional e internacional. Si se hace énfasis localmente, el sistema de Losa-Muro de reacción de la Pontificia Universidad Javeriana Bogotá se ubica en el sótano 2 del edificio José Gabriel Maldonado S.J y constituye el Laboratorio de Modelos estructurales en donde se albergan además equipos para la ejecución de múltiples pruebas junto con zonas educativas y oficinas en una extensión de aproximadamente 400 m^2, la plataforma experimental es una parte del edificio, el cual cuenta además con laboratorios y equipamientos para los programas de ingeniería. Por otro lado, el sistema construido en la Escuela Colombiana Julio Garavito se encuentra alojado en uno de los bloques del Edificio Alejandro Sandino Pardo, el cual posee un área total de 2400 m^2 y una altura de 15m; el edificio fue concebido de forma tal que se destinaran espacios para la investigación en oficinas, salones y áreas educativas y se dispusiera un bloque independiente para la plataforma, teniendo un área y altura suficiente para evaluar edificios de hasta 3 niveles a escala real simulando cargas de viento, sismos, empujes, entre otros.

5.2.Estado del arte

En Colombia e internacionalmente, se han diseñado y construido plataformas experimentales para la ejecución de pruebas dinámicas, pseudo-dinámicas o híbridas en escala natural, las

materialidades y metodologías han diferido en función de factores como las dimensiones o la carga máxima que deben soportar.

Internacionalmente, Calvi et al. (2005) presentaron la descripción del diseño del sistema Losa-Muro de reacción para el Centro Europeo de Formación e investigación Sísmica (EUCENTRE por sus siglas en inglés), el cual consiste en un muro en forma de L unido a una losa de reacción. Esta plataforma está compuesta por bloques de concreto preesforzado que se ensamblaron para conformar el sistema y se unieron entre sí por barras de anclaje. La opción de implementar estos bloques se debió a que, realizando la evaluación entre la aplicabilidad de concreto fundido en sitio y bloques prefabricados con tensionamiento de grandes dimensiones, se encontró que el concreto fundido en sitio tiene mayor susceptibilidad a provocar deformaciones en las superficies producto de fenómenos como la retracción y temperatura, además que, en etapa constructiva la regularidad y precisión es mayor en elementos prefabricados ensamblados. Las dimensiones del sistema se escogieron de tal forma que las limitaciones de magnitudes geométricas, materiales, tecnología estructural y fuerzas aplicadas no fuesen un problema al momento de ensayar estructuras o elementos en escala natural. La Figura 5.8 a), presenta la distribución esquemática y dimensiones planteadas para la estructura.

Para la modelación, se utilizó metodología basada en elementos finitos en software comercial SAP 2000 simulando la estructura como un sólido y para la aplicación de cargas se implementó un estudio paramétrico en donde se concluyó que la prueba más crítica a la cual se podría someter el sistema consistía en la aplicación simultanea de tres fuerzas máximas de fluencia en una pared, correspondientes a tres pilas de un puente. Los esfuerzos de tensionamiento se simularon a partir de sistemas de post tensionamiento de cables denominados “Alga Cable T15 System”. En la Figura 5.8 b), se muestra la modelación tridimensional ejecutada en SAP 2000 para el diseño del sistema.

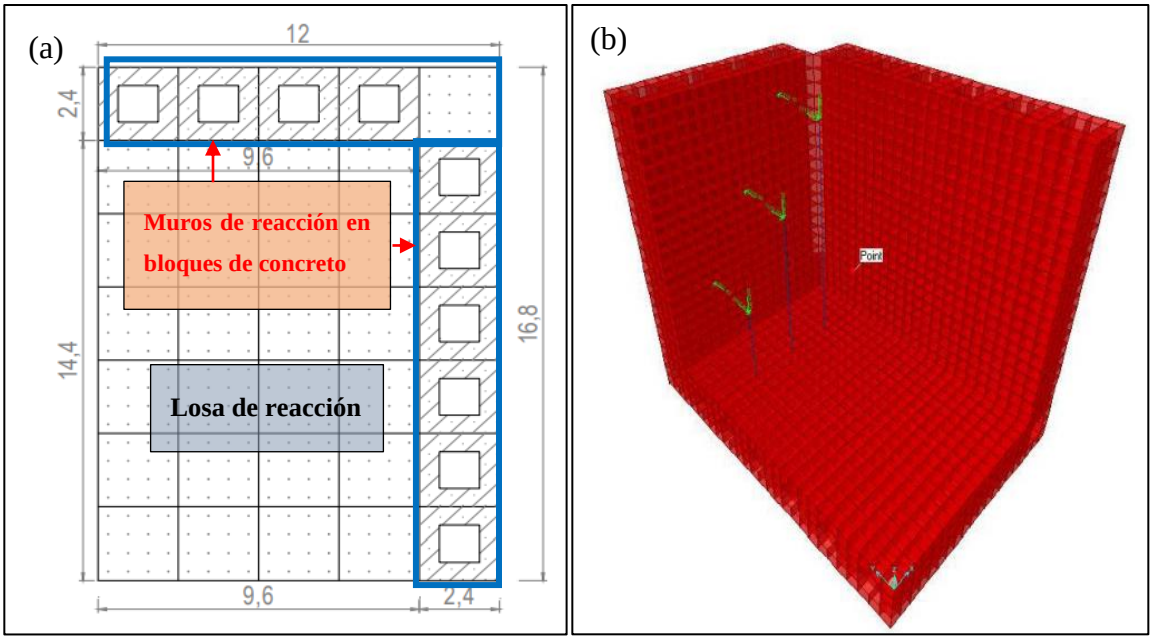
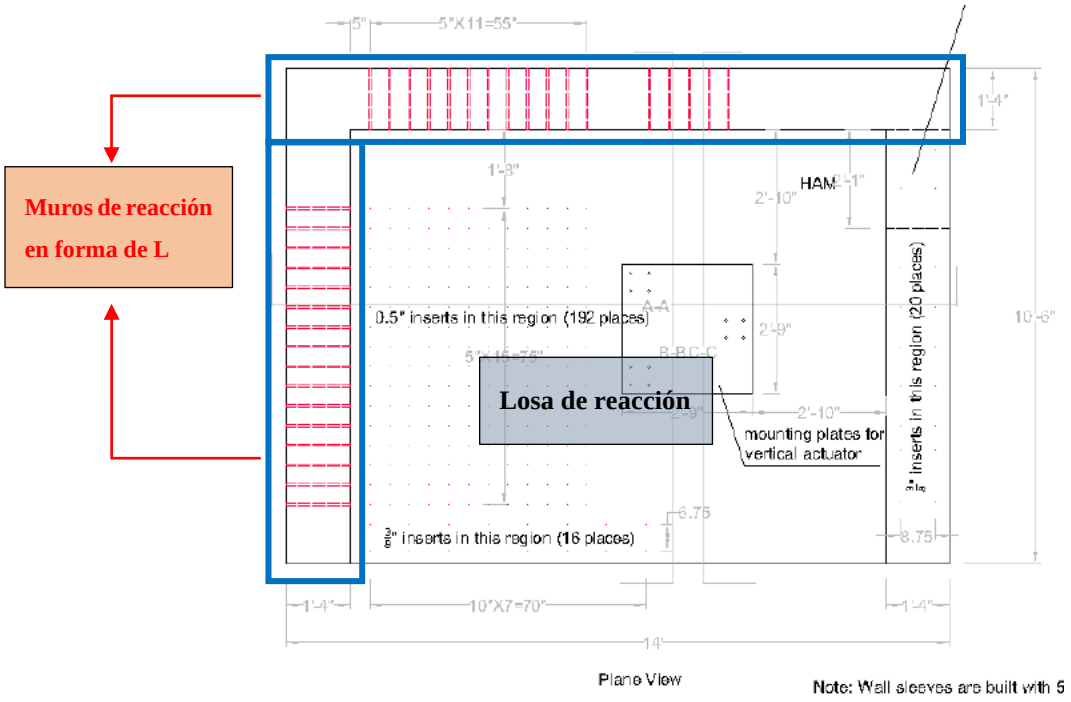


Figura 5.8. a) Configuración en planta sistema Losa-Muro de reacción EUCENTRE y b) Modelación tridimensional de sistema Losa-Muro de reacción – Aplicación de cargas máximas.

(Calvi et al., 2005)

Más adelante, Gao (2012) presentó, como parte de su disertación doctoral, el diseño de la plataforma experimental, junto con el montaje electrónico y programación de los servo-controladores para el funcionamiento de actuadores, del muro de reacción de la Universidad de Purdue. Como resultado del diseño se obtuvo una infraestructura en concreto reforzado compuesta de una losa fuerte y un muro en forma de L. Debido a la tipología de ensayos a efectuar, y para garantizar la versatilidad con una estructura reconfigurable, se fabricaron placas de interfaz de acero con rosca espaciadas a mínimo 3.2cm entre sí de manera que los actuadores pudiesen ubicarse en diferentes posiciones dependiendo de las necesidades de la prueba a ejecutar. Para su diseño se consideraron los efectos de flexión y corte generados por dos actuadores de 2.047ton funcionando en paralelo en la parte superior del muro, provocando un momento de volcamiento mayor en la estructura. La resistencia a la compresión, f'c, del concreto implementada correspondió a 28MPa con acero de refuerzo convencional de resistencia a la fluencia, fy, equivalente a 420MPa. Los espesores del sistema Losa-Muro de reacción permitieron que la máxima deflexión obtenida fuera menor a 0.25mm considerando la máxima condición de carga ejercida por los actuadores. La Figura 5.9, muestra la configuración esquemática del sistema logrado.

(a)



(b)

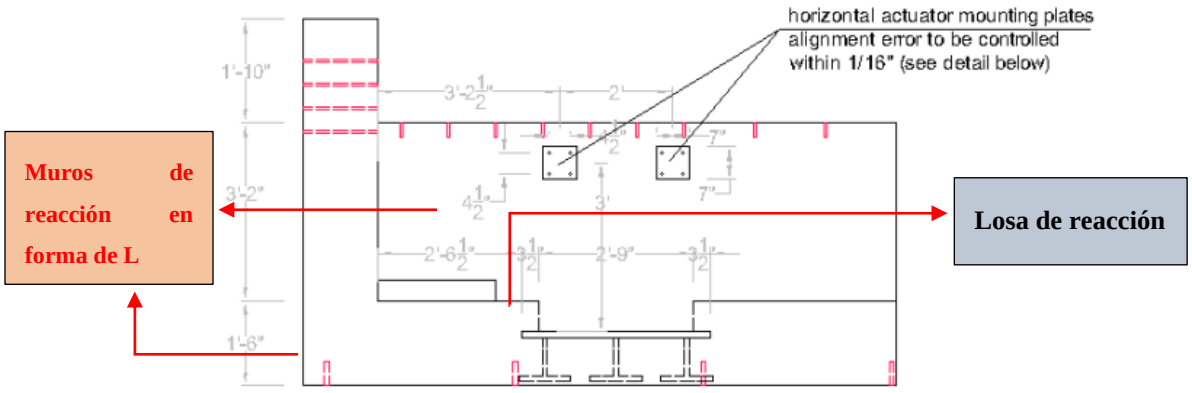


Figura 5.9. a) Vista en planta sistema losa muro de reacción Universidad de Purdue y b) Vista en alzado de sistema.

(Gao, 2012)

Por otro lado, Rai et al. (2014) presentaron la descripción del diseño de la plataforma basada en Losa-Muro de reacción para el Indian Institute of Technology Kanpur (ITT, por sus siglas en

ingles), la cual a partir de las restricciones de diseño que se tuvieron al momento de dimensional el sistema, se llegó a una configuración final de un muro en forma de L de 15m de ancho por 10m de alto en una dirección y 10m de ancho por 10m de alto en la otra, capaz de ensayar prototipos con alturas similares a edificaciones de 3 niveles; así mismo, al generar una forma de L se facilitó la carga biaxial en las probetas. La losa de reacción se conformó por una viga cajón de 3 celdas con una gran rigidez en concreto reforzado con puntos de anclaje distribuidos en un patrón de cuadrícula con espaciamiento máximo de 0.6m y para el muro de reacción se utilizó concreto postensado con el fin de disminuir las grietas por tensión. Los cables que generan el tensionamiento en el concreto se dispusieron en ductos generándose una curvatura en la parte inferior de manera que se permitió acceder a ellos desde la parte inferior del muro para poderlos tensar con equipos especializados (Figura 5.10); el nivel de post- tensionamiento logrado fue de 350ton/m^2 después de pérdidas.

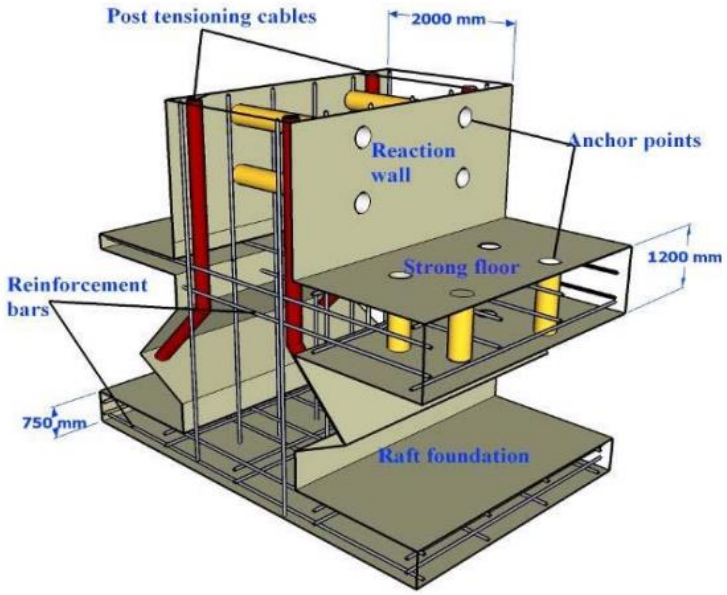


Figura 5.10. Sección transversal del muro de reacción ITT Kanpur

(Rai et al., 2014)

5.3.Marco teórico

5.3.1. Ensayos para estructuras en escala real en sistema de Losa–Muro de reacción

Para definir las necesidades y solicitaciones de carga que soportará el sistema de Losa-Muro de reacción, se deben tener en cuenta los tipos de análisis que puedan realizarse y la variabilidad de ensayos que se puedan ejecutar. Estos ensayos dependen en gran medida del tipo y sistema de carga que se aplique sobre las probetas o cuerpos de prueba, teniendo que, para la operación del sistema de Losa-Muro de Reacción podrán ejecutarse las siguientes pruebas a escala real:

- Ensayos cuasi-estáticos o ensayos estáticos-cíclicos.
- Ensayos pseudo-dinámicos o híbridos para elementos o sistemas en super estructura y subestructura.
- Ensayos de mesa vibratoria para la simulación de movimientos dinámicos en la base de elementos o sistemas estructurales.
- Ensayos para subestructuras en tiempo real.
- Ensayos de aplicación de fuerza efectiva.

A partir de lo anterior, es necesario definir o describir el fundamento teórico en el cual se basa cada uno de los ensayos y de esta forma estimar los patrones de carga que serán aplicados al sistema de Losa-Muro de reacción.

Ensayos cuasi-estáticos: Ensayos estáticos-cíclicos

Consiste en la aplicación de fuerzas o deformaciones que son preestablecidas, las cuales cambian lentamente a partir del funcionamiento de actuadores hidráulicos. Dado que se basa en un método de aplicación de carga estática, no se consideran las fuerzas inerciales internas de las estructuras, lo cual permite que los movimientos sísmicos o de terremoto de naturaleza dinámica no sean monitorizados. Este tipo de ensayo es útil para observar el comportamiento de los materiales en elementos estructurales, componentes o conexiones, cuando son sometidas a ciclos de carga y descarga (Nakashima, 2001), así mismo, permite tener un mayor margen de precisión en la capacidad de la estructura desde los ámbitos de resistencia y ductilidad.

En comparación con pruebas dinámicas, la aplicación de cargas estáticas de forma lenta y gradual permite que el ensayo pueda ser pausado para monitorear de forma más cuidadosa la

evolución del daño que se va generando progresivamente en la estructura, por lo que la caracterización de las fallas que se presenten en los cuerpos de prueba puede ser detallada con más precisión. Según lo establecido por Nakashima, (2001), la aplicación de cargas lentas (cuasi-estáticas) permite ensayar cuerpos de prueba en escala mayores, ya que el actuador puede tener capacidad de aplicación de carga superior que el actuador dinámico para la misma capacidad hidráulica, lo cual indirectamente se traduce en costos de operación. Con este tipo de ensayos, se busca estudiar el nivel de desempeño estructural de materiales como el concreto o acero, ya que permite obtener tasa de propagación de grietas, la jerarquía de colapso en una configuración de estructura y su nivel de daño, para poder catalogarlo dentro de los niveles mencionados en la literatura y normativa internacional (Jamal, 2017).

Ensayos pseudo-dinámicos (PsD)

Es una técnica experimental que permite evaluar el desempeño sísmico inelástico de modelos estructurales utilizando un medio computarizado de control, los cuales, debido a la complejidad de su configuración o de los materiales implementados para su construcción, no pueden ser ensayados con métodos tradicionales o modelizados en herramientas computacionales. El método es similar al ensayo de tipo cuasi-estático, exceptuando que, el desplazamiento o fuerza que se impone al cuerpo de prueba es determinado por un computador durante el ensayo; esta fuerza generalmente es de tipo dinámica y busca simular los movimientos de terremoto en estructuras, es ahí donde radica la principal diferencia entre las pruebas pseudo-dinámicas y los ensayos cuasi-estáticos. La respuesta computarizada del desplazamiento se obtiene de: a) las fuerzas de reacción medidas directamente de la probeta deformada, es decir, la cantidad de fuerza aplicada para producir una deformación requerida, b) las propiedades de inercia y amortiguamiento, que son preestablecidas e intrínsecas del material objeto de análisis, y c) la aplicación de un registro de terremoto que es especificado de forma numérica (Mahin & Shing, 1985).

Ensayos de mesa vibratoria

El ensayo de mesa vibratoria corresponde a la prueba más común realizada a estructuras o elementos estructurales para determinar su desempeño. El uso de la mesa vibratoria ha crecido desde 1960 y oficializándose como uno de los métodos tradicionales más estudiados y aplicados. Los efectos inerciales, debidos a la naturaleza de los terremotos, y las configuraciones estructurales de elementos están bien representadas, es decir, el ensayo de mesa vibratoria constituye una

herramienta esencial para evaluar y verificar el comportamiento dinámico de estructuras (Li et al., 2019); no obstante, los prototipos o modelos de prueba que pueden ser montados en el ensayo en muchos casos deben ser reducidos a escalas inferiores para permitir el estudio detallado de una configuración o complejidad estructural. En la actualidad, la mayoría de las mesas vibratorias solo realizan experimentos de modelos en escala menor, en los cuales existen requisitos estrictos para la condición de similitud de la dinámica del cuerpo de prueba (Mao, 2017). Sin embargo, a través del tiempo, la mesa vibratoria de simulación sísmica ha ido desarrollando la tendencia a la ejecución de pruebas en escala real, y el desarrollo de tecnología de control que permita monitorizar el comportamiento estructural en el transcurso del ensayo.

Ensayos para subestructuras en tiempo real

En un ensayo de prueba en tiempo real concebido como una extensión de las pruebas pseudo-dinámicas (PsD). Fue desarrollado inicialmente por (Takanashi & Nakashima, 1987) y (Mahin et al., 1989), y considerablemente extendido por investigadores de Joint Research Center (JRC Ispra por sus siglas en inglés) (Buchet & Pegon, 1994).

La realización de ensayos a gran escala de estructuras civiles implica costos en funcionamiento debido a la cantidad de energía que debe ser producida para generar una carga que simule un comportamiento estático, cuasi-estático o dinámico según el tipo de ensayo; así mismo, la dificultad de ejecución incrementa entre más grande sea la estructura debido a la capacidad de montaje y las labores operativas. Sin embargo, con la realización de pruebas para subestructuras se puede determinar el comportamiento sectorizado de un sistema, obteniendo la respuesta ante cargas en elementos que, acorde al funcionamiento natural de una estructura, resultan más susceptibles a presentar comportamiento no lineal, dependiente de la velocidad o comportamiento impredecible, el resto de la estructura se comporta de manera bastante predecible, por lo que puede simularse numéricamente (Raja A.M, 2009).

Según lo mencionado por Reinhorn et al. (2004) , las pruebas para subestructuras pueden ser abarcadas desde la metodología de ensayo pseudo-dinámico, así como desde los ensayos en tiempo real, en donde en lugar de operar en una escala de tiempo limitada como ocurre en (PsD), la prueba se realiza y monitoriza en el tiempo, es decir, cada ciclo de debe completarse dentro del intervalo definido para los incrementos de carga, así, esta carga y la respuesta estructural ocurren al mismo tiempo (Williams & Blakeborough, 2001). Para la simulación de movimientos sísmicos, cada ciclo

debe completarse en una escala de tiempo de unos pocos milisegundos, reduciendo la incertidumbre entre el movimiento y la respuesta, requiriendo así, que la comunicación entre los elementos de la subestructura sea lo suficientemente rápida.

Ensayo de aplicación de fuerza efectiva

El ensayo de fuerza efectiva, junto con la prueba de subestructura, constituyen los métodos de prueba en tiempo real. Este ensayo es un complemento a las problemáticas que presentan la mesa vibratoria donde los prototipos en su mayoría deben ser ensayados en escalas reducidas; y a las pruebas pseudo-dinámicas donde, por la naturaleza del ensayo dependiente de un algoritmo de control, existe un periodo de espera en los resultados que no permite simular en su totalidad los efectos dependientes de la velocidad, los cuales son significativos para estructuras de concreto y en menor medida para estructuras de acero y son fundamentales para el desempeño de dispositivos de disipación de energía, como amortiguadores, aisladores, entre otros; y, finalmente, a las limitantes que presentan las pruebas cuasi-estáticas en donde, a pesar de permitir ejecutar ensayos en grandes escalas, la naturaleza dinámica de los terremotos no se tiene en cuenta (Dimig et al., 1999; Williams & Blakeborough, 2001).

El concepto de fuerza efectiva surge a partir del desarrollo de la ecuación de movimiento en un sistema de un grado de libertad (SDOF), donde al multiplicar la masa de la estructura por la aceleración del suelo se obtiene una fuerza efectiva, la cual es aplicada a la masa en un punto de referencia fijo (Arros, 2002; Chopra, 2012). Este método permite reemplazar el modelo de una estructura sujeta en una base móvil simulada mediante mesa vibratoria, por una estructura equivalente con base fija sometida a fuerzas laterales. La equivalencia del ensayo de fuerza efectiva con respecto a una estructura sometida a un movimiento de suelo se aprecia en la Figura 5.11.

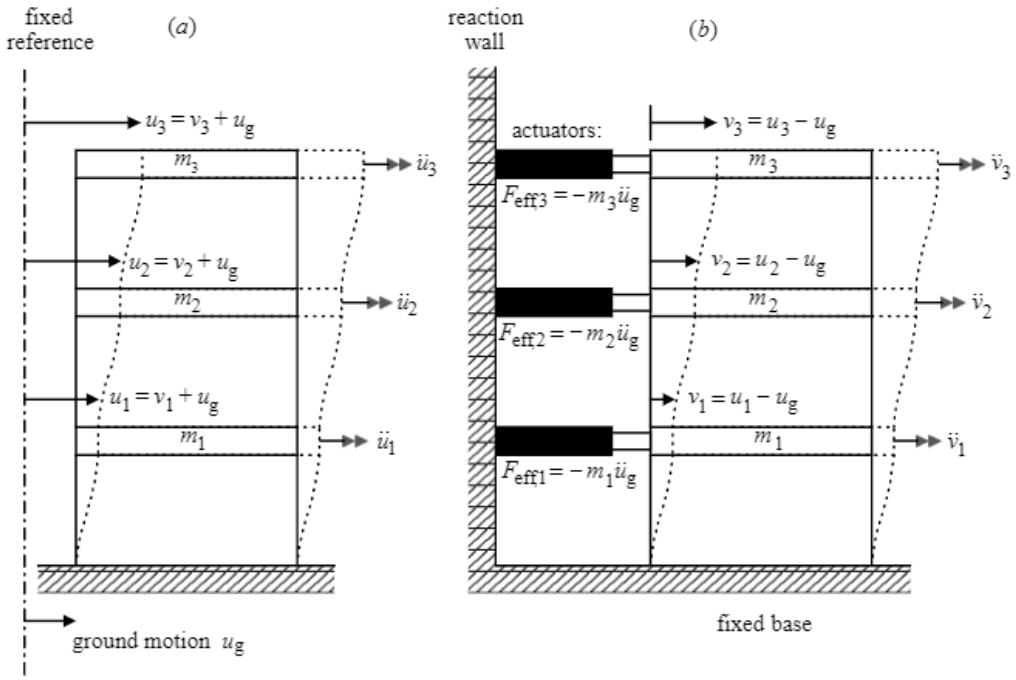


Figura 5.11. a) Prototipo de la estructura y b) montaje de ensayo en laboratorio

(Williams & Blakeborough, 2001)

5.3.2. Métodos de análisis estructural y sísmico para el sistema Losa-Muro de reacción y el Laboratorio Lambda

El diseño estructural permite generar soluciones de ingeniería que son capaces de soportar todas las cargas que le sean aplicadas sin fallar durante el periodo de servicio o la vida útil. Teniendo en cuenta que, la función principal de una estructura es la de soportar las cargas de diseño y transmitirlas a otros elementos o materiales que puedan absorber, disipar o minimizar su efecto, se debe garantizar el correcto diseño y construcción de estas, en aras de evitar fallas o consecuencias que pueden rondar los aspectos económicos, sociales, culturales, entre otros.

Para el diseño del sistema de Losa-Muro de reacción, así como para el laboratorio Lambda, se deben identificar cuáles son los métodos de análisis estructural y sísmico que son aplicables y que permitirán obtener soluciones ingenieriles apropiadas en función de la distribución espacial, el nivel de amenaza sísmica, la calidad de los materiales disponibles y los costos de operación y construcción de las obras, siempre llevando de lado la componente normativa local e internacional vigente.

Análisis estructural - Método matricial de rigidez y elementos finitos FEM

El método matricial de rigidez (MSM por sus siglas en ingles), es un método de análisis de estructuras ingenieriles. Su aplicación efectiva y generalizada está asociada con la disponibilidad de computadoras y programas informáticos efectivos, constituyendo un procedimiento fundamental de análisis estructural que implementan los software de modelación para determinar las fuerzas internas en los elementos de una estructura; así mismo, este método permite realizar análisis detallados de cualquier estructura en 2D y 3D sin importar el nivel de complejidad, teniendo en cuenta el comportamiento estructural y los patrones de carga (Karnovsky & Lebed, 2010). Mediante el MSM, se introducen conceptos como el análisis por elementos finitos (FEM), los sistemas de coordenadas locales y globales, los desplazamientos de articulaciones y grados de libertad, y los diagramas auxiliares, todos necesarios para el correcto estudio del elemento estructural.

Para el análisis estructural del sistema de Losa-Muro de reacción se deben implementar métodos matriciales para obtener las fuerzas internas a partir de las cargas actuantes provenientes de los ensayos descritos en el capítulo 5.3.1, implementando una metodología de análisis por elementos finitos, con el fin de aproximar el comportamiento a los resultados esperados. Así mismo, para el laboratorio de estructuras, el desarrollo del método matricial de rigidez supone un aspecto fundamental para la obtención de las fuerzas de diseño de cada elemento que conformará el sistema principal de resistencia.

Análisis sísmico – Método de fuerza lateral estática equivalente (FHE)

Los métodos de análisis sísmico parten del desarrollo del análisis estructural de un elemento o sistema, en donde se acoplan los movimientos sísmicos como fuerzas adicionales que generan reacciones internas sobre los nudos y elementos en general.

El procedimiento de la fuerza lateral estática equivalente corresponde a una técnica simplificada en donde se sustituye el efecto de la carga dinámica generada por un sismo esperado, por una fuerza de tipo estático distribuida lateralmente sobre una estructura para fines de diseño. La fuerza sísmica total aplicada se evalúa en dos direcciones horizontales paralelas al edificio (Figura 5.12); para el desarrollo de este método se asume que la respuesta total de la masa del edificio se encuentra en el primer modo de vibración o también llamado modo fundamental (Bourahla, 2014).

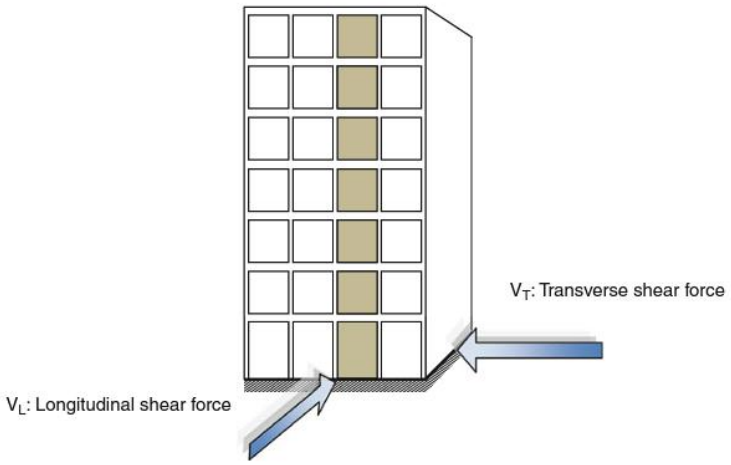


Figura 5.12. Fuerza lateral equivalente aplicada paralelamente a las direcciones ortogonales de un edificio

(Bourahla, 2014)

Desde el ámbito normativo, el método de la fuerza lateral estática equivalente constituye una de las metodologías de implementación en el territorio nacional colombiano como insumo para obtener las fuerzas laterales sísmicas y la cortante en la base total estática, que deberá soportar la estructura. La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010), en el NSR-10, presenta en su título A "Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente", la formulación de la metodología para la obtención de la cortante basal y la fuerza horizontal por nivel, la cual se aprecia en las ecuaciones (1) y (2), respectivamente.

$$Vs = S_a \cdot M \tag{1}$$

Donde S_a corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la gravedad leída en el espectro sísmico determinado para la zona de estudio en función del tipo de estructura y su altura, y M es la masa total de la edificación.

$$Fx = Cvx \cdot Vs \tag{2}$$

Donde Vs es la cortante basal total y Cvx viene dado por la ecuación (3)

$$Cvx = \frac{m_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} m_i h_i^k} \tag{3}$$

m es parte de la masa colocada en un nivel x respectivamente; h_x es la altura en metros, medida desde la base, del nivel x; k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de la edificación.

Análisis sísmico – Método dinámico elástico espectral

Al igual que la metodología estática, los métodos dinámicos parten del análisis estructural del elemento o sistema, pues se requieren propiedades intrínsecas de masa y rigidez que permiten acoplar o solucionar las ecuaciones de movimiento que describen la dinámica de estructuras.

El método dinámico elástico espectral enfocado en el análisis de espectro de respuesta o análisis modal espectral, es un método ampliamente aceptado y utilizado para el diseño de estructuras civiles, principalmente edificios. De forma conceptual, consiste en una simplificación del análisis modal con historial de respuesta o también llamado historia del tiempo, en donde no se requiere la solución de la ecuación de movimiento a través del tiempo, sino que se parte de la máxima respuesta obtenida para componentes modales, esta respuesta se mide en términos de la gravedad y permite implementar los espectros de respuesta como una manera de describir apropiadamente la amenaza sísmica (Fragiadakis, 2014).

Para comprender la metodología de análisis modal espectral, se requiere entender en que consiste el análisis modal, o también llamado método de superposición modal. Este método busca transformar un sistema totalmente acoplado de N grados de libertad pertenecientes a una estructura o sistema, en N problemas desacoplados de un solo grado de libertad (SDOF) los cuales se pueden resolver de forma individual utilizando la ecuación diferencial de movimiento y al final superponer las soluciones individuales para obtener la solución del problema inicialmente acoplado. Según Bathe (1996), desde el punto de vista informático, el número de operaciones requeridas se reduce sustancialmente cuando se prefiere la descomposición modal, lo cual implica mayor eficiencia computacional en la solución de problemas asociados a estructuras civiles.

En términos generales, la ecuación diferencial de movimiento que se resuelve para sistemas de múltiples grados de libertad viene dada por la ecuación (4).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = q(t) \tag{4}$$

Donde m, c y k corresponden a las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, mientras que $\ddot{u}$, $\dot{u}$ y u son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, los cuales están en función del tiempo. Por otro lado, $q(t)$ es el vector de cargas aplicadas en función del tiempo, que puede ser una carga de impulso, armónica o directamente una carga de terremoto. Las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez se desacoplan con el fin de obtener ecuaciones de movimiento independientes en función de la cantidad de modos de análisis y así poder resolver cada ecuación de forma individual. Cada solución genera una respuesta en el tiempo llamada también historia del tiempo o "Time-History".

Por otro lado, para la implementación de la metodología de análisis modal espectral, se desacopla el sistema de N grados de libertad en N sistemas de un grado de libertad, sin embargo, se obtiene el valor máximo de un parámetro de respuesta y no el historial completo de respuestas. Dado que cada modo correspondiente a cada grado de libertad se puede tratar como un sistema SDOF independiente, los valores máximos de respuesta de cada modo se pueden obtener de un espectro de respuesta y, posteriormente, realizar la superposición modal para obtener el comportamiento total. El método dinámico elástico espectral enfocado en análisis modal espectral, al igual que el FHE, corresponden a procedimientos normativos contenidos dentro del NSR-10 y que son validados para su implementación en estructuras civiles. De manera que deben ser aplicados para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño y fuerzas internas de los elementos que conforman el laboratorio Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana

Análisis sísmico basado en desempeño – Método estático no lineal de plastificación progresiva "Pushover"

Dentro de las metodologías de diseño de estructuras, la Agencia Federal Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) introduce a nuevo procedimiento, conocido hoy en día como Diseño basado en desempeño (FEMA 273, 2000), el cual es significativamente diferente al diseño prescriptivo enmarcado como disposiciones en los códigos y reglamentos de cada país. En prescriptivo, que es la metodología tradicional implementada, el diseñador verifica que la estructura cumple con los requisitos o exigencias establecidas en la normativa según el tipo de configuración que haya planteado, en donde se garantiza que se apliquen la rigidez y resistencia lateral mínimas a partir del nivel de amenaza sísmica y el tipo de uso de la edificación. Los elementos diseñados bajo el procedimiento prescriptivo satisfacen expectativas desde el ámbito de

servicio y resistencia última, sin embargo, no se tiene una buena comprensión del alcance de desempeño de los códigos, además que, la capacidad de la estructura no se evalúa ni se comunica como parte del proceso de diseño (FEMA P58-6, 2018). En contravía, el procedimiento basado en desempeño parte desde la definición explícita del comportamiento deseado, el cual se puede medir en rangos de funcionalidad de la estructura una vez haya ocurrido un movimiento de terremoto y todos los elementos de la edificación son diseñados para logar el nivel de desempeño objetivo, de manera que, el resultado puede o no cumplir con los requisitos prescriptivos de las normativas, pero cumple a cabalidad con los objetivos de desempeño establecidos.

El método estático de plastificación progresiva "Pushover", es una metodología implementada para la determinación del desempeño de estructuras. Su procedimiento o desarrollo, consiste en aplicar cargas de gravedad, las cuales generan una respuesta sobre la estructura y, posteriormente, después del Push gravitatorio, se aplican las cargas laterales o de sismo (Valles et al., 1996); estas cargas laterales son incrementales en la estructura, lo cual va generando un desplazamiento progresivo que produce una curva de capacidad, en donde se monitoriza la magnitud de la carga vs el desplazamiento obtenido. Dado que es un método no lineal, las propiedades de los materiales como la rigidez y resistencia se van degradando con la aplicación de cargas generándose un modelo histérico sobre la respuesta sísmica (Espinoza, 2011).

6. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS PARA DISEÑO LABORATORIO LAMBDA Y PLATAFORMA EXPERIMENTAL.

6.1.General

Este capítulo describe las diferentes alternativas que se tuvieron en cuenta para la configuración del Laboratorio Lambda y su plataforma experimental, se evaluaron diferentes criterios técnicos, económicos y funcionales en cada opción para con ello establecer sus ventajas y desventajas de acuerdo con las limitantes presentes en el proyecto. Se ejecutaron metodologías de selección multicriterio, para con ello definir porcentajes de peso o ponderación en cada parámetro a evaluar, de esta forma se obtuvieron puntajes comparables en cada alternativa y se escogió la más favorable para diseño de detalle.

6.2.Definición de las alternativas.

Para establecer las condiciones y restricciones que debe cumplir el laboratorio Lamba junto con su plataforma experimental, se realizaron diferentes acercamientos con el personal de planta física de la Pontificia Universidad Javeriana Cali, de manera que pudiese socializarse los proyectos que adelanta la institución, así como los intereses existentes en el desarrollo de esta infraestructura.

Por otro lado, se realizó un análisis de la ubicación en la Universidad, tipología de estructuras a ensayar, la instrumentación requerida para garantizar operatividad y las zonas que pueden ser destinadas a investigación y desarrollo, obteniendo unas áreas mínimas requeridas, que permiten en un conjunto, lograr el óptimo funcionamiento del proyecto.

Estas áreas se dividen como se muestra en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1. Áreas requeridas para ejecución del proyecto. Fuente: elaboración propia.

Áreas mínimas requeridas según necesidad del proyecto.	
Ítem	**Área mínima Requerida (m2)**
Espacios para realización de ensayos de estructuras (Plataforma experimental).	85
Disposición de zona multifuncional y de estudio.	45
Ubicación de cuarto de monitoreo y área para disposición de bombas.	25
Zona de almacenamiento de probetas y acceso de material.	60

Estos valores constituyen unas necesidades que las alternativas deben cubrir en su totalidad, permitiendo además de los ítems mencionados, la libre circulación de estudiantes y personal. De forma que, se plantean las opciones que se listan en los numerales 6.2.1, 6.2.2 y 6.2.3.

6.2.1. Alternativa número 1

Descripción:

Esta alternativa, así como la número 2 y 3, fueron proyectadas contiguas al existente laboratorio de materiales y mezclas de la Pontificia Universidad Javeriana Cali, el cual espacialmente se localiza donde se marca en la Figura 6.1.

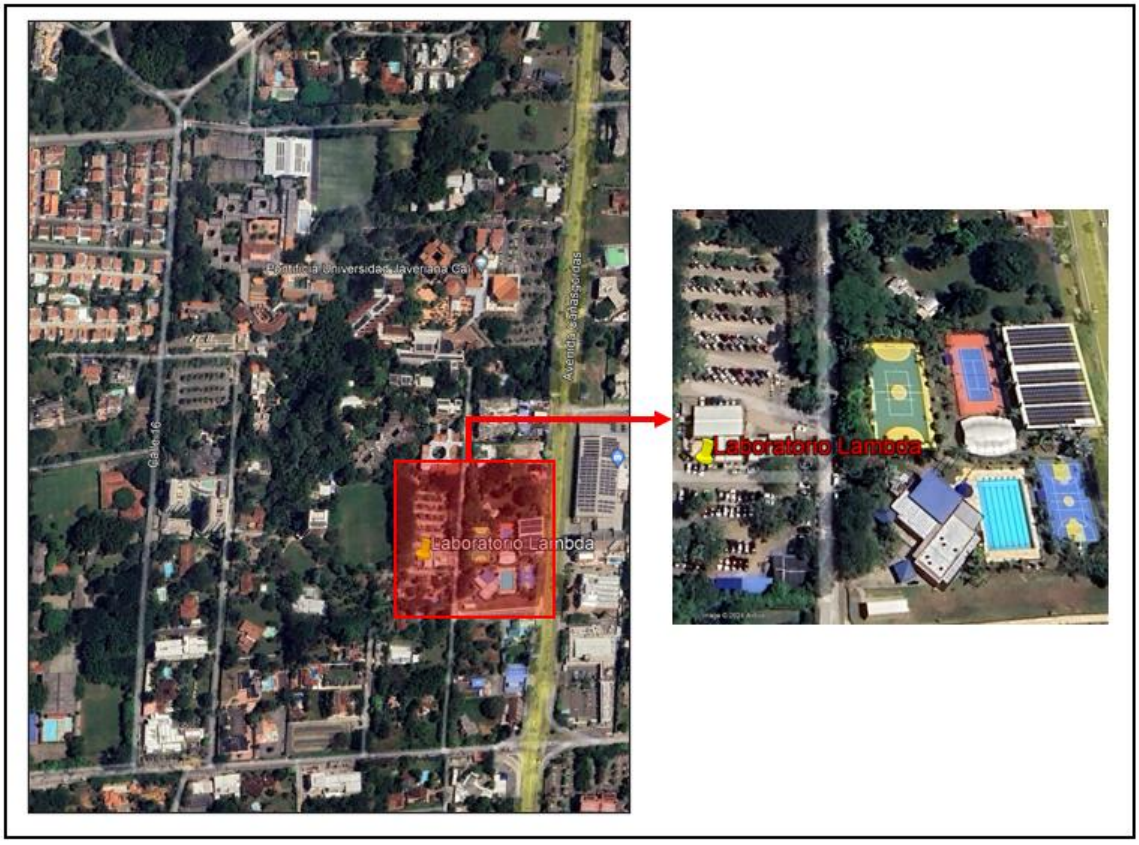


Figura 6.1. Ubicación espacial alternativa número 1, 2 y 3. Tomado de: Google Earth

Esta ubicación permite tener mayor cercanía con infraestructura ya existente que ha sido destinada para ejecución de ensayos y pruebas del programa de Ingeniería Civil de la PUJC, de manera que evita los desplazamientos y permite el aprovechamiento de zonas de acopio y almacenamiento de material.

Respecto a la alternativa 1, se reemplaza el patio de Mezclas existente, por la estructura que dará cerramiento a la plataforma experimental, construyéndose un edificio de doble altura. Así mismo, se plantea la ampliación de un segundo nivel para la zona de cuarto de mezclas asfálticas, destinada como un espacio multifuncional para uso de los estudiantes, colaboradores y terceros. Su distribución esquemática se muestra en la Figura 6.2.

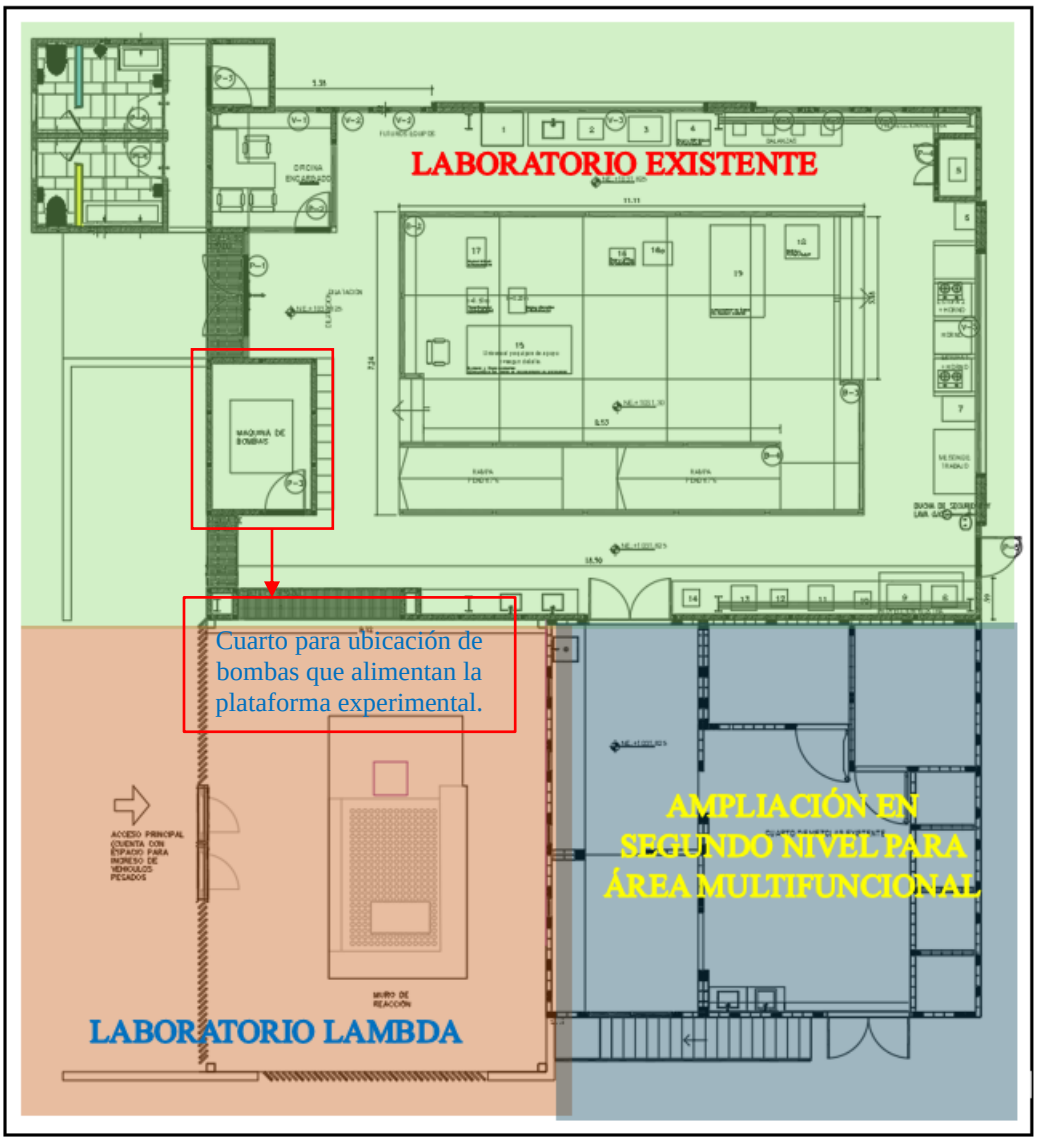


Figura 6.2. Distribución esquemática alternativa 1.

Adaptado de: Planos arquitectónicos Laboratorio de Mezclas existentes proporcionados por la PUJC.

Nótese que el espacio para el Laboratorio Lambda es limitado y posibilita la ubicación de una plataforma experimental de menor dimensión, que reduce la capacidad para ejecutar ensayos a escala real.

De esta alternativa se obtienen las siguientes ventajas y desventajas.

Ventajas:

- Se realiza construcciones y adecuaciones sobre el área existente.

Desventajas:

- Se ocupan espacios del laboratorio existente que estaban destinados a otras funcionalidades, el depósito actual pasaría a ser el cuarto para alojar las bombas que alimentan los actuadores que van sobre la plataforma experimental.
- Se deberá trasladar la zona de patio de mezclas a otro lugar donde se garantice un área similar debido a la cantidad de material y equipamiento utilizado para los 2 laboratorios. Esta área deberá ser proporcionada por la PUJC y ser cercana a la infraestructura nueva y existente.
- El área destinada para el Laboratorio Lambda permite únicamente la ubicación de la estructura principal del sistema Losa – Muro de reacción, impidiendo ser usado para otros fines, por lo que se deberá plantear utilizar otras áreas del Laboratorio existente para posibilitar el monitoreo de las pruebas a realizar en la plataforma.

6.2.2. Alternativa número 2

Descripción:

Para esta alternativa, se propuso la construcción de un nuevo bloque o módulo, con un área aproximada preliminar en planta de 205m2, el cual se dota de la estructura principal correspondiente a la plataforma experimental, así como la disposición de zonas de estudio e investigación, oficina de laboratorista, cuarto de bombas, áreas para ubicación de equipos para ensayos y zonas de almacenamiento. Su ubicación se muestra en la Figura 6.3 y la distribución esquemática de sus componentes en la Figura 6.4.

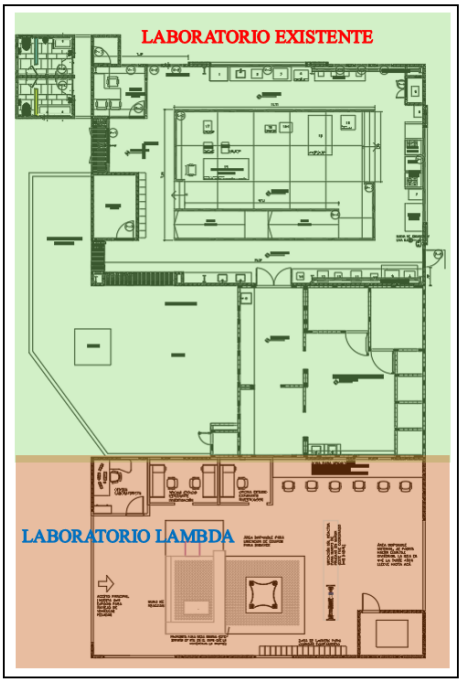


Figura 6.3. Ubicación alternativa 2.

Adaptado de: Planos arquitectónicos Laboratorio de Mezclas existentes proporcionados por la PUJC.

El laboratorio existente no presenta ninguna modificación o alteración, además que, se mantiene la zona de almacenamiento de agregados o patio de mezclas y no se requiere reubicación de elementos.

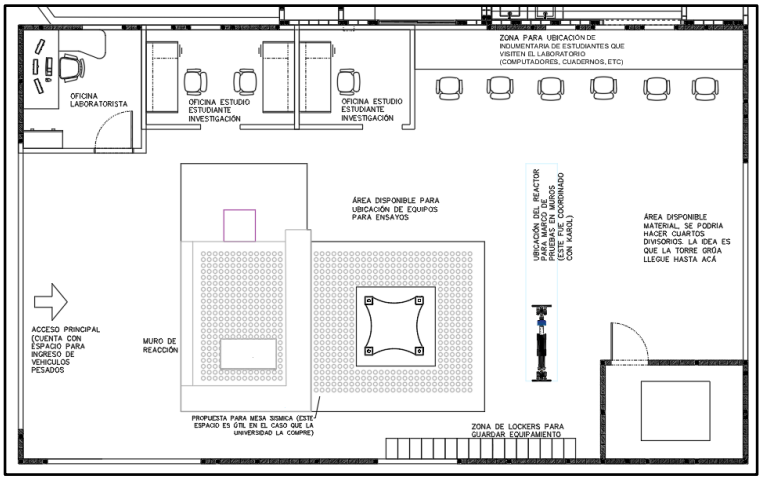


Figura 6.4. Distribución esquemática componentes alternativa 2.

Fuente (Elaboración propia)

Para esta alternativa, se encontraron las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas:

- Se garantiza una mejor distribución de los espacios al contar con una mayor área construida en planta.
- No se requiere trasladar ningún espacio del laboratorio existente a otro lugar, pues el laboratorio Lambda pasará a ser una unidad estructural independiente.
- Se permite dotar al laboratorio de espacios para oficinas y zonas de estudio para estudiantes, colaboradores y terceros.
- Se logra una mayor área para realizar ensayos.
- Se puede acoplar el cuarto de bombas y la oficina de monitoreo de ensayos como unidades internas a la estructura principal de cerramiento.

Desventajas:

- Se requiere de la disposición de espacio para la ubicación de la estructura, pues pasa a ser una unidad estructural independiente.
- Al proyectarse la zona multifuncional dentro del área del nuevo módulo, se disminuye el espacio para el almacenamiento de probetas, materiales y elementos para la realización de ensayos.

6.2.3. Alternativa número 3

Descripción:

En esta alternativa, al igual que para la número 2 se define la construcción de un nuevo bloque o módulo, con un área aproximada preliminar en planta de 240m2, en donde se ubica la plataforma y se destinan zonas para almacenamiento pesado, almacenamiento de equipos y aparatos que deban tener resguardo privado, además de la oficina o cuarto de laboratorio desde donde se monitorizan las pruebas realizadas. Las bombas necesarias para dar funcionamiento a los actuadores que ejecutan los ensayos se disponen en un sótano que queda subyacente a la losa de reacción de la plataforma experimental, de esta forma se permite su conexión directa.

Por otro lado, las zonas de estudio e investigación se ubican como una ampliación en segundo nivel del cuarto de mezclas de concreto y asfalto que hace parte del laboratorio existente. Su ubicación vista a nivel de entrepiso se muestra en la Figura 6.5.



Figura 6.5. Ubicación alternativa 3.

Adaptado de: Planos arquitectónicos Laboratorio de Mezclas existentes proporcionados por la PUJC.

La distribución esquemática del nuevo módulo, así como la ampliación para zona multifuncional, se muestra en la Figura 6.6 y Figura 6.7.

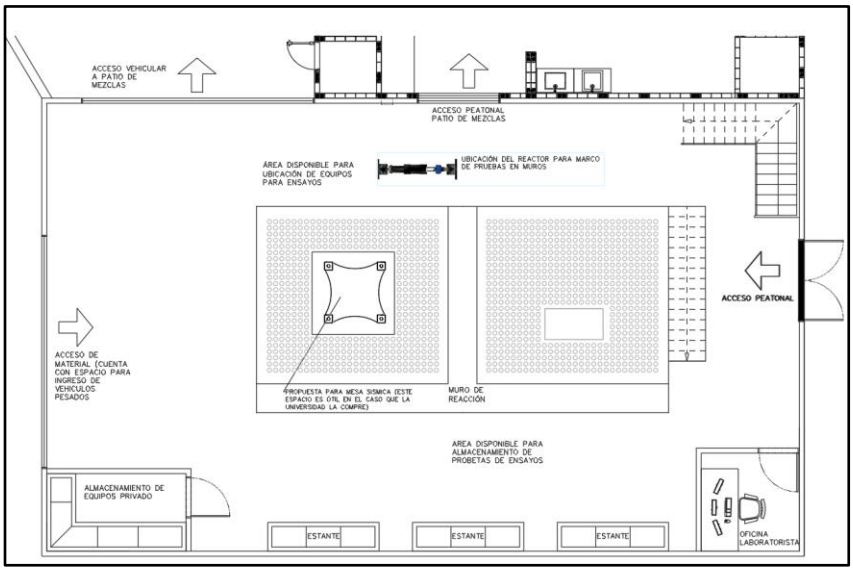


Figura 6.6. Distribución esquemática nuevo módulo, alternativa número 3.

Fuente (Elaboración propia)

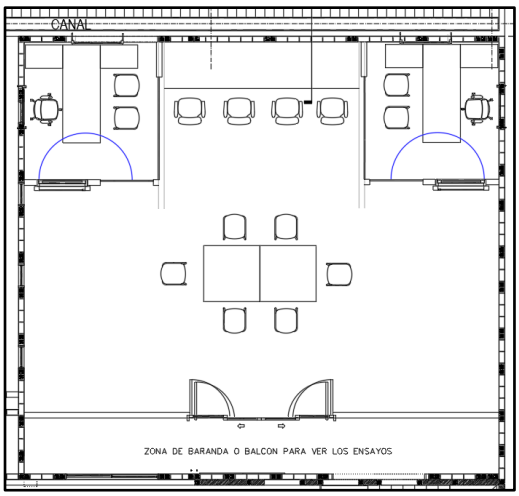


Figura 6.7. Distribución esquemática ampliación a segundo nivel, alternativa número 3.

Fuente (Elaboración propia)

Para esta alternativa, se encontraron las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas:

- Aprovechamiento del espacio para ejecución de diferentes tipos de ensayos.
- Disposición de una mayor área para almacenamiento de probetas y cuerpos de prueba fabricados a grandes escalas.
- Ubicación de la oficina del laboratorista dentro del Laboratorio Lambda.
- Doble acceso al laboratorio, se independiza el acceso peatonal del de carga pesada.
- Permite la comunicación entre el laboratorio existente con el proyectado.
- Se dispone de un espacio multifuncional independiente a la plataforma experimental, además de contar con una pasarela para visualización de los ensayos.

Desventajas:

- Se requiere del espacio para la ubicación de la estructura, pues el nuevo módulo pasaría a ser una unidad independiente.

6.3.Valoración de las alternativas.

Para realizar la valoración de alternativas, es necesario conocer si cada una de ellas satisface las necesidades que permitan garantizar un espacio adecuado de funcionamiento. Esto se realiza a

partir de las ventajas y desventajas que fueron descritas con mayor precisión en el capítulo 6.2. En la Tabla 6-2, se muestra la descripción y evaluación de necesidades.

Tabla 6-2. Valoración de alternativas según cumplimiento de necesidades.

VALORACIÓN CUALITATIVA DE ALTERNATIVAS.			
Necesidad identificada	**Cumplimiento de necesidades**		
	Alternativa 1	**Alternativa 2**	**Alternativa 3**
Espacios para realización de ensayos de estructuras.	NO CUMPLE, el área limita el número de ensayos.	CUMPLE, el área proyectada es suficiente.	CUMPLE, el área proyectada es suficiente.
Disposición de zona multifuncional y de estudio.	CUMPLE.	CUMPLE.	CUMPLE
Ubicación de cuarto de monitoreo y cuarto de bombas	NO CUMPLE, se requiere reubicar.	CUMPLE, estas zonas pueden quedar internas.	CUMPLE, estas zonas pueden quedar internas o subterráneas.
Zona de almacenamiento de probetas de ensayos y acceso de material	NO CUMPLE, no se cuenta con esta área.	NO CUMPLE, el área es insuficiente.	CUMPLE, se garantiza un espacio de almacenamiento amplio
Ubicación de equipos para funcionamiento	NO CUMPLE, El área de construcción proyectada es insuficiente.	CUMPLE, se puede garantizar funcionamiento.	CUMPLE. Se puede garantizar todo el funcionamiento.
Libre circulación de estudiantes y personal	NO CUMPLE, no se garantiza.	NO CUMPLE, se limita la libre circulación.	CUMPLE, se garantiza mejor circulación de personas.

Fuente (Elaboración propia)

Por otro lado, se realizó una comparativa de acuerdo con las áreas de intervención y afectación que conllevaría la ejecución de cada alternativa. Para ello, se tiene en cuenta en cada opción, la sumatoria de todas las áreas requeridas tanto para proyección de nuevos elementos como para aquellos elementos existentes que deben ser reubicados debido a necesidades de espacio. La Figura 6.8, Figura 6.9 y Figura 6.10 presentan esquemáticamente los espacios ocupados, así mismo en la Figura 6.11 se muestra el cuadro que confronta los datos obtenidos.

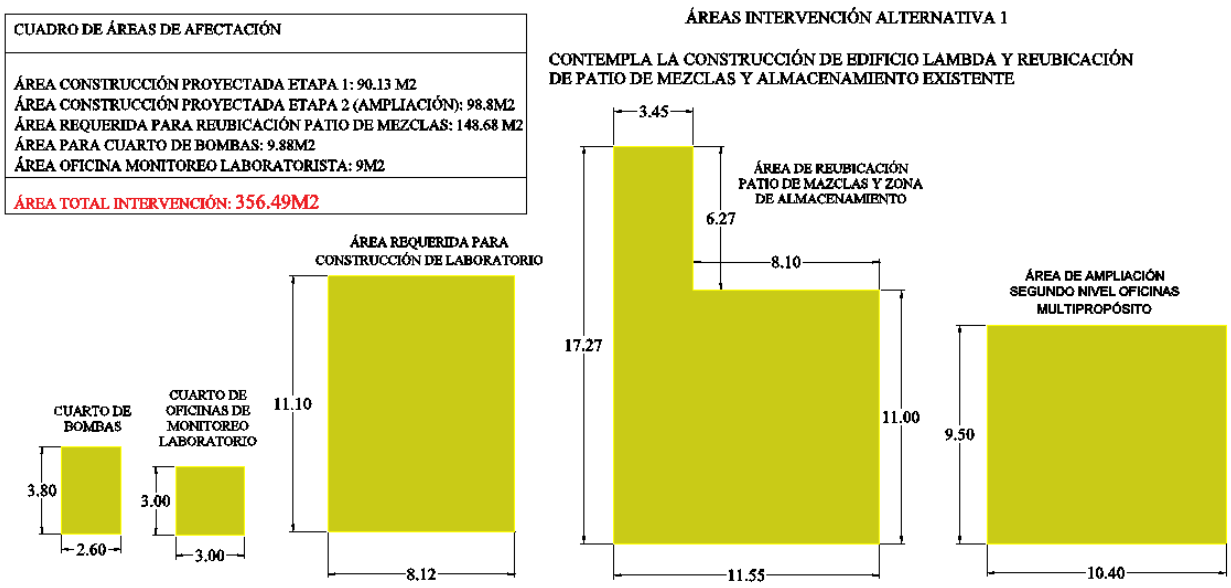


Figura 6.8. Áreas de intervención - Alternativa 1

Fuente (Elaboración propia)

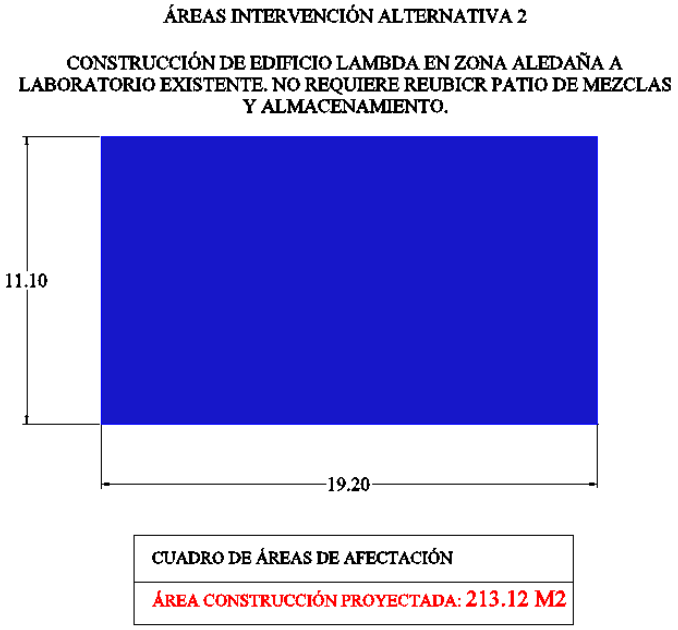


Figura 6.9. Áreas de intervención - Alternativa 2.

Fuente (Elaboración propia)

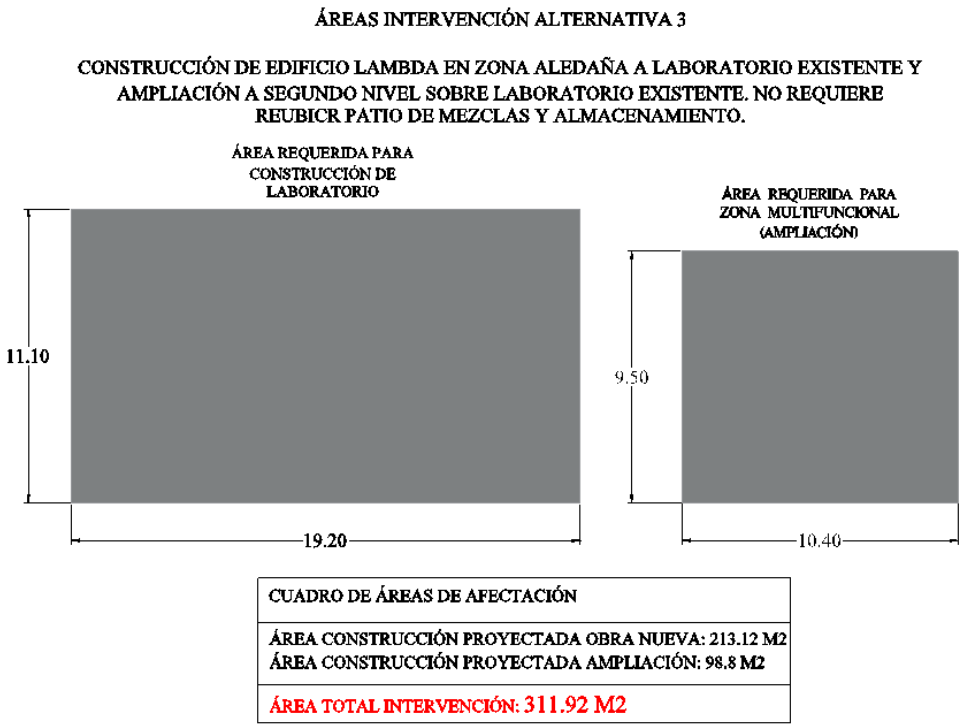


Figura 6.10. Áreas de intervención - Alternativa 3.

Fuente (Elaboración propia)

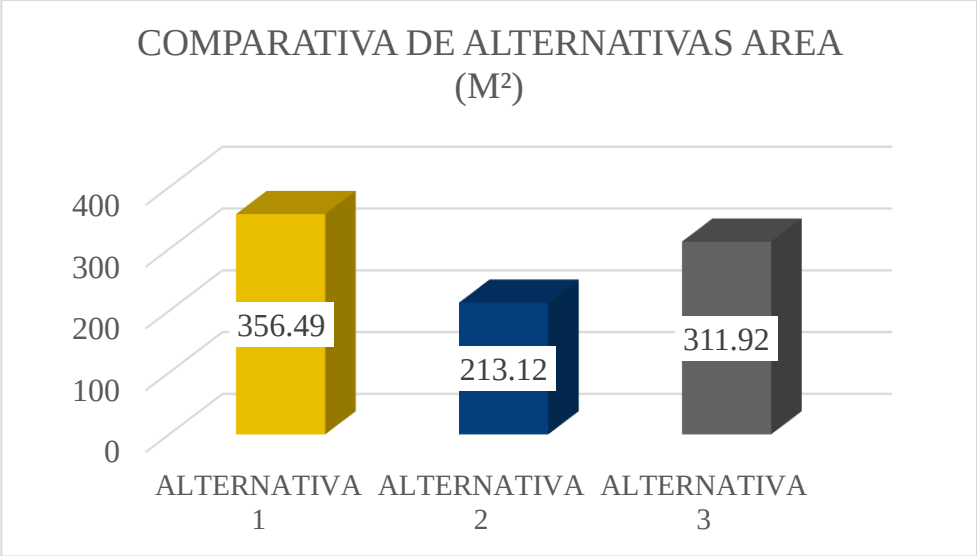


Figura 6.11. Cuadro comparativo áreas de intervención

Fuente (elaboración propia)

Pese a que la alternativa número 3, posee una mayor área de intervención que la alternativa número 2, el aprovechamiento de espacio, así como versatilidad de dotación la vuelven más favorable.

Finalmente, se realizó una valoración desde el ámbito económico a nivel de pre-dimensionamiento, con el objetivo de obtener un costo estimado de construcción y ejecución. Esta evaluación tiene en cuenta dimensiones y materiales preliminares, los cuales serán ajustados una vez se llegue al diseño de detalle de la opción que resulte seleccionada (Ver Tabla 6-3).

Tabla 6-3. Costo aproximado en millones de pesos MCTE para cada alternativa.

COSTOS APROXIMADOS DE CONSTRUCCIÓN - ETAPA PREFACTIBILIDAD			
Opción	**Costo etapa 1 (Millones MCTE)**	**Costo etapa 2 (Millones MCTE)**	**Costo total (Millones MCTE)**
Alternativa 1	556.3	195.8	752.1
Alternativa 2	815.4	292.5	1107.9
Alternativa 3	824.1	485.1	1309.2

Fuente (Elaboración propia)

La definición de las etapas de construcción para cada alternativa, se describen como sigue:

- Alternativa 1: Se conforma una primera etapa correspondiente a la construcción del Laboratorio Lambda con todos sus acabados e instalaciones; y una segunda etapa que es la ampliación para espacio multifuncional con sus acabados.
- Alternativa 2: La primera etapa consiste en construcción de la estructura del Laboratorio Lambda con su plataforma experimental, y la segunda se relaciona a los acabados, divisiones internas, instalaciones eléctricas, sanitarias y demás requeridas para finalizar el proyecto arquitectónico.
- Alternativa 3: Consta de una primera etapa en donde se ejecuta la construcción de la estructura del laboratorio Lambda y su plataforma experimental junto con su cerramiento y adecuaciones menores. Para la segunda etapa se finalizan los acabados, divisiones e instalaciones del Laboratorio y se realiza la ampliación en segundo nivel sobre laboratorio existente para dar lugar a la zona multifuncional y de estudio.

6.4. Selección alternativa

Una vez establecidos los criterios de selección basados en el cumplimiento de necesidades, áreas de intervención requeridas y costos estimados de construcción, en este capítulo se realiza la

selección de la alternativa que resulta más adecuada con base en una valoración multicriterio, en donde se otorgan pesos o valores de ponderación para cada uno, teniendo en cuenta su importancia en el desarrollo final del proyecto. Se implementa el Proceso Analítico Jerárquico (Analytic Hierarchy Process, AHP por sus siglas en inglés), que consiste en una técnica de decisión multicriterio propuesta por Saaty (1980), que combina aspectos tangibles e intangibles para obtener, en una escala de razón, las prioridades asociadas con las alternativas del problema (Yepes, 2022). Con esta alternativa, se puede medir la consistencia del decisor al emitir sus juicios y se garantiza, por ejemplo, que si A>B y B>C, no suceda que A<C.

Saaty sugiere que, la inconsistencia en la toma de decisiones sea capturada mediante un único valor denominado índice de Consistencia el cual puede ser determinado mediante la ecuación (5).

$$CI = \frac{\lambda \text{max} - \text{n}}{n - 1} \tag{5}$$

Donde CI es el índice de consistencia, λmax es el máximo autovalor obtenido de una matriz de *nxn* valores y *n* es el número de criterios a utilizar para la evaluación.

Como esta medida depende del tamaño de la matriz o número de criterios de selección, Saaty propone implementar la Razón de consistencia CR, que se obtiene dividiendo CI por su valor esperado RI, el cual es calculado a partir de un gran número de matrices recíprocas positivas de orden n generadas aleatoriamente (Yepes, 2022). Ver ecuación (6).

$$CR = \frac{CI}{RI} \tag{6}$$

El índice aleatorio RI, varía dependiendo del tamaño de la matriz y los valores obtenidos mediante el método son los que se muestran en la Tabla 6-4.

Tabla 6-4. Valores de índice Aleatorio RI para diferentes tamaños de matriz.

Tamaño matriz	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Índice aleatorio RI	0	0.58	0.9	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45	1.49

(Yepes, 2022)

Para posibilitar una consistencia adecuada en la calificación de cada uno de los criterios, (Saaty, 1980), estableció unos porcentajes máximos de razón de consistencia CR, los cuales se presentan en la Tabla 6-5.

Tabla 6-5. Máximas razones de consistencia para diferentes tamaños de matriz

Tamaño de la matriz (n)	Máxima Razón de consistencia CR
3	5%
4	9%
5 o mayor	10%

(Yepes, 2022)

Una vez se obtenga una consistencia adecuada, se debe obtener los pesos, los cuales representan la importancia relativa de cada criterio para la toma de decisiones. Para ello, el método AHP utiliza el método auto-vector principal por la derecha, basado en el teorema de Perron-Frobenius, donde se resuelve la ecuación (7).

$$A \cdot w = \lambda \max \cdot \mathrm{w} \qquad (7)$$

Donde A es la matriz de comparación de nxn criterios y w el auto-vector que muestra los pesos de cada criterio.

El vector de pesos o auto-vector, se obtiene por el método de la media geométrica por filas (Crawford & Williams, 1985), donde el peso de cada criterio se calcula como la media geométrica por filas normalizado a la suma de las medias geométricas de todas las filas.

6.4.1. Procedimiento AHP para selección de alternativas.

Definición de los criterios a utilizar para evaluación.

La Tabla 6-6 muestra la definición de cada uno de los criterios que se tienen en cuenta.

Tabla 6-6. Criterios implementados para la selección de alternativas.

CRITERIOS PARA EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS		
Número de criterio	**Definición**	**Nomenclatura**
1	Espacios para realización de ensayos de estructuras.	C1

CRITERIOS PARA EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS		
Número de criterio	**Definición**	**Nomenclatura**
2	Disposición de zona multifuncional y de estudio.	C2
3	Ubicación de cuarto de monitoreo y cuarto de bombas.	C3
4	Zona de almacenamiento de probetas de ensayos y acceso de material.	C4
5	Ubicación de equipos para funcionamiento.	C5
6	Libre circulación de estudiantes y personal.	C6
7	Área de intervención.	C7
8	Costo de construcción.	C8

Fuente (Elaboración propia)

Los criterios 1 a 6 son cualitativos, mientras que el 7 y 8 pueden ser medidos.

Calificación de los criterios.

De acuerdo con el método AHP, el evaluador debe comparar cada criterio en relación con los demás, para ello se utiliza la escala de medición que se aprecia en la Figura 6.12.

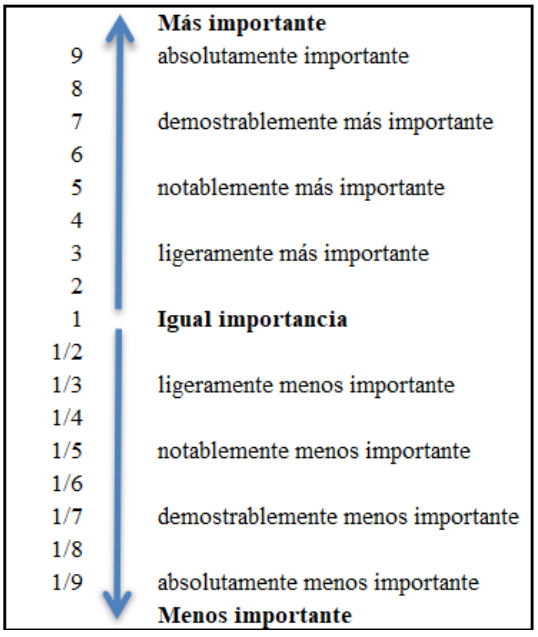


Figura 6.12. Escala de comparación metodología AHP

(Saaty, 1980)

La importancia es otorgada por el evaluador en función de si cada criterio satisface las necesidades que debe tener el proyecto para su ejecución. Los valores dispuestos se aprecian en la Tabla 6-7.

Tabla 6-7. Calificación de criterios, metodología AHP.

		1	2	3	4	5	6	7	8
	CALIFICACIÓN Y COMPARACIÓN POR CRITERIOS.								
		C1	**C2**	**C3**	**C4**	**C5**	**C6**	**C7**	**C8**
1	**C1**	1.00	7	1	6	4	5	1	7
2	**C2**	1/7	1.00	1	3	3	4	1	7
3	**C3**	1	1	1.00	3	3	4	1	7
4	**C4**	1/6	1/3	1/3	1.00	1/3	1/3	1	3
5	**C5**	1/4	1/3	1/3	3	1.00	1	1	3
6	**C6**	1/5	1/4	1/4	3	1	1.00	1	6
7	**C7**	1	1	1	1	1	1	1.00	5
8	**C8**	1/7	1/7	1/7	1/3	1/3	1/6	1/5	1.00
	SUMA	**3.90**	**11.06**	**5.06**	**20.33**	**13.67**	**16.50**	**7.20**	**39.00**

Fuente (Elaboración propia)

Se priorizó para la selección de alternativas, aquellos criterios que inciden directamente en el funcionamiento adecuado del laboratorio Lambda y su plataforma experimental, poniendo por encima la operación sobre los costos de construcción.

Obtención del índice de consistencia CI y Razón de consistencia CR.

Inicialmente, se determinan el auto-vector y autovalores a partir de la aplicación de la ecuación (7), con estos datos se determinan CI y CR y si los resultados obtenidos se encuentran dentro del rango de aceptación que define la Tabla 6-5, se considera que las calificaciones otorgadas son adecuadas.

La Tabla 6-8 muestra la obtención de los datos anteriormente mencionados.

Tabla 6-8. Determinación pesos de ponderación y autovalor máximo para obtención de CI y CR.

		1	2	3	4	5	6	7	8			
		MATRIZ NORMALIZADA								**AUTO VECTOR**	**AUTO VALORES**	
		C1	**C2**	**C3**	**C4**	**C5**	**C6**	**C7**	**C8**	**w**	**A*w**	**λ**
1	**C1**	0.26	0.63	0.20	0.30	0.29	0.30	0.14	0.18	28.7%	2.951	10.283
2	**C2**	0.04	0.09	0.20	0.15	0.22	0.24	0.14	0.18	15.7%	1.428	9.123
3	**C3**	0.26	0.09	0.20	0.15	0.22	0.24	0.14	0.18	18.4%	1.674	9.099
4	**C4**	0.04	0.03	0.07	0.05	0.02	0.02	0.14	0.08	5.6%	0.466	8.323

		1	2	3	4	5	6	7	8			
		MATRIZ NORMALIZADA								**AUTO VECTOR**	**AUTO VALORES**	
5	**C5**	0.06	0.03	0.07	0.15	0.07	0.06	0.14	0.08	8.2%	0.715	8.707
6	**C6**	0.05	0.02	0.05	0.15	0.07	0.06	0.14	0.15	8.7%	0.741	8.499
7	**C7**	0.26	0.09	0.20	0.05	0.07	0.06	0.14	0.13	12.4%	1.091	8.778
8	**C8**	0.04	0.01	0.03	0.02	0.02	0.01	0.03	0.03	2.3%	0.198	8.694
											λmax	8.938

Fuente (Elaboración propia)

Implementando las ecuaciones (5) y (6), se obtienen los valores de CI y CR que permiten definir si las calificaciones otorgadas son consistentes.

Tabla 6-9. Obtención de CI y CR a partir de calificaciones.

OBTENCIÓN ÍNDICES CI Y CR - CONSISTENCIA DE DATOS.		
Dato	**Definición**	**Valor**
n	Número de criterios	8.000
λmax	Prom λ	8.938
Índice de Consistencia CI	(λmax - n)/(n-1)	0.134
Índice aleatorio RI	Según tabla	1.410
Razón de consistencia CR (%)	CI/RI	9.51%

Fuente (Elaboración propia)

Nótese que la razón de consistencia CR del 9.51% es inferior que el límite máximo de 10%, de manera que las calificaciones otorgadas son lógicas y los pesos obtenidos en la Tabla 6-8 representan adecuadamente el problema.

Calificación de las alternativas.

Una vez determinados los pesos de cada criterio, se requiere conocer su valoración para cada alternativa. La escala de medición se define de 1 a 10, donde 10 implica que la alternativa cumple a cabalidad con el criterio y 1 cuando no se cumple. Para los criterios cuantitativos, se realiza una proporción entre la medida obtenida y la medida ideal y se lleva a la escala de medición, de manera que todos los datos puedan ser comparables.

La medida ideal para el criterio número 7 que corresponde al "Área de intervención" se toma como la menor de los datos reportados en la Figura 6.11, por otro lado, para el criterio número 8 "Costo de construcción", se establece como el menor costo de los mostrados en la Tabla 6-3.

La tabla Tabla 6-10 presenta la calificación impuesta para cada alternativa.

Tabla 6-10. Calificación de cada alternativa de acuerdo con el cumplimiento de criterios.

CALIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS			
Criterio	**Alternativa 1**	**Alternativa 2**	**Alternativa 3**
C1	1.00	10.00	10.00
C2	10.00	10.00	10.00
C3	1.00	10.00	10.00
C4	1.00	5.00	10.00
C5	1.00	8.00	10.00
C6	1.00	5.00	10.00
C7	5.97	10.00	6.83
C8	10.00	6.79	5.74

Fuente (Elaboración propia)

Selección de alternativa según porcentaje de ponderación

Finalmente, obtenidas las calificaciones y pesos de ponderación para cada criterio, es posible determinar la calificación global de cada alternativa, lo cual establece la opción ganadora y se aprecia con mayor precisión en la Tabla 6-11.

Tabla 6-11. Selección de alternativa. Fuente (Elaboración propia)

SELECCIÓN DE ALTERNATIVA SEGÚN PORCENTAJE DE PONDERACIÓN				
Criterio	**Ponderación**	**Alternativa 1**	**Alternativa 2**	**Alternativa 3**
C1	28.70%	1.00	10.00	10.00
C2	15.66%	10.00	10.00	10.00
C3	18.40%	1.00	10.00	10.00
C4	5.60%	1.00	5.00	10.00
C5	8.22%	1.00	8.00	10.00
C6	8.72%	1.00	5.00	10.00
C7	12.43%	5.97	10.00	6.83
C8	2.28%	10.00	6.79	5.74
Calificación considerando peso de ponderación			**3.232**	**9.047**	**9.509**

Los resultados obtenidos arrojan como ganadora a la alternativa número 3, de manera que será objeto de diseño en este documento.

7. DEFINICIÓN ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES PARA EL SISTEMA LOSA – MURO DE REACCIÓN

7.1.General

En este capítulo se describe el proceso de diseño de una plataforma experimental para la ejecución de pruebas estáticas y pseudo-dinámicas (PsD) en probetas de escala natural, como una componente del Laboratorio Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali. Se sustentan los aspectos relevantes para la fase de diseño, definiendo cada uno de los criterios utilizados como parámetros de entrada; se establecen los tipos y magnitud de las solicitaciones de carga en la estructura a fin de poder determinar restricciones; se efectúan análisis de rigidez de los elementos como un todo para con ello establecer las deformaciones esperadas asociadas a las cargas impuestas; se obtienen las frecuencias naturales de vibración esperadas descartando en su totalidad efectos de resonancia; se ejecutan análisis de interacción dinámica suelo estructura para contemplar la presencia de suelo circundante y así validar el comportamiento estructural; se realizan diseños para cada elemento de la plataforma teniendo en cuenta aspectos de resistencia última y servicio; y finalmente se evalúan criterios de desempeño para corroborar que el sistema es óptimo ante escenarios reales de experimentación.

7.2.Aspectos relevantes del diseño de la plataforma experimental.

El muro de reacción en unión con la losa o piso fuerte, son elementos de gran rigidez que permiten dar soporte a actuadores que se utilizan para deformar estructuras, pudiendo ejecutarse pruebas estáticas o cíclicas en probetas, no obstante, además de dichas pruebas, la fortaleza de esta plataforma consiste en la utilización de técnicas basadas en pruebas pseudo-dinámicas, en donde se puede además, simular la carga sísmica proveniente de terremotos (Calvi et al., 2005). De esta forma, se debe garantizar un desempeño adecuado del sistema Losa-Muro, en donde puedan simularse estructuras de diferentes materiales como el concreto armado, la mampostería, el acero estructural, entre otros. Para este diseño, se han contemplado los siguientes puntos que serán validados en la etapa de diseño y que constituyen las limitantes principales.

- Las dimensiones de la plataforma experimental están restringidas por el área del Laboratorio Lambda y limitan a su vez la magnitud y tipo de probetas a ensayar.

- La estructura deberá soportar la máxima carga proveniente de los actuadores que sobre ella se dispongan (los cuales son sometidos a diferentes tipos de solicitaciones estáticas, dinámicas y de terremoto), sin presentar sobreesfuerzos o agrietamientos.
- La tecnología de construcción incide en las características de rendimiento del elemento, por tal razón se debe implementar concreto reforzado de alta resistencia fundido en sitio, garantizando estándares de calidad en la fabricación e instalación. Así mismo el acero de refuerzo debe tener una resistencia adecuada, de tal forma que al actuar en conjunto generen una estructura con muy poca capacidad de deformación.
- La rigidez del muro deberá ser lo suficientemente grande como para permitir que se apliquen las fuerzas límites de los actuadores requeridas para los ensayos, induciendo deformaciones que sean insignificantes. Así mismo, la losa debe ser apropiadamente rígida para no deformarse por las fuerzas aplicadas en los muros, así como cargas gravitacionales generadas por el uso de la plataforma. En ese orden de ideas, se debe restringir el levantamiento de la estructura respecto al suelo y garantizar rigideces comparables entre muro y losa de reacción.
- La frecuencia natural del sistema deberá estar alejada de los rangos de frecuencias para los actuadores de prueba, evitando en su totalidad los fenómenos de resonancia.
- El suelo de cimentación debe tenerse en cuenta al momento de ejecutar el análisis, garantizando una adecuada interacción dinámica suelo-estructura.

7.3.Configuración estructural final

A partir de los aspectos definidos anteriormente, se establece una configuración en forma de T, en donde el muro principal tiene una longitud de 10.2m y perpendicular a él se proyecta otro de 4.3m de longitud; ambos poseen una altura libre de 4.0m, lo cual posibilita la ejecución de pruebas en estructuras o componentes de hasta 1 planta o nivel. Estos elementos se unen a una losa de reacción o piso fuerte que posee un área de 97.79m² en planta.

La plataforma experimental tiene a su vez un sótano, el cual permite el alojamiento de equipos de almacenamiento, así como las bombas necesarias para impulsar los actuadores que ejecutarán las pruebas. Este sótano se conforma de un muro perimetral de contención unido a una losa de fundación apoyada directamente sobre el terreno natural; se tiene una altura libre de 2.3m y un

acceso mediante escaleras en concreto reforzado desde el nivel N+0.00, suficientemente amplio para el ingreso de equipos y personal requerido para garantizar el funcionamiento de la estructura.

En la Figura 7.1 se evidencia la configuración final definida.

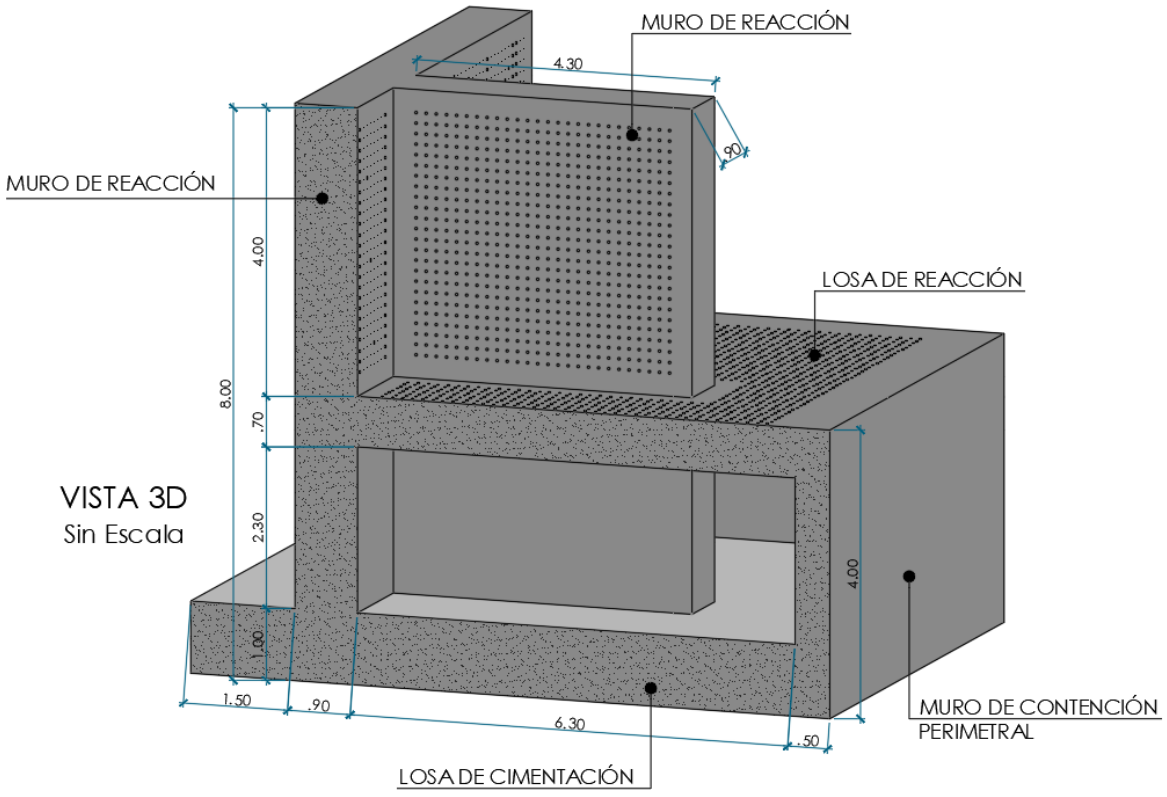


Figura 7.1. Configuración tridimensional sistema losa - muro de reacción

Fuente (Elaboración propia)

7.4.Datos de entrada para diseño.

7.4.1. Parámetros geotécnicos

En 2016, Gómez Jimenez, elaboró un informe geotécnico que tenía como finalidad la construcción de la ampliación del laboratorio de mezclas de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali, en donde se realizaron ensayos para dar las recomendaciones geotécnicas y constructivas pertinentes. Dada la cercanía del proyecto de Laboratorio Lambda, respecto a la ampliación mencionada, se consideró pertinente tomar para efectos de diseño, los datos y recomendaciones consignadas en dicho estudio.

La Tabla 7-1, muestra el resumen de los parámetros que fueron tenidos en cuenta para el diseño de la plataforma experimental.

Tabla 7-1. Parámetros geotécnicos para diseño.

Datos recopilados Estudio de suelos			
Característica	**Dato**	**Referencia Est. Suelos**	**Observación**
Peso específico húmedo del suelo γh (kN/m³)	16.1	Pág 19 de 25	Resultados obtenidos de Geogauge
Ángulo de fricción interna Φ°	18	Pág 23 de 25	Tomado de Tabla 7-1 como propiedad para determinar la capacidad portante.
Profundidad de nivel freático (m)	4	Pág 10 de 25	
Capacidad portante condición estática (kPa)	257	Pág 21 de 25	Tomado como la menor capacidad portante reportada en el estudio.
Velocidad promedio de la onda de corte Vs (m/s)	283	Pág 18 de 25	Tomado como el promedio de los primeros 30m de suelo explorado mediante LRS
Perfil sísmico de suelo	Tipo D	Pág 18 de 25	

Fuente (Gómez Jimenez, 2016)

7.4.2. Selección de la máxima carga de actuador.

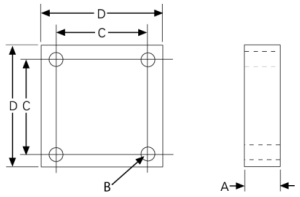
Cómo se mencionó anteriormente, la plataforma permite el montaje de actuadores de tipo dinámico los cuales son los que ejecutan los diferentes tipos de ensayos en estructuras. Para este diseño, se limitaron las cargas aplicables en el sistema, en función de las máximas probables generadas los actuadores. Actualmente, la Pontificia Universidad Javeriana Cali, cuenta con un actuador de tipo dinámico de 50kN de capacidad perteneciente a la serie 244 de MTS, específicamente la serie 244.21, que tiene un diámetro de barra de 69.9mm y un área efectiva de pistón de 25.16 cm^2 (ver Figura 7.2); respecto a su anclaje se une a plancha de acero de 187.4mm x 187.4mm y 44.4mm de espesor, tal y como se muestra en la Figura 7.3.

Actuator Specifications (Metric)

Model Number	Force Rating[1] Kn	Rod Diameter mm	Effective Piston Area cm^2
244.11	15	44.5	7.50
244.12	25	44.5	13.50
244.20	68	69.9	33.68
244.21	50	69.9	25.16
244.22	100	69.9	48.84
244.23	160	69.9	82.13
244.31	250	95.3	126.65
244.41	500	133.4	248.28
244.51	1000	152.4	487.70

Figura 7.2. Especificaciones para actuadores MTS Serie 244

Pedestal Base Specifications



Pedestal Base Specifications

Model	A		B		C		D		Weight					
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	kg	lb				
244.11	38.1	1.50	14.2	0.56	114.3	4.50	139.7	5.50	5.9	13				
244.12	38.1	1.50	14.2	0.56	114.3	4.50	139.7	5.50	5.9	13				
244.21	44.4	1.75	17.3	0.68	146.0	5.75	187.4	7.38	12.2	27				
244.20	44.4	1.75	17.3	0.68	146.0	5.75	187.4	7.38	12.2	27				
244.22	44.4	1.75	17.3	0.68	146.0	5.75	187.4	7.38	12.2	27				
244.23	44.4	1.75	17.3	0.68	146.0	5.75	187.4	7.38	12.2	27				
244.31	63.5	2.50	23.9	0.94	184.2	7.25	228.6	9.00	26.3	58				
244.41	63.5	2.50	33.3	1.31	279.4	11.00	352.6	13.88	62.1	137				
244.51	76.2	3.00	39.6	1.56	279.4	11.00	355.6	14.00	74.8	165				

Figura 7.3. Especificaciones de la placa base actuadores MTS serie 244.

Fuente (MTS System Corporation, 2013)

Nótese que el anclaje requerido para el modelo 244.21 de MTS es el equivalente para el modelo 244.23, con lo cual, no se necesita ningún arreglo para poder realizar el montaje del aparato. De esta manera, y con el objetivo de permitir una mayor amplitud en la magnitud de ensayos, se optó para este diseño, implementar un actuador modelo 244.23, con una capacidad máxima de 160kN, con lo cual, se garantiza que todos los modelos predecesores, podrán ser montados en la plataforma experimental sin complicaciones.

Selección del tipo de cargas a ejecutar

Cargas Estáticas - Actuador

Dada la característica del actuador 244.33 de MTS como un equipo para ejecución de pruebas PsD, se implementa para el diseño, cargas de origen estático y dinámico. Para el primer tipo, se trabaja con la aplicación de la máxima capacidad (160kN) como una carga puntual ubicada en diferentes zonas de la plataforma, simulando las condiciones más desfavorables en cuanto a esfuerzos y deformaciones.

Cargas Dinámicas - Actuador

Para el segundo tipo de carga de origen dinámico, se ha construido a partir del concepto de vibración mecánica que refiere al movimiento de una partícula o cuerpo alrededor de una posición de equilibrio, en donde existe una fuerza restauradora correspondiente al impulso hidráulico de la bomba del actuador, que en términos generales posibilita una vibración libre. Cuando la fuerza restauradora es proporcional al movimiento de la partícula se produce una periodicidad que se conoce también como movimiento armónico simple, representado por una función senoidal. La expresión que describe lo anterior es la que se representa en la ecuación (8) (Beer et al., 2010).

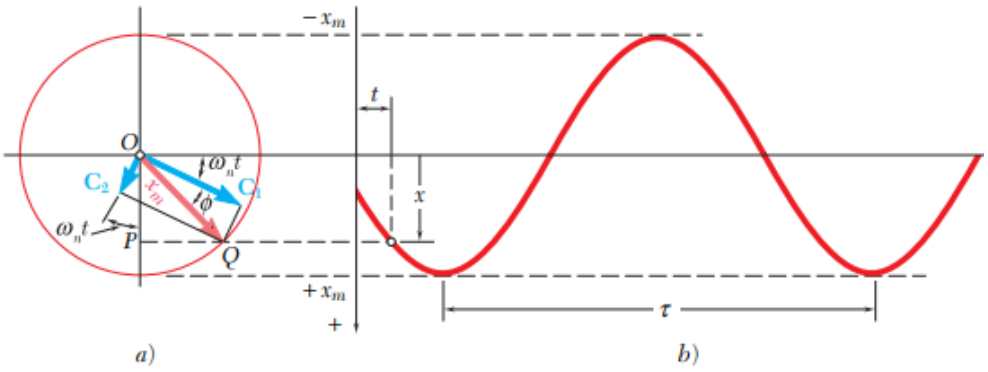


Figura 7.4. Representación curva desplazamiento tiempo - función senoidal

Fuente (Beer et al., 2010)

$$x = x_m \cdot sen(\omega_n t + \phi) \tag{8}$$

Donde x_m es la distancia que se separa la partícula desde su posición de equilibrio, ω_n es la frecuencia circular natural, t es el intervalo de tiempo y ϕ es el ángulo de fase.

Al derivar (8) respecto al tiempo, se puede obtener la velocidad de la partícula y viene dada por la expresión:

$$v = \dot{x} = x_m \cdot \omega_n \cdot cos(\omega_n t + \phi) \quad (9)$$

Así mismo, la aceleración de dicha partícula se obtiene al determinar la segunda derivada de (8) respecto al tiempo y se denota como:

$$a = \ddot{x} = -x_m \cdot \omega_n^2 \cdot sen(\omega_n t + \phi) \quad (10)$$

De (9) y (10) se obtiene que los valores máximos de aceleración y velocidad son:

$$v_m = x_m \cdot \omega_n \qquad a_m = x_m \cdot \omega_n^2 \quad (11)$$

Por otro lado, la frecuencia natural circular puede escribirse en términos de frecuencia natural de vibración como:

$$\omega_n = 2\pi \cdot f_n \quad (12)$$

Reescribiéndose (11) en términos de frecuencia natural de vibración f_n, se tiene que:

$$a_m = x_m \cdot (2\pi \cdot f_n)^2 \quad (13)$$

Una vez se obtiene f_n, es posible correlacionar la carga a imponer en la plataforma experimental respecto a una función de movimiento armónico simple, pues el actuador requiere de una frecuencia de operación como dato de entrada, la cual estará ligada al tipo de estructuras a ensayar y a la magnitud de los movimientos dinámicos de tipo sísmico, viento, entre otros, que se quiera representar.

Para este caso, se definió como frecuencia límite de operación un valor de 12.5Hz, el cual permite abarcar las frecuencias máximas típicas en terremotos. Alfaro Arias, (2001) realizó una caracterización de sismos colombianos registrados en la estación BOCO operada por el Instituyo Geofísico de la Universidad Javeriana, encontrando que, para los diferentes sistemas de fallas presentes en el territorio nacional, las máximas frecuencias se presentaron en el Sistema de fallas Atrato, con un valor tope de 8.9Hz. De manera que, la plataforma experimental podrá representar movimientos de terremoto de estas características.

Es así, como a partir de la aplicación de la segunda Ley de Newton o Ley fundamental de la dinámica, se relaciona la aceleración producida por una frecuencia de operación y un movimiento límite esperado, respecto a la máxima fuerza o capacidad del actuador tipo MTS como lo muestra la ecuación (14).

$$F = m \cdot a_m = m \cdot x_m \cdot (2\pi \cdot f_n)^2 \quad (14)$$

Siendo F, la capacidad de 160kN del actuador, x_m el máximo desplazamiento esperado en los ensayos, f_n la frecuencia de operación.

Dadas las dimensiones de la plataforma experimental, las probetas de ensayo podrán tener una dimensión que no supere la altura de los muros de 4.0m, por lo que, para la determinación del máximo desplazamiento esperado x_m, se tomó una estructura flexible como un pórtico de acero, de 2.75m de altura (como una altura estándar) y se calculó la máxima deriva de piso esperada, definida en el capítulo A.6.4 de la NSR-10 correspondiente al 1%; esta deriva se elevó a un máximo de 2%, permitiendo una mayor capacidad de deformación de la estructura para efectos de experimentación, obteniéndose al final, un valor de $x_m = 0.055m$.

De esta forma, se tiene para la ecuación (14) los datos de entrada que permiten obtener las masas límites de experimentación para la frecuencia de muestreo, en el máximo desplazamiento esperado y para la mayor carga probable aplicada. Adicionalmente, se establecieron 2 patrones más, contemplando condiciones especiales de desplazamientos, pero limitando su frecuencia de operación, tomándose para el diseño de la estructura los siguientes escenarios.

- Primer escenario – principal: Máxima carga de 160kN, aplicada a una frecuencia de operación de 12.5Hz y un desplazamiento límite de 0.055m.
- Segundo escenario – complementario: Máxima carga de 160kN, aplicada a una frecuencia de operación de 10.0Hz y un desplazamiento límite de 0.09m.
- Tercer escenario – complementario: Máxima carga de 160kN, aplicada a una frecuencia de operación de 5.0Hz y un desplazamiento límite de 0.13m.

La Figura 7.5, muestra para efectos de operación de la plataforma experimental, los valores máximos de masa que tendrán que ser contemplados en la etapa de montaje de probetas, para poder

garantizar la capacidad del actuador de 160kN, contemplando diferentes niveles de desplazamiento y frecuencias de muestreo.

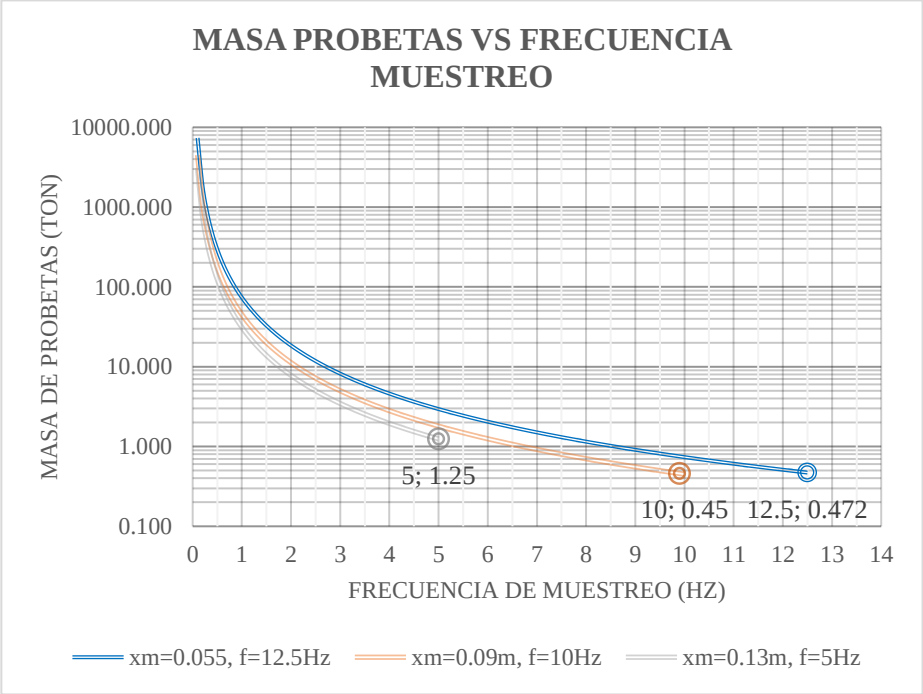


Figura 7.5. Masa de probetas a ensayar en función de frecuencia de muestreo.

Fuente (elaboración propia)

Para poder representar los escenarios definidos anteriormente en el modelo estructural que simula la plataforma experimental, se implementó la herramienta MATLAB (The MathWorks Inc., 1984); aquí, se creó un de barrido de frecuencias implementando la función $chirp$, la cual, genera muestras de una señal lineal de coseno en los momentos definidos en un arreglo de tiempo. Su sintaxis en el programa se muestra en la ecuación (15).

$$y = chirp(t, f0, t1, f1, method, phi) \tag{15}$$

Los valores de t y $t1$, se definen como el periodo de tiempo de duración de la señal, los cuales para este caso se han establecido en 120 segundos, correspondiente al tiempo probable de duración de un terremoto; $f0$ y $f1$ son los valores de frecuencia inicial y final, sobre los que se realiza el barrido; el método es lineal ya que la variación del barrido debe ser constante y phi es el ángulo de fase.

Dependiendo del escenario, la frecuencia final $f1$ se modifica, manteniendo la duración de la señal. El desfase para todos los casos es de 90° ya que se parte de la solución armónica del sistema, correspondiente a una función seno, mientras que el *chirp* representa la función coseno. Una vez obtenido el barrido de frecuencias, se efectúa el siguiente procedimiento en MATLAB para establecer la función de entrada al modelo estructural.

Paso 1: definir $t, f0, t1, f1$ a partir del escenario de evaluación. Aplicar función *chirp* implementando una frecuencia de muestreo de 125 datos por segundo.

Paso 2: Escalar la función al desplazamiento objetivo según el escenario. Derivar esta función para obtener la Velocidad del sistema, ver ecuación (9).

Paso 3: Derivar nuevamente la función obtenida en el paso 2 a fin de obtener la aceleración, ver ecuación (10).

Paso 4: Implementar la ecuación (14) para obtener la fuerza dinámica de aplicación al modelo estructural, tomando la aceleración del paso 3 y multiplicándola por la masa más crítica que garantiza la aplicación de una fuerza de 160kN a la frecuencia de estudio. Estos valores se ilustran en la Figura 7.5 para cada escenario.

Paso 5: Obtener los vectores de Fuerza vs tiempo para cada escenario.

La Figura 7.6, Figura 7.7 y Figura 7.8 muestran de forma gráfica el vector de fuerza en el tiempo de aplicación de la carga dinámica, para cada escenario contemplado.

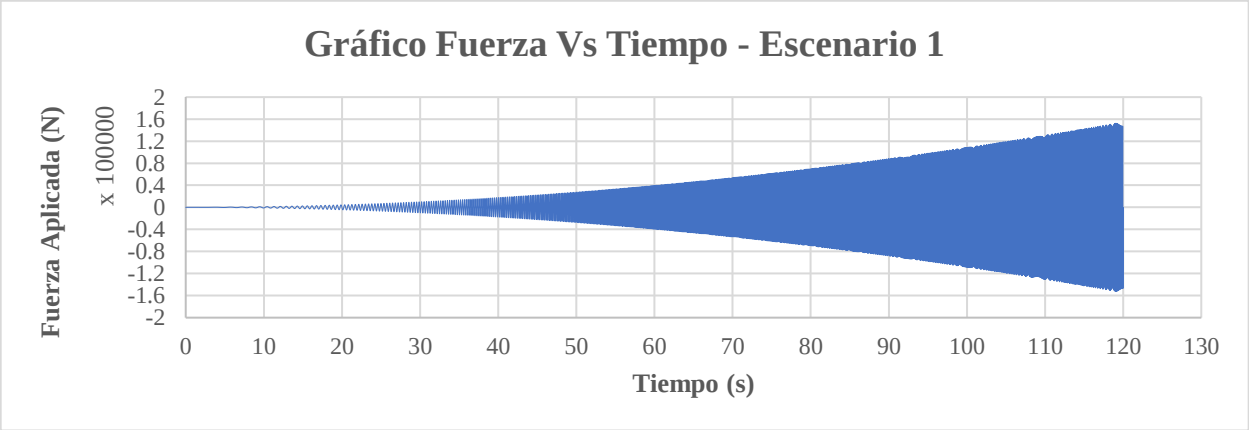


Figura 7.6. Gráfico fuerza vs tiempo - Escenario 1

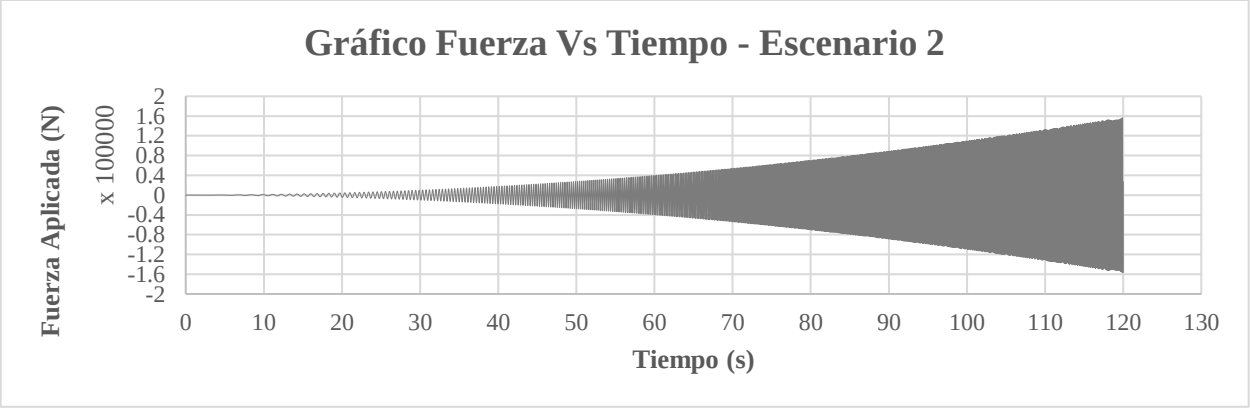


Figura 7.7. Gráfico fuerza vs tiempo - Escenario 2

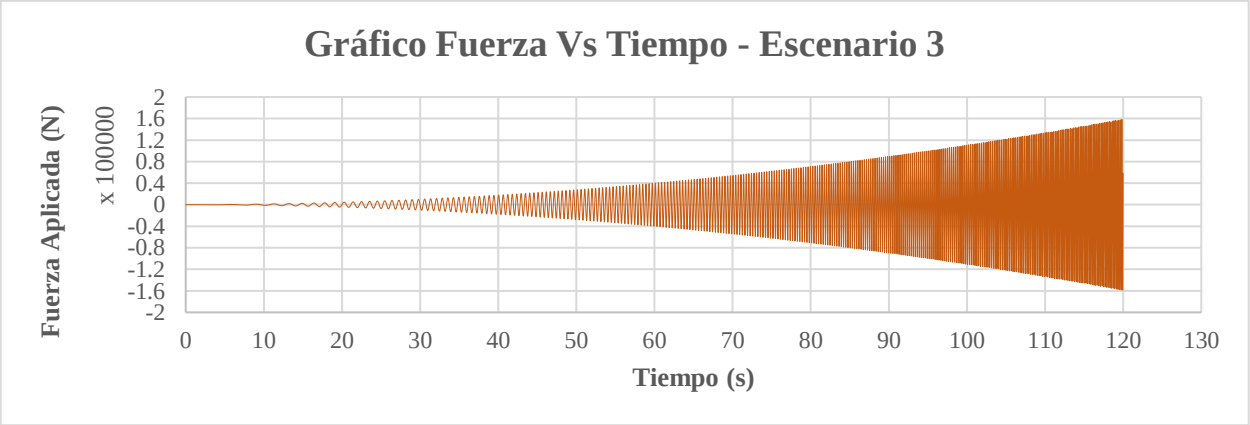


Figura 7.8. Gráfico fuerza vs tiempo - Escenario 3

Fuente (Elaboración propia)

7.4.3. Especificación de materiales.

La plataforma experimental se proyecta en concreto reforzado con las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión del concreto $f'c = 35MPa$.
- Módulo de elasticidad del concreto $Ec = 27808.58MPa$.

$$Ec = 4700 * \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{28} = 27808.58MPa \quad (16)$$

- Relación de Poisson del concreto $\nu_c = 0.2$.
- Tipo de acero: ASTM A706M corrugado.
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $fy = 420MPa$.

- Esfuerzo de rotura del acero de refuerzo $fu = 580MPa$.
- Relación de Poisson del acero de refuerzo $v_r = 0.3$.

7.4.4. Método de diseño.

Se empleó el **Método Estado Límite de Resistencia (LFRD)**, donde se consideran las últimas solicitaciones de cargas mayoradas para los elementos estructurales, y se evalúan los límites de resistencia conforme a los parámetros descritos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. De esta manera, la resistencia de diseño de la estructura debe superar los efectos de las solicitaciones mayoradas, conforme al numeral C.9.3.1. de la NSR-10.

Por otro lado, para corroborar el comportamiento ante cargas de servicio y evitar agrietamiento o fisuración de concreto se empleó el **Método del estado límite de servicio,** donde se considera una porción de la resistencia del concreto y acero de refuerzo, de manera que se trabaje en un rango elástico. De esta forma, se obtiene a partir de los momentos de servicio, los anchos de fisura provocados por la acción de cargas y se corrobora su cumplimiento conforme al título C de la NSR-10 y el ACI 224R-01.

7.4.5. Método de análisis.

Para valorar el nivel de esfuerzos y desplazamientos en la estructura, se realiza un modelo elástico con cargas estáticas y dinámicas, con apoyos que simulen la transmisión de esfuerzos desde la estructura al suelo. El modelo se construye con elementos finitos tipo Shell thick o placa gruesa, basados en la teoría de Mindlin – Reissner, (Oñate, 2013). Esta teoría toma los 3 pilares principales de la formulación de Kirchhoff, desarrollada por (Love, 1888), que mencionan que: las líneas rectas normales a la superficie permanecen rectas después de deformarse, las líneas rectas normales a la superficie permanecen normales después de deformarse y el espesor de la placa no cambia durante una deformación (Reddy, 2006); y se adiciona un cuarto supuesto que dice que: una línea recta normal al plano medio no deformado permanece recta, pero no necesariamente ortogonal al plano medio después de la deformación tal y como se aprecia en la Figura 7.9.

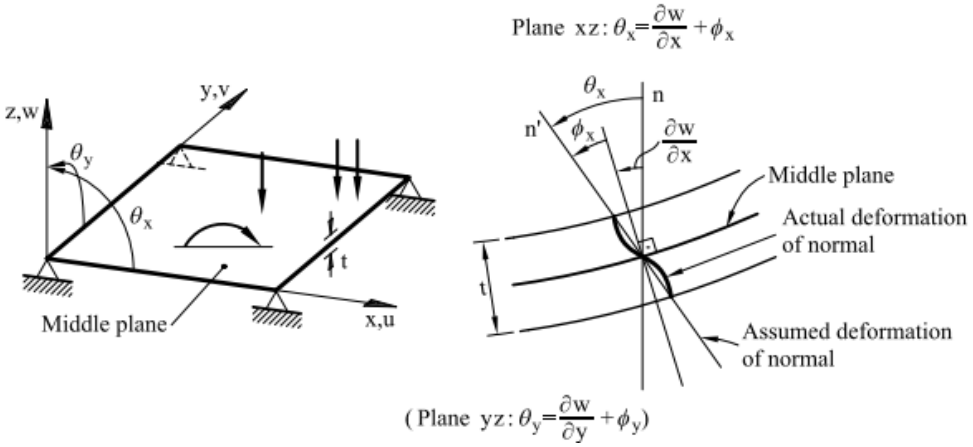


Figura 7.9. Teoría de Mindlin-Reissner. Deformación adicional en la placa.

Fuente (Reddy, 2006)

De esta forma, la teoría de Mindlin y Reissner incluye en su formulación, una deformación adicional por cortante transversal, la cual tiende a ser importante cuando el espesor de la placa tiene una relación con su longitud de 1/5 a 1/10, o en aquellos lugares de concentración de esfuerzos flexionantes que ocurren cuando hay cambios repentinos de espesor, cambio de las condiciones de soporte, presencia de aberturas o esquinas que unen dos o más elementos. En general, la formulación de placa gruesa es más precisa incluso en los casos donde se apliquen placas delgadas, pues pese a que se calcula la deformación por corte, esta tiende a ser insignificante y no genera aporte a los resultados que se obtengan (Computers and Structures Inc, 2022).

Se considera para este tipo de placa, seis grados de libertad en los extremos que conforman cada elemento de área. La malla de análisis es definida de tal manera que los elementos que la componen tengan una relación lado largo/lado corto cercana a la unidad, de manera que exista un grado de continuidad de esfuerzos aceptable.

Como resultados del análisis se obtienen:

- Reacciones en la base.
- Fuerzas de Diseño.
- Desplazamientos máximos.

7.4.6. Software de modelación

Para la representación de las condiciones que debe cumplir la estructura, se implementó el software SAP 2000 desarrollado por Computers and Structurees Inc, el cual es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. La versión de programa es 23.3.1 de tipo educativo.

7.5.Evaluación de cargas

Se tendrá para el diseño los siguientes tipos de carga:

- Cargas asociadas a la presencia de actuadores: De tipo estático y dinámico.
- Cargas debidas al uso de la estructura: Vivas y muertas.
- Cargas debidas a la interacción con el suelo: Empujes de tierras.
- Cargas generadas por el efecto inercial del sismo.

7.5.1. Cargas debidas a actuadores:

Del capítulo 7.4.2 se obtuvieron los máximos valores de carga provenientes del actuador escogido para el diseño, correspondiente al modelo 244.23 de MTS.

7.5.2. Cargas muertas generadas por el uso de la estructura (SCP):

Además del peso propio de la estructura, se contempla también para diseño, una carga de 3kN/m² aplicada en la losa de reacción y losa de fondo. Este valor corresponde al estimado de equipos fijos que pueden disponerse en la plataforma.

7.5.3. Cargas vivas generadas por el uso de la estructura (L):

En su etapa de operación, la estructura funcionará también como un almacenamiento de probetas, por lo que debe considerarse una carga que supere las mínimas definidas en la tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10 equivalente a 12kN/m², contemplando un almacenamiento de tipo pesado.

7.5.4. Sobrecargas laterales en muros de sótano (SCP):

Producto de la presencia de otras estructuras cercanas a la plataforma experimental, debe considerarse el efecto de sobrecarga que puede generarse sobre los muros que conforman el sótano. Segura Franco (2011), presentó que el valor de sobrecarga puede determinarse como lo establece la ecuación (17).

$$p' = S \cdot Ka \tag{17}$$

Donde p' es la sobrecarga generada lateralmente, S es la carga inducida por la presencia de otras estructuras cercanas por unidad de área y Ka es el coeficiente activo de empuje de tierras.

A su vez, para obtener el valor de Ka, Rankine (1857), determinó la presión activa del terreno con una superficie suelo-pared vertical como:

$$Ka = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{18}$$

Donde φ es el ángulo de fricción del suelo y viene dado como un dato de entrada del estudio de suelos.

Para este caso, se ha tomado conservadoramente una sobrecarga inducida por estructuras S equivalente a 20kN/m2.

Determinación sobrecarga lateral p'

Datos de entrada

$s := 20\ \frac{kN}{m^2}$ $\quad \phi := 18\ ° = 0.314\ rad$ $\quad 45\ ° = 0.785\ rad$

$ka := \left(\tan\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)\right)^2 = 0.528$ $\quad p := s \cdot ka = 10.557\ kPa$

La Figura 7.10, muestra la distribución de la carga lateral en los muros.

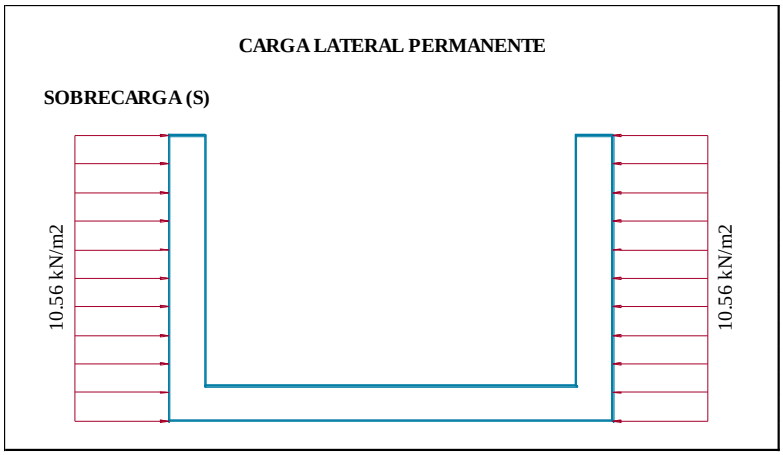


Figura 7.10. Carga lateral permanente en estructura

Fuente (Elaboración propia)

7.5.5. Presiones laterales estáticas de tierra en muros de sótano (EH)

Corresponde al efecto del suelo sobre los muros, esta carga es de tipo triangular y se calcula como sigue:

$$EH = \gamma s \cdot Ka \cdot h \tag{19}$$

Donde γs es el peso específico del suelo y h es la altura de análisis para presión de tierras, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$h = hlibre + elr \tag{20}$$

Donde $hlibre$ es la altura libre definida en el capítulo 7.3 y elr es el espesor de la losa de reacción.

Determinación empuje de tierras activo EH

Datos de entrada

$ka := 0.528$ $\quad hlibre := 2.2\ m$ $\quad elr := 0.7\ m$ $\quad \gamma s := 16.1\ \frac{kN}{m^3}$

$h := hlibre + elr = 2.9\ m$

$EH := \gamma s \cdot h \cdot ka = 24.65\ kPa$

La Figura 7.11 presenta la distribución triangular de presiones de tierra.

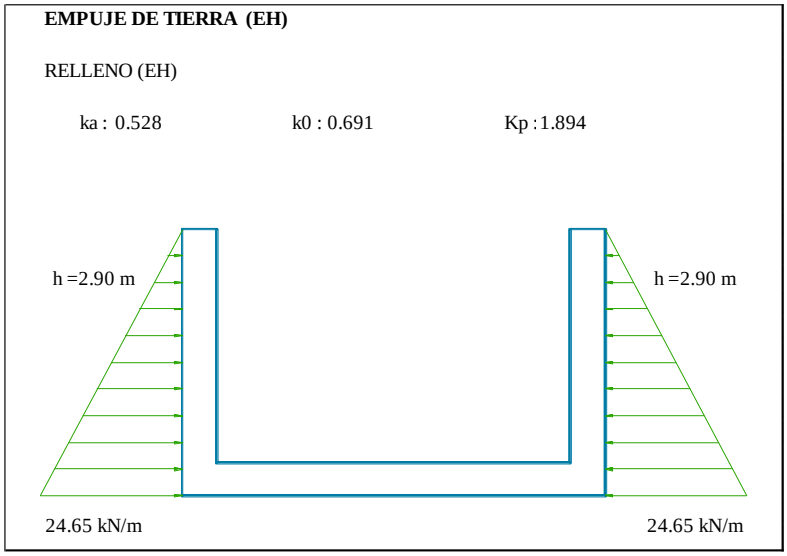


Figura 7.11. Empuje de tierras en estructura

Fuente (Elaboración propia)

7.5.6. Presiones laterales seudo-estáticas de tierra en sótanos (EQH)

Para considerar el sismo en el terreno actuando contra los muros de la estructura, Mononobe et al., (1929) y Okabe (1924) determinaron que la fuerza activa total por longitud unitaria de muro se puede calcular como:

$$Eae = \frac{1}{2}\gamma s \cdot h^2 \cdot (1 - kv) \cdot Kae \tag{21}$$

Kae se calcula como:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta)\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\psi-\beta)}{\cos(\delta+\psi+\alpha)\cos(-\beta+\alpha)}}\right)^2} \tag{22}$$

Donde

δ : Ángulo de fricción de la estructura – suelo.

α : Inclinación en la cara posterior de la estructura.

β : Inclinación de la pendiente.

ψ : Ángulo de inercia sísmico.

El valor de ψ se obtiene mediante la ecuación (23).

$$\psi = Tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) \tag{23}$$

kh es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal y kv es el coeficiente sísmico de aceleración vertical; ambos dependen de zonificación sísmica del proyecto y se determinan como:

$$kh = \frac{Aa}{2} \qquad Kv = \frac{2}{3}\cdot kh \tag{24}$$

El valor de Aa se obtiene de los mapas de riesgo sísmico que se ilustran en la figura A.2.3-2 de la NSR-10 y para el municipio de Santiago de Cali, donde se ubica el proyecto objeto de este diseño, Aa equivale a 0.25g.

Para obtener únicamente la fracción de empuje asociado al sismo, se implementa la siguiente expresión:

$$EQH = Eae - Ea \tag{25}$$

Donde Eae es la fuerza activa total y Ea es la fuerza activa estática del terreno obtenida mediante la ecuación (19).

De esta forma, la distribución en altura de la carga sísmica EQH corresponde a:

$$EQH = \gamma s * (Kae - Ka) * h * (1 - kv) \tag{26}$$

Determinación empuje de tierras seudo-estático EQH

Datos de entrada

$\delta := 0° = 0\ rad$ $\alpha := 0° = 0\ rad$ $\beta := 0° = 0\ rad$ $\phi = 0.314\ rad$ $Aa := 0.25$

Cálculos

$kh := \frac{Aa}{2} = 0.125$ $kv := \frac{2}{3}\cdot kh = 0.083$

$\psi := \operatorname{atan}\left(\frac{kh}{(1-kv)}\right) = 0.136\ rad$

$$Kae := \frac{(\cos(\phi-\psi-\alpha))^2}{\cos(\psi)\cdot(\cos(\alpha))^2\cdot\cos(\psi+\alpha+\delta)\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\psi-\beta)}{\cos(\delta+\psi+\alpha)\cdot\cos(\alpha-\beta)}}\right)^2} = 0.646$$

$$Eae := \frac{1}{2}\cdot\gamma s\cdot h^2\cdot(1-kv)\cdot Kae = 40.11\ \frac{kN}{m} \qquad Ka = 0.528$$

$$EQH := \gamma s\cdot(Kae-Ka)\cdot h\cdot(1-kv) = 5.07\ kPa$$

La Figura 7.12 muestra la distribución triangular de la fuerza sísmica obtenida tras el análisis.

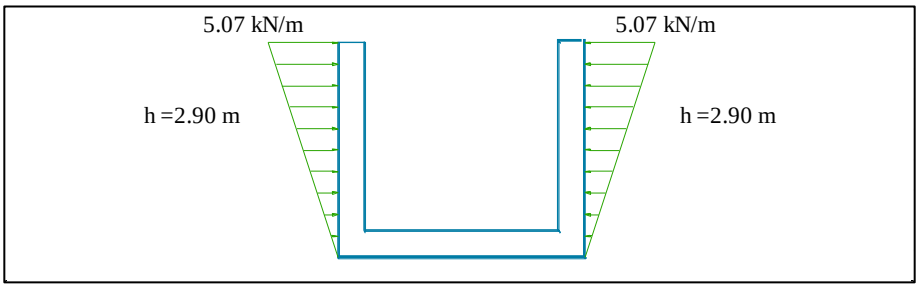


Figura 7.12. Empuje sísmico de tierras en estructura.

Fuente (Elaboración propia)

7.5.7. Presiones laterales en superestructura por efectos de sismo inercial.

Si bien para el sótano se ha considerado el sismo como una presión de tierras, es necesario que para los elementos que no están enterrados se asocie una carga inercial producto del efecto del sismo de diseño. En este caso, se ha realizado una transformación de la carga sísmica a un efecto de presión estática.

La presión inercial por aplicar en el muro de reacción se define como:

$$Pw = Sa \cdot W \tag{27}$$

Donde Sa corresponde a la aceleración obtenida de un espectro de diseño con una probabilidad del 10% de ser excedido en un periodo de 50 años y W se tomará como el peso por unidad de área perpendicular a la dirección de análisis.

Para la determinación de Sa, la Alcaldía de Santiago de Cali (2014) mediante el decreto 411.0.20.0158 del 18 de marzo de 2018 adoptó la microzonificación sísmica para la ciudad y

definió las curvas y parámetros para el diseño sismo-resistente. La forma del espectro de aceleraciones sugerida es la que se muestra en la Figura 7.13.

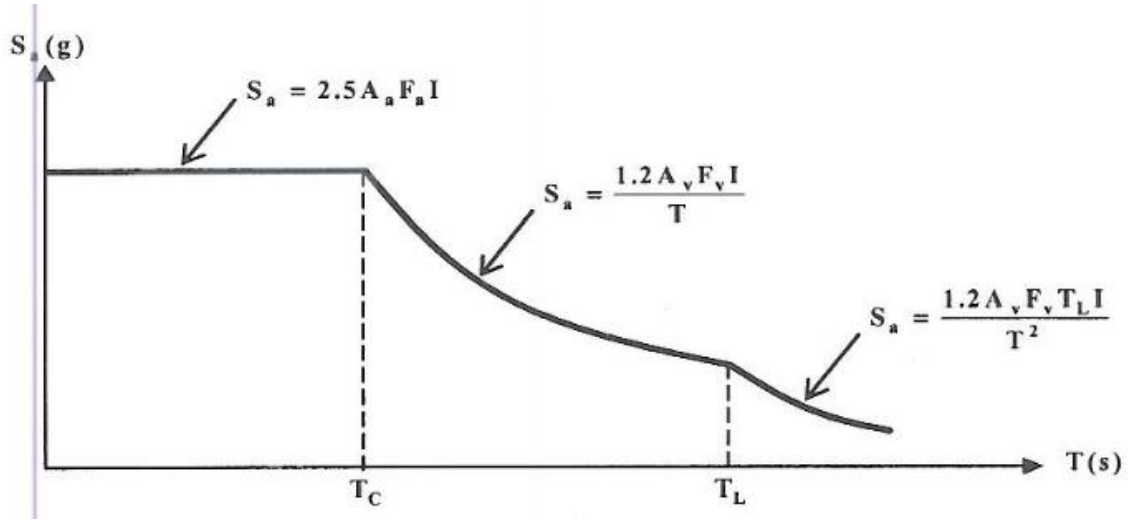


Figura 7.13. Forma del espectro de aceleraciones, microzonificación sísmica de Cali

Fuente (Alcaldía de Santiago de Cali, 2014)

Nótese que la aceleración espectral Sa depende de parámetros que representan la aceleración y velocidad pico efectivas Aa y Av; factores de sitio Fa y Fv; coeficiente de importancia I; y periodos de evaluación. Para los parámetros Aa y Av, el decreto establece para la ciudad los valores de 0.25g y 0.25g respectivamente, los factores de sitio Fa y Fv se obtienen del mapa de microzonificación y dependen de la ubicación del proyecto, en este caso el Laboratorio Lambda se encuentra en la microzona 4E "Abanico de Pance", la cual se caracteriza por la presencia de capas pequeñas de materiales limosos suprayaciendo a estrados duros de gravas y cantos medianamente compactos con periodos fundamentales de vibración de suelo de 0.5seg a 1.0seg (Alcaldía de Santiago de Cali, 2014), los valores asignados son 0.99 y 1.81 respectivamente. El coeficiente de importancia I depende del uso de la estructura y está definido en el capítulo A.2.5 de la NSR-10, donde para uso institucional como escuelas, colegios y centros de enseñanza, se otorga un valor de 1.25 correspondiente a un grupo 3 "Edificaciones de atención a la comunidad". Finalmente, los periodos Tc y T_L están determinados según la microzona y corresponden para el proyecto a 0.95seg y 3seg respectivamente.

La construcción del espectro de aceleraciones para este proyecto se muestra en la

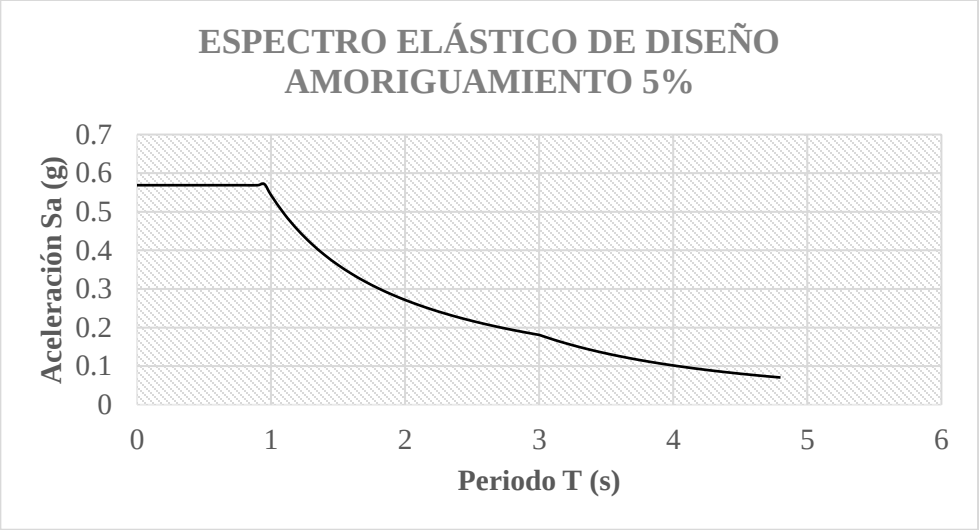


Figura 7.14. Espectro elástico de amortiguamiento - Microzona 4E

Fuente (Elaboración propia)

Del capítulo 7.8, se obtiene que el periodo fundamental de vibración para la plataforma se encuentra en la región de periodos cortos Tc del espectro, por lo que la aceleración espectral máxima será:

$$Sa = 2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I = 0.7109g \tag{28}$$

Al aplicar la ecuación (27), se obtiene la siguiente presión inercial:

$$Pw = 0.7109g \cdot \frac{24kN}{m^3} \cdot 0.9m = \frac{15.36kN}{m^2} \tag{29}$$

Esta se asigna en el modelo estructural como una presión lateral en el muro de reacción.

7.6.Asignación de cargas en modelo estructural

7.6.1. Cargas debidas a actuadores

A partir de iteraciones realizadas en el modelo, se determinaron 3 posiciones de carga que producen los escenarios más desfavorables en cuanto a esfuerzos máximos y deformaciones.

Posición de carga 1:

Cargas impuestas en la parte más alta de la estructura, de manera que se genere el mayor momento flector debido al brazo o palanca de la fuerza. Se contempla la acción conjunta de 2 actuadores tipo 244.31 de MTS en cada muro, ver Figura 7.15.

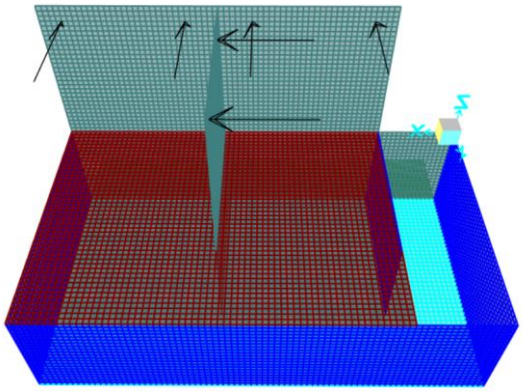


Figura 7.15. Posicionamiento de cargas de actuador - número 1

Fuente (Elaboración propia)

Posición de carga 2:

Cargas impuestas en la parte más alta de la estructura y en cada extremo, produciendo la mayor deformación asociada a la falta de apoyo del elemento, ver Figura 7.16.

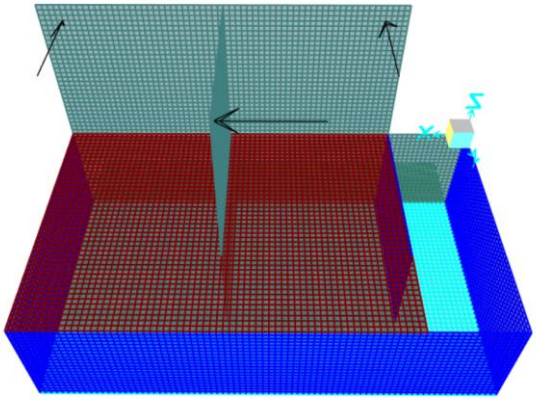


Figura 7.16. Posicionamiento de cargas de actuador - número 2

Fuente (Elaboración propia)

Posición de carga 3:

Cargas impuestas en la parte más baja de la estructura, a manera de obtener los esfuerzos máximos generados en la unión de los muros con la losa de reacción. Se contempla también la acción conjunta de 2 actuadores tipo 244.23 de MTS en cada muro, ver Figura 7.17.

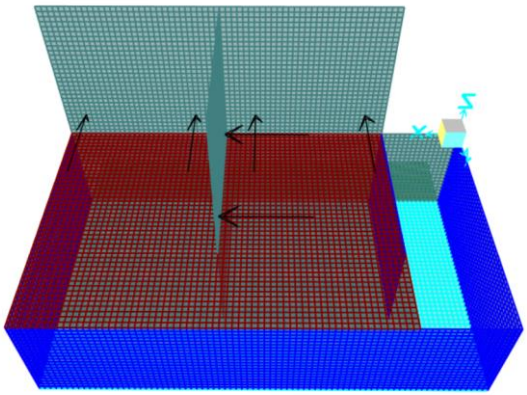


Figura 7.17. Posicionamiento de cargas de actuador - número 3

Fuente (Elaboración propia)

A partir de estas posiciones, se crearon a su vez 3 tipos de protocolos de carga, correspondientes a protocolos estáticos, protocolos dinámicos en estado de fase y protocolos dinámicos en desfase.

Protocolos estáticos:

- Protocolo estático 1: Cargas puntuales de 160kN por actuador en posición 1.
- Protocolo estático 2: Cargas puntuales de 160kN por actuador en posición 2.
- Protocolo estático 3: Cargas puntuales de 160kN por actuador en posición 3.

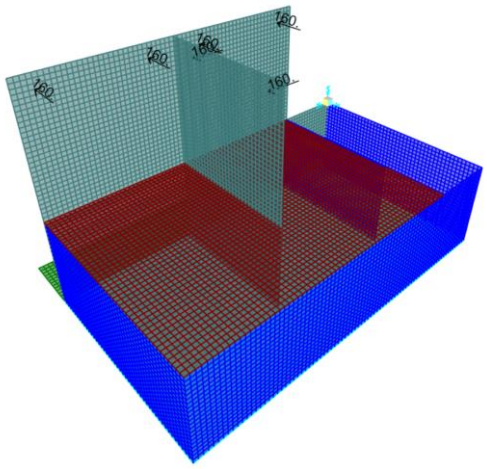


Figura 7.18. Asignación protocolo 1 carga estática.

Fuente (Elaboración propia)

Protocolos dinámicos en fase:

Para la aplicación de este tipo de protocolos, se tomaron los vectores de fuerza vs tiempo obtenidos en el capítulo 7.4.2 para las diferentes frecuencias de trabajo y desplazamiento y se introdujeron en el software de modelación como funciones de tipo “Time History”, tal y como se muestra en la Figura 7.19.

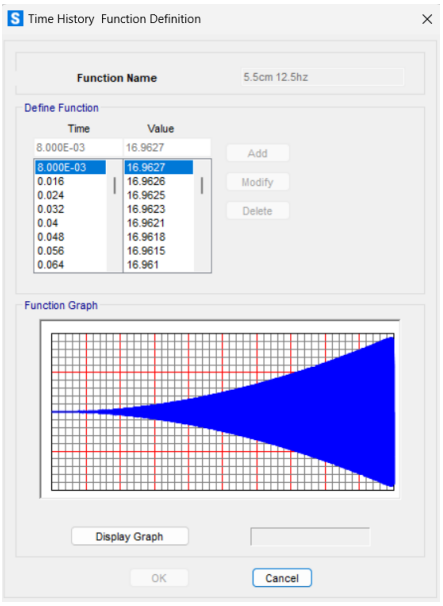


Figura 7.19. Funcion "Time History" en SAP 2000. Escenario de carga dinámica 12.5Hz de frecuencia y desplazamiento máximo 0.055m.

Fuente (Elaboración propia)

Así mismo, como las posiciones de carga contemplan la acción de dos actuadores por muro, se determina para este tipo de protocolos un comportamiento en fase, es decir, ambos actuadores se mueven en la misma dirección en el mismo instante de tiempo.

El listado de protocolos dinámicos se detalla a continuación:

- Protocolo dinámico 1: Carga asociada a cada función de "Time History" para las 3 frecuencias de estudio (12.5Hz, 10Hz y 5Hz), en la posición 1 – estado de fase.
- Protocolo dinámico 2: Carga asociada a cada función de "Time History" para las 3 frecuencias de estudio (12.5Hz, 10Hz y 5Hz), en la posición 2 – estado de fase.
- Protocolo dinámico 3: Carga asociada a cada función de "Time History" para las 3 frecuencias de estudio (12.5Hz, 10Hz y 5Hz), en la posición 3 – estado de fase.

Protocolos dinámicos en desfase:

Al igual que para los protocolos en fase, se toman los vectores de fuerza vs tiempo del capítulo 7.4.2 y se mantienen las funciones tipo "Time History". El comportamiento en este caso es en desfase, contemplando que el par de actuadores se mueven en direcciones opuestas en el mismo instante de tiempo.

Los desfases se realizan a partir de las posiciones de carga mostrados en la Figura 7.15, Figura 7.16 y Figura 7.17, y se tiene en cuenta que cada tipo de desfase debe ser aplicado para las 3 frecuencias de estudio determinadas con anterioridad.

La Figura 7.20, muestra la definición de nomenclatura de actuadores para su respectivo desfase a partir de la posición de carga número 1.

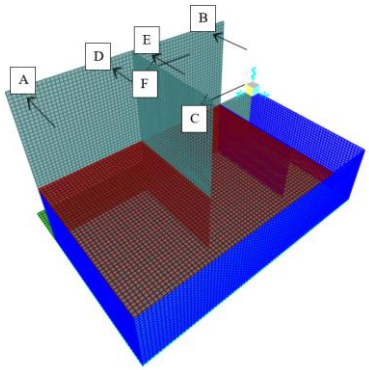


Figura 7.20. Nomenclatura de actuadores para definición protocolos en desfase respecto a posición de carga 1

Fuente (Elaboración propia)

- Protocolo dinámico 4.1: A, B y C en desfase; D, E, F en fase.
- Protocolo dinámico 4.2: D, E, F en desfase; A, B y C en fase.
- Protocolo dinámico 4.3: A, D, F, C en desfase; E y B en fase.
- Protocolo dinámico 4.4: E, B, F, C en desfase; A y D en fase.
- Protocolo dinámico 4.5: A, D, E, B en desfase; F y C en fase.

Por otro lado, en la Figura 7.21, se realizan los desfases a partir de la posición de carga número 2.

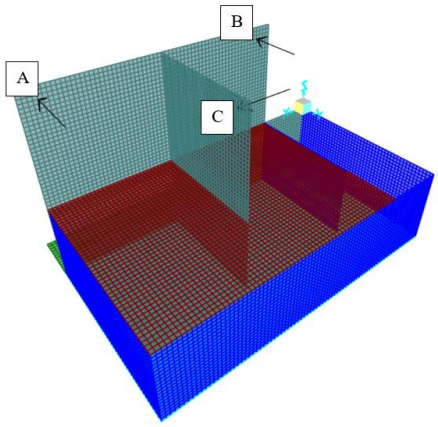


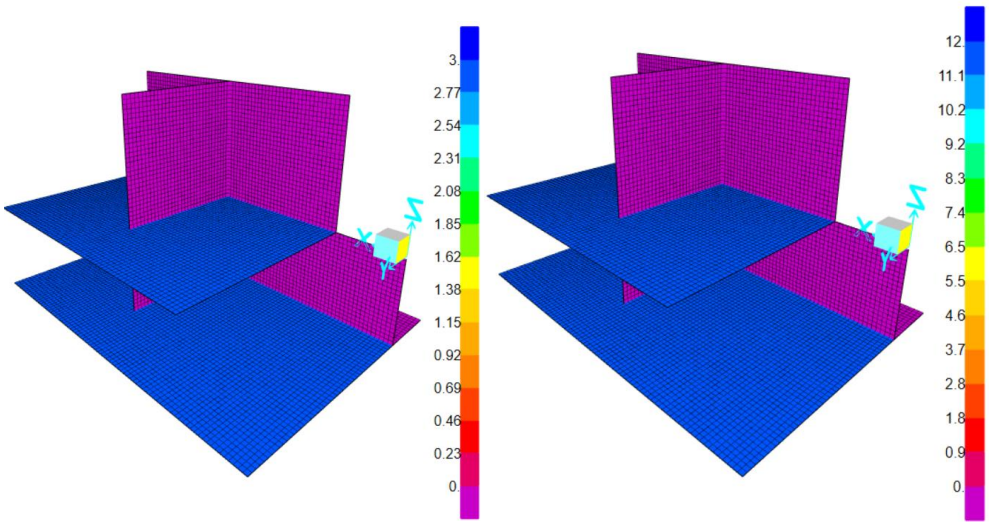
Figura 7.21. Nomenclatura de actuadores para definición protocolos en desfase respecto a posición de carga 2.

Fuente (Elaboración propia)

- Protocolo dinámico 5.1: A y B en fase, C en desfase.
- Protocolo dinámico 5.2: A C en fase, B en desfase.
- Protocolo dinámico 5.3: b y c en fase, A en desfase.
- Protocolo dinámico 5.4: a y c en desfase, B en fase.

7.6.2. Cargas muertas y vivas generadas por el uso de la estructura.

El valor de carga muerta asignado al modelo estructural se muestra en la Figura 7.22.



(a) (b)

Figura 7.22. a) Asignación de carga sobreimpuesta por uso de estructura [kN/m²]. y b) Asignación de carga viva de almacenamiento en losas de la estructura [kN/m²].

Fuente (Elaboración propia)

7.6.3. Sobrecargas laterales y empujes de tierra.

La sobrecarga generada por estructuras aledañas se asigna en el modelo como sigue:

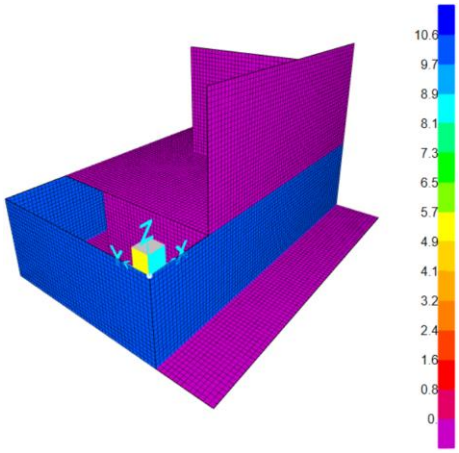


Figura 7.23. Sobrecarga en muros de sótano por estructuras aledañas [kN/m²].

Fuente (Elaboración propia)

Para los empujes de tierra que son de tipo triangular, se crearon patrones de nudos en el software, de manera que se contempla la variación de la carga en altura. En la Figura 7.24, se evidencia la distribución de carga en el elemento.

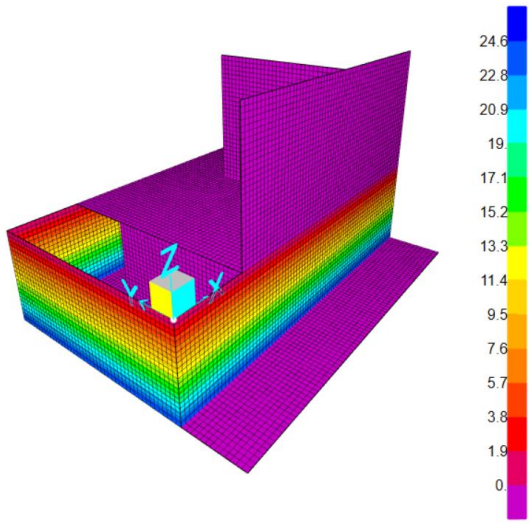


Figura 7.24. Empuje estático de tierra en muros de sótano [kN/m²].

Fuente (Elaboración propia)

Del mismo modo, la porción de empuje debido al sismo en el terreno obtenido implementando la metodología de Mononobe – Okabe, se asigna en el modelo estructural la carga como sigue:

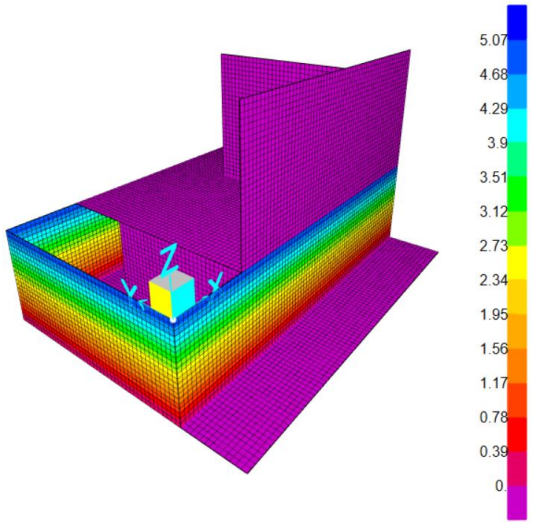


Figura 7.25. Porción de empuje debido a sismo en terreno [kN/m²].

Fuente (Elaboración propia)

7.6.4. Carga de sismo inercial en muro de reacción:

La asignación de la carga sísmica en el muro de reacción se muestra en la Figura 7.26.

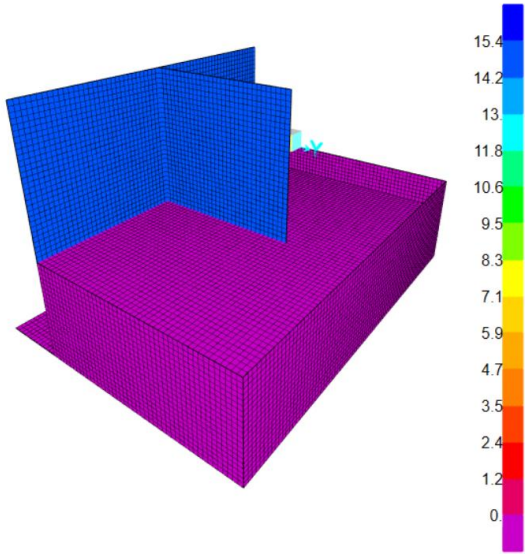


Figura 7.26. Fuerza sísmica inercial [kN/m²]

Fuente (Elaboración propia)

7.7.Evaluación de la rigidez de la plataforma experimental.

Para determinar si la configuración mostrada en el capítulo 7.3, es apropiada en términos de rigidez para garantizar la aplicación de ensayos tipo PsD, se requiere la incorporación de un análisis por elementos finitos, implementando el software definido en el capítulo 7.4.6.

Inicialmente, se debe evaluar si una vez aplicadas las cargas que se mencionan en el capítulo 7.6, los desplazamientos obtenidos en cada región de la estructura no superan los límites de rendimiento esperados para evitar la distorsión en los ensayos que puedan ejecutarse una vez se ponga en marcha la plataforma, teniendo así, que se limitarán las deformaciones máximas a un valor de 1.0mm.

Se tuvo en cuenta para la modelación dos escenarios posibles; el primero corresponde a una estructura totalmente apoyada en su base, donde se restringieron las traslaciones y rotaciones posibles en la losa de cimentación y se obtuvieron los desplazamientos generados en la plataforma, a fin de evaluar sus magnitudes respecto a las cargas aplicadas. Para el segundo escenario se realizó una simulación de interacción dinámica suelo estructura, la cual se describe con más precisión en

el capítulo 7.9, en donde el suelo ya se tiene considera y se verifica la variación en las magnitudes de deformación obtenidas una vez la cimentación ya no se comporta como un elemento rígido, sino que más bien hay flexibilidad y permisibilidad en los desplazamientos y asentamientos.

7.7.1. Dimensionamiento de muros y losas de estructura.

Se recopiló información referente a la geometría y disposición de soluciones de sistemas Losa-muro de reacción construidas alrededor del mundo, con lo cual se pudo establecer unas dimensiones iniciales a partir de la cuales se realizarían todas las verificaciones que hace mención este capítulo. La Tabla 7-2 presenta el resumen de las medidas obtenidas junto con el cálculo de la relación entre el espesor y la altura (t/h) tanto para muro como para losa de reacción o piso fuerte.

Nótese que para el muro los valores de relación espesor altura oscilan entre 0.1 y 0.4 mientras que para la losa se obtuvieron proporciones menores que no sobrepasan 0.168. Esto permite inferir que, en todos los casos, el elemento de mayor espesor deberá ser el muro ya que es el principal componente para la ejecución de los ensayos.

Tabla 7-2. Geometría de soluciones Losa-Muro de reacción al rededor del mundo

Laboratorio / Universidad	**Muro de reacción**				**Piso fuerte**		
	h (m)	**L(m)**	**t (m)**	**t/h**	**L (m)**	**t(m)**	**t/h**
Kansas University	12.19	10.97	1.22	0.1	-	-	-
Purdue University	1.52	4.27	0.41	0.27	4.27	0.467	0.11
Nayang Tecnhological University (Singapore)	6	-	0.8	0.13	-	-	-
European Centre for training and Research Eartquake engineering (Italy)	12	-	2.4	0.20	-	2.4	-
Kajima Corp Japan	12	16	3	0.25	-	2.1	-
National Centre for Research in Earthquake Engineering (Taiwan)	12	-	1.2	0.10	-	-	-
European Laboratory for Structural Assessment (Italy)	16	20	4	0.25	25	4.2	0.168
Daewoo Construction Company (Korea)	12	14	2.5	0.21	17.5	1.5	0.086
Pamukkale University Structural Mechanics Laboratory	5	-	2	0.40	11.55	1	0.087

Laboratorio / Universidad	Muro de reacción				Piso fuerte		
	h (m)	L(m)	t (m)	t/h	L (m)	t(m)	t/h
University of Texas at San Antonio	4.27	2.74	1.22	0.29	-	-	-
UNAM Mexico University	6	-	1	0.17	-	-	-

Fuente (Elaboración propia)

A partir de estas referencias, se establecieron valores de partida para el modelo estructural. En el muro se comenzó con la mínima proporción mostrada en la Tabla 7-2, con lo cual para una altura de 4m, el espesor inicial sería de 0.4m. Mientras que, para la losa de reacción contemplando una luz libre máxima de 6.3m y una proporción inicial de 0.086 se obtiene un espesor de 0.55m.

Posteriormente, se crea el modelo estructural y se efectúa un proceso iterativo en el software, en donde los espesores de los elementos varían en función de las solicitaciones de carga que les confieran, así como de todos los aspectos relevantes que debe cumplir la plataforma experimental, en donde se prima las máximas deformaciones obtenidas y las frecuencias naturales de vibración, evitando los efectos de resonancia. Producto de este análisis iterativo, se obtiene un espesor para la configuración en forma de T del muro de reacción de 0.9m, mientras que, para la losa de reacción y buscando una compatibilidad de rigideces, se impuso un espesor comparable con el de los muros, llegando a un valor final de 0.7m. De esta forma las proporciones t/h a usarse en Lambda serán de 0.225 para el muro y 0.11 para la losa, lo cual está dentro de los rangos de soluciones efectuadas internacionalmente.

Por otro lado, para la cimentación, dado el tipo de cargas a las que está sometida la estructura, American Concrete Institute (2018), ACI por sus siglas en inglés, en su reporte de cimentaciones para equipos dinámicos, estableció criterios para dimensionamiento de losas buscando trabajar como elementos rígidos, entre los cuales está el que se muestra en la ecuacion (30).

$$T_M > \frac{L_M}{30} + 0.6 \tag{30}$$

Donde T_M corresponde al espesor mínimo de losa y L_M es la longitud libre más larga entre elementos de apoyo.

De la geometría de la plataforma, se obtiene que L_M equivale a 11.7m, por lo que $T_M = \frac{11.7}{30} + 0.6 = 0.99m$. De esta forma, se implementa para el diseño un espesor final de 1.0m.

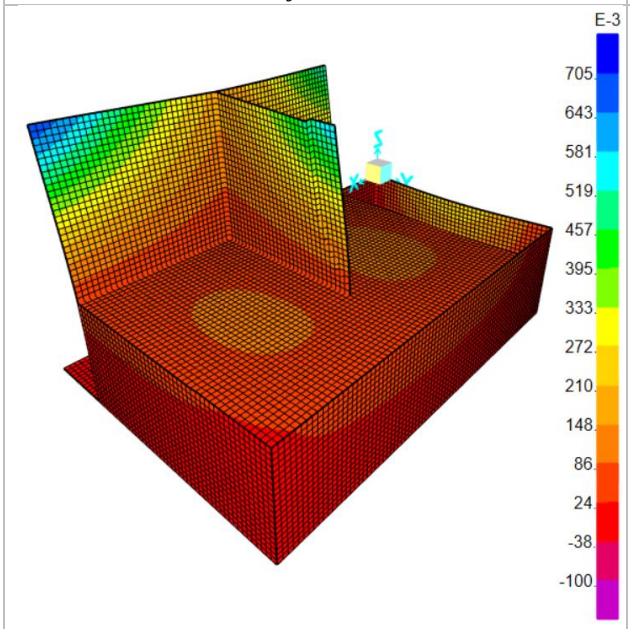
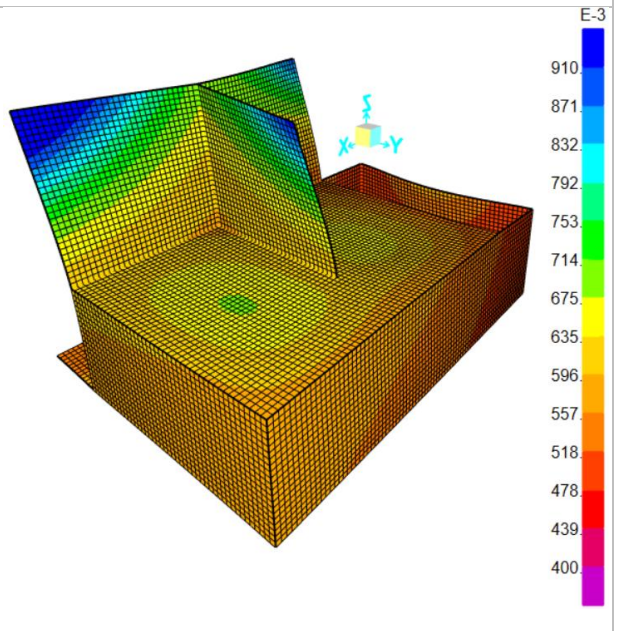
7.7.2. Obtención de los desplazamientos máximos para la plataforma experimental.

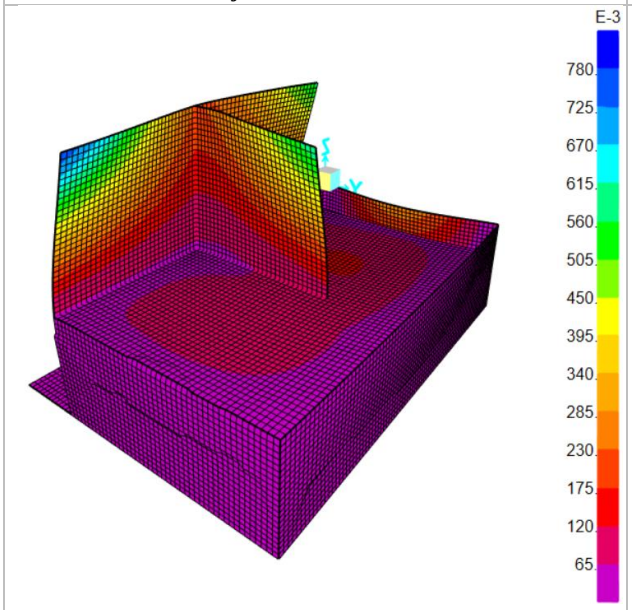
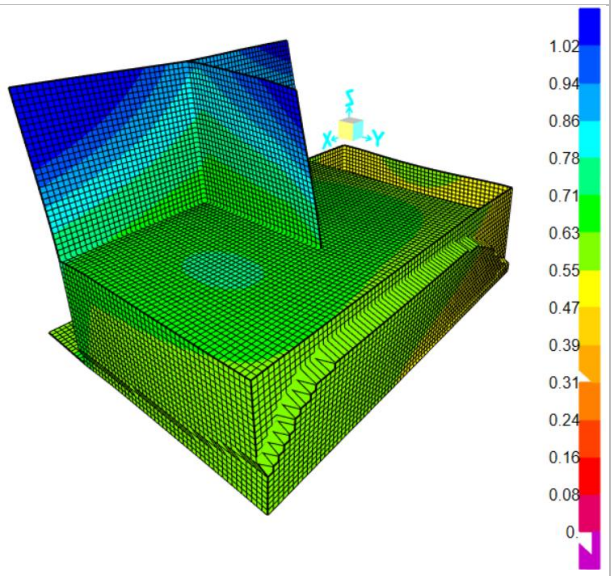
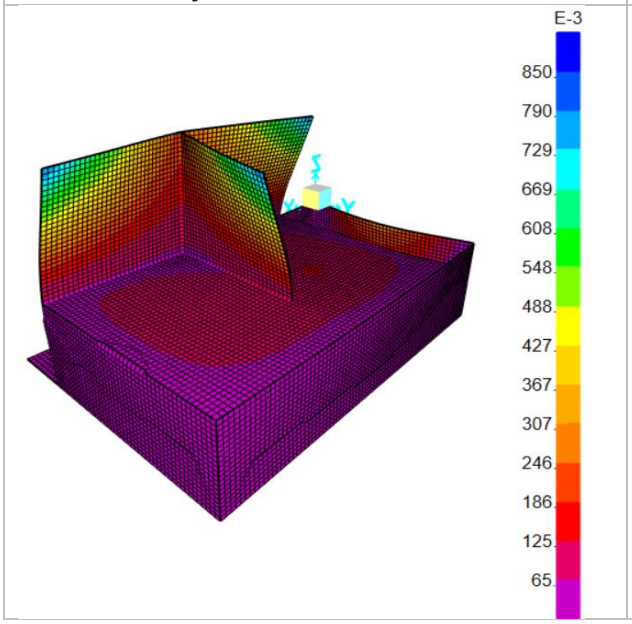
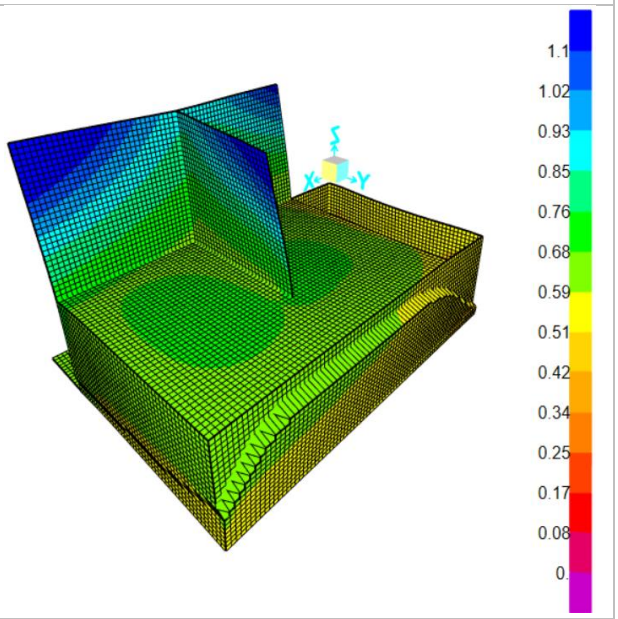
Se definieron en el modelo estructural 3 envolventes de carga, que se listan a continuación:

- Envolvente 1: Cargas estáticas de actuadores + empujes de tierra + cargas gravitacionales.
- Envolvente 2: Cargas dinámicas de actuadores en estado de fase + empujes de tierra + cargas gravitacionales.
- Envolvente 3: Cargas dinámicas de actuadores en estado de desfase + empujes de tierra + cargas gravitacionales.

Para cada envolvente, se determinaron los desplazamientos resultantes contemplando cimentación apoyada y cimentación flexible. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 7-3.

Tabla 7-3. Obtención de desplazamientos máximos para las condiciones de base fija y base flexible.

Desplazamientos resultantes máximos [mm]	
Cimentación fija - ENV P Estático	Cimentación flexible - ENV P Estático
	

Cimentación fija - ENV P Dinámico en fase	Cimentación flexible - ENV P Dinámico en fase
	
Cimentación fija - ENV P Dinámico desfase	Cimentación flexible - ENV P Dinámico desfase
	

Fuente (Elaboración propia)

La Tabla 7-4, resume los desplazamientos resultantes obtenidos en la estructura para los diferentes escenarios. En todos los casos, se produjeron las mayores deformaciones cuando la posición del actuador está cercana a las esquinas extremas de cada muro. La deformación promedio obtenida corresponde a 0.89mm, mientras que la máxima presentada es de 1.10mm.

Tabla 7-4. Comparativa desplazamientos obtenidos para caso de carga y tipo de modelo

	Desplazamiento resultante [mm]			
Caso Carga / Tipo de modelo	**Base fija**	**Base flexible**	**Promedio**	**Máximo**
ENV P Estático	0.71	0.91	0.81	0.91
ENV P Dinámico fase	0.78	1.02	0.90	1.02
ENV P Dinámico desfase	0.85	1.10	0.98	1.10
Promedio	0.78	1.01	0.89	-
Máximo	0.85	1.10	-	1.10

Fuente (Elaboración propia)

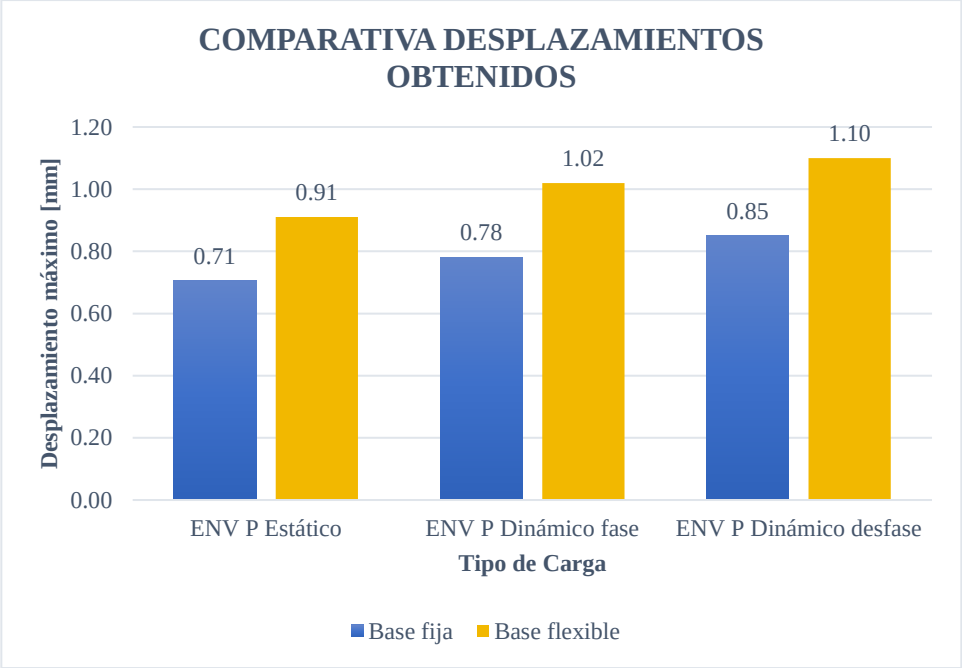


Figura 7.27. Desplazamientos obtenidos en estructura para los diferentes escenarios de carga

Fuente (Elaboración propia)

Nótese que, en los casos de base flexible, se obtuvieron mayores magnitudes de deformaciones, debido a que el suelo permite el desplazamiento a partir de sus propiedades de deformabilidad en las diferentes direcciones de análisis. Así mismo, para la componente de desplazamiento vertical o Uz, el modelo empotrado impide el asentamiento de la estructura, convirtiéndolo en un escenario idealizado, por lo que puede tomarse como una punto de partida, pero para efectos de diseño debe contemplarse la base flexible.

7.8.Análisis de frecuencias en estructura.

De acuerdo con lo mencionado por American Concrete Institute (2018), la eficiencia de un análisis modal y de frecuencias mejora cuando se garantizan dos factores, en primer lugar la participación total de la masa debe estar por encima de un porcentaje esperado, el cual se recomienda en 90%, y en segundo lugar cuando la frecuencia modal más alta sea mayor que la frecuencia del actuador más un margen, el cual puede variar entre 20% y 30% según estándares de maquinaria definido por compañías alrededor del mundo. Para este caso, dado que la frecuencia máxima de operación de los actuadores corresponde a 12.5Hz, se espera que la frecuencia modal de la estructura esté por encima del 30% de este valor, es decir 16.25Hz; en ningún caso deberá estar en un porcentaje de 30% o más por debajo de la frecuencia operativa, pues se parte del supuesto que la infraestructura tendrá una funcionalidad que va desde los 0.1Hz a 12.5Hz, por lo que cualquier valor que esté en este rango, puede producir fenómenos de resonancia que amplifiquen los esfuerzos y deformaciones esperados.

Partiendo del primer factor, para el modelo con base fija, se requirió un total de 50 modos de vibración, de manera que las participaciones en las direcciones X, Y y rotacionalmente en Z, superaron el 90%.

Tabla 7-5. Porcentajes de participación de masa - Base fija

TABLE: Modal Participating Mass Ratios – Fixed base									
Output Case	**Step Type**	**Step Num**	**Period**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**	**SumRZ**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	%	%	Unitless	%
MODAL	Mode	50	0.002643	0.00091	0.00080	96.7%	96.9%	0.00037	95.2%

Fuente (Elaboración propia)

Así mismo, para el modelo con base flexible, a partir del 7 modo de vibración, se lograron los porcentajes de masa esperados.

Tabla 7-6. Porcentajes de participación de la masa - Base flexible

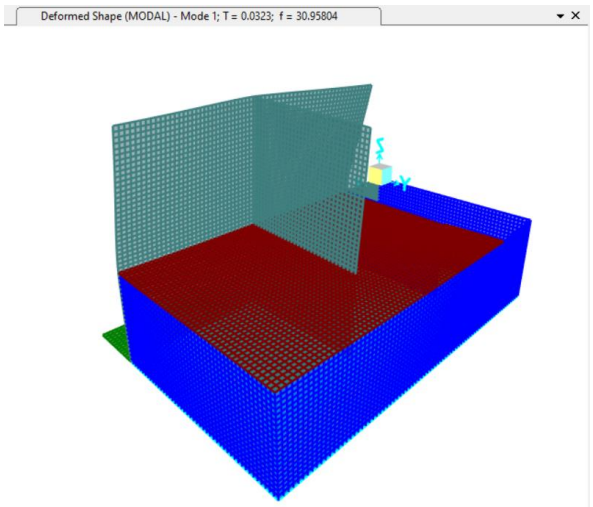
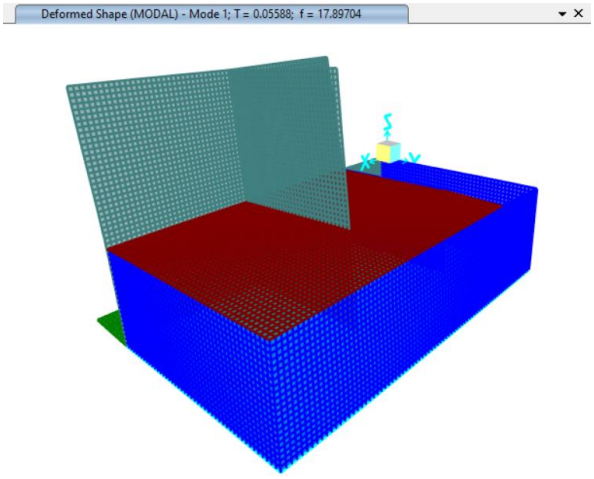
TABLE: Modal Participating Mass Ratios – Flexible base									
Output Case	**Step Type**	**Step Num**	**Period**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**	**SumRZ**
Text	**Text**	**Unitless**	**Sec**	**Unitless**	**Unitless**	**%**	**%**	**Unitless**	**%**
MODAL	Mode	1	0.05588	0.00114	0.67889	0.1%	67.9%	0.00928	0.9%
MODAL	Mode	2	0.04874	0.78998	0.00192	79.1%	68.1%	0.00124	1.1%
MODAL	Mode	3	0.04301	0.02886	0.00069	82.0%	68.2%	0.00005	1.1%

TABLE: Modal Participating Mass Ratios – Flexible base									
Output Case	**Step Type**	**Step Num**	**Period**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**	**SumRZ**
Text	**Text**	**Unitless**	**Sec**	**Unitless**	**Unitless**	**%**	**%**	**Unitless**	**%**
MODAL	Mode	4	0.03329	0.00397	0.00334	82.4%	68.5%	0.53932	55.0%
MODAL	Mode	5	0.02966	0.00213	0.30260	82.6%	98.7%	0.00032	55.0%
MODAL	Mode	6	0.02909	0.15646	0.00342	98.3%	99.1%	0.11066	66.1%
MODAL	Mode	7	0.02569	0.01095	0.00019	99.3%	99.1%	0.32169	98.3%

Fuente (Elaboración propia)

Por otro lado, se obtuvieron los valores de frecuencia modal máximos, a manera de corroborar si existe posibilidad de resonancia respecto a la operación de los actuadores.

Tabla 7-7. Frecuencias modales máximas obtenidas para estructura.

Frecuencias modales máximas [Hz]	
Cimentación fija	**Cimentación flexible**
 $fmodal = 30.958Hz$	 $fmodal = 17.897Hz$

Fuente (Elaboración propia)

Nótese que al cambiar de una base fija a base flexible, se genera una mayor capacidad de desplazamiento de la estructura, de manera que el periodo fundamental aumenta, y se produce una reducción de la frecuencia, no obstante, el valor obtenido de 17.897 Hz es superior que 16.25Hz, por lo que se descarta presencia de resonancia en la operación de la plataforma con sus actuadores.

7.9.Análisis de interacción suelo – estructura.

Después del terremoto de Niigata en 1964, quedó claro que el daño estructural depende no solo del funcionamiento de la super estructura, sino también del subsuelo debajo de ella (Ohsaki, 1966), a partir de esto, diferentes investigadores han examinado el comportamiento del suelo debido a cargas dinámicas, revelando que su respuesta tiene un impacto significativo en el daño estructural, afectándose entre sí, esto se conoce como interacción suelo – estructura (SSI por sus siglas en inglés) (Bapir et al., 2023).

La práctica común, consiste en que la respuesta sísmica de las estructuras se determine asumiendo un soporte fijo en la base, no obstante, esto es una suposición demasiado simplificada y la hipótesis sólo puede ser validada cuando el elemento descansa sobre un suelo muy rígido similar a estratos de rocas sólidas (Stewart et al., 1999). Para el caso de este proyecto, y de acuerdo con las propiedades geotécnicas encontradas en la exploración efectuada en el sitio de ubicación de la plataforma experimental, se encontraron suelos predominantemente limosos, con algunos contenidos de arenas, catalogándose de acuerdo con la carta unificada de plasticidad USCS cómo MH (Gómez Jimenez, 2016). De esta forma, para el diseño de la plataforma, debe tenerse en cuenta todos los aspectos y fenómenos relacionados a su interacción con el suelo.

Ahora, para contemplar el SSI, se suele tomar como punto de partida la implementación del coeficiente de balasto o módulo de reacción, suponiendo el suelo como un equivalente número infinito de resortes elásticos (Winkler, 1867), sin embargo, este modelo se plantea a partir de una naturaleza estática de fuerzas en el elemento, pero de acuerdo con el tipo de cargas impuestas a la plataforma, en donde priman los efectos dinámicos, no resulta conveniente su implementación. De esta forma, surgen metodologías empíricas que permiten contemplar el efecto de interacción dinámica, NEHRP Consultants Joint Venture (2012) en su reporte NIST GCR 12-917-21, presenta el método de la infraestructura basado en la implementación de funciones de impedancia en donde se representa la rigidez dependiente de la frecuencia de vibración y de las características de amortiguamiento, la solución fue propuesta por Luco & Westmann (1971) y (Veletsos & Wei, 1971) y se muestra en la ecuación (31).

$$S = k + i \cdot w \cdot C \tag{31}$$

Donde S es la función de impedancia, k es la parte real de la solución y corresponde a la rigidez dinámica y $w * C$ es la componente imaginaria denotada como el producto de la frecuencia circular "w" veces el amortiguamiento C.

Pais & Kausel (1988), determinaron fórmulas aproximadas para determinar rigideces dinámicas de cimentaciones implementando la solución de la ecuación (31). La Tabla 7-8 presenta la solución básica a nivel de superficie.

Tabla 7-8. Solución para la determinación de rigidez estática a nivel de superficie.

Table 2-2a Elastic Solutions for Static Stiffness of Rigid Footings at the Ground Surface

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)
Translation along z-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[3.1\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6\right]$
Translation along y-axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$
Translation along x-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4\right]$
Torsion about z-axis	$K_{zz,sur} = GB^3\left[4.25\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06\right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[3.73\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27\right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[3.2\left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right]$

Notes:

Axes should be oriented such that $L \geq B$.

I_i = area moment of inertia of soil-foundation contact, i denotes which axis to take the surface around.

$J_t = I_x + I_y$ polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.

G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).

Fuente (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

Nótese que, los valores de rigidez dependen para todas las direcciones, de propiedades del suelo como el módulo de corte dinámico G y de su relación de Poisson v.

El valor de G, se obtiene a partir de la reducción del módulo de corte dinámico en su estado base $G0$, dependiente de amplitudes de aceleración sísmica, lo cual se ilustra en la Tabla 7-9.

Tabla 7-9. Valores de reducción de módulo de corte dinámico a partir de condiciones sísmicas de sitio.

Table 2-1 Values of Shear Wave Velocity and Shear Modulus Reduction for Various Site Classes and Shaking Amplitudes (ASCE, 2010; FEMA, 2009)

	Reduction Factor (V_s)			Reduction Factor (G/G_0)		
	$S_{DS}/2.5$ [1]			$S_{DS}/2.5$ [1]		
Site Class	≤0.1	0.4	≥0.8	≤0.1	0.4	≥0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	[2]	0.60	0.05	[2]
F	[2]	[2]	[2]	[2]	[2]	[2]

Notes: [1] S_{DS} is the short period spectral response acceleration parameter defined in ASCE/SEI 7-10; use straight line interpolation for intermediate values of $S_{DS}/2.5$.
[2] Value should be evaluated from site-specific analysis.

Fuente (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

El valor de S_{DS} de acuerdo con las recomendaciones dadas en la guía AIS 180-13 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2013), se obtiene como:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} Fa \cdot S_s \tag{32}$$

Donde Fa se extrae de la tabla 11.4-1 del AIS 180-13 y Ss es un factor de sitio que depende de la ubicación del proyecto. En este caso, para la ciudad de Santiago de Cali corresponde a 0.8.

A su vez $G0$ puede ser determinado como sigue:

$$G0 = V_s^2 \cdot \rho_s \tag{33}$$

Donde V_s es la velocidad media de la onda de corte determinada a partir de ensayos geofísicos y ρ_s es la densidad del suelo de cimentación.

Por otro lado, para la relación de Poisson v, Bowles (1996) en la tabla 2-7 presenta rangos de valores en diferentes tipos de suelo, donde para limos oscila entre 0.30 y 0.35.

Adicional a las propiedades de suelo, el cálculo de rigideces depende también de la geometría de la cimentación. Para ello, Pais & Kausel (1988) definieron un patrón de asignación de secciones que se muestra en la Figura 7.28.

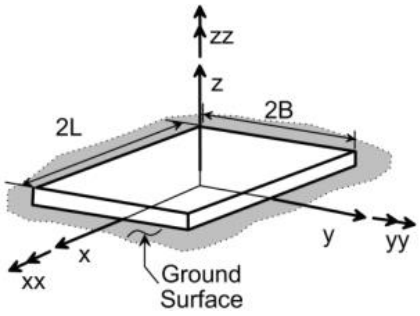


Figura 7.28. Patrón de geometría para determinación de rigideces

Fuente (Pais & Kausel, 1988)

La rigidez obtenida a partir de la Tabla 7-8, debe ser multiplicada por unos factores de ajuste, el primero corresponde a ajuste por embebido de la cimentación y las expresiones para su determinación se muestran en la Tabla 7-10.

Tabla 7-10. Factores de corrección por embebido de cimentación

Table 2-2b Embedment Correction Factors for Static Stiffness of Rigid Footings

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$
Torsion about z-axis	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.9}\right]$
Rocking about y-axis	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2\right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2\right]$

Fuente (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

Donde el valor de *D* se determina siguiendo el esquema de la Figura 7.29.

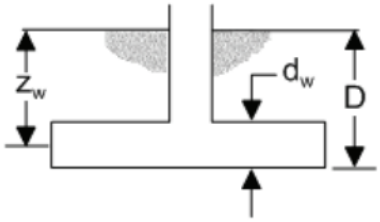


Figura 7.29. Esquema embebido de cimentación para cálculo de rigidez

Fuente (Pais & Kausel, 1988)

El Segundo factor, corresponde al modificador de rigidez para efectos dinámicos y contempla la frecuencia de vibración de la estructura. La Tabla 7-11, muestra los valores de ajuste para cada dirección de análisis.

Tabla 7-11. Factor modificador de rigidez dinámica

Table 2-3a Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Rigid Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right)a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right)+a_0^2}\right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right)a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right)+a_0^2}\right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right)+a_0^2}\right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right)a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right)+a_0^2}\right]$
Notes:	Orient axes such that $L \geq B$.
	Soil hysteretic damping, β_s, is additive to foundation radiation damping, β_f.
	$a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$

Fuente (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

Finalmente, los valores de amortiguamiento para cimentaciones embebidas y que complementan la solución de la ecuación de impedancia se presentan en la Tabla 7-12.

Tabla 7-12. Factores de amortiguamiento para cimentaciones embebidas

Table 2-3b Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Embedded Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[\frac{4\left[\psi(L/B)+(D/B)(1+L/B)\right]}{(K_{z,emb}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_z}\right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[\frac{4\left[L/B+(D/B)(1+\psi L/B)\right]}{(K_{y,emb}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_y}\right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[\frac{4\left[L/B+(D/B)(\psi+L/B)\right]}{(K_{x,emb}/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_x}\right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)\left[3(L/B)(D/B)+\psi(L/B)^3(D/B)+3(L/B)^2(D/B)+\psi(D/B)+(L/B)^3+(L/B)\right]a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}}\right)+a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}}\right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{L}{B}\right)^3\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\left(\frac{D}{B}\right)^3\left(\frac{L}{B}\right)+\left(\frac{D}{B}\right)^3+3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right)^2+\psi\left(\frac{L}{B}\right)^3\right]a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right)+a_0^2\right]}+\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\frac{L}{B}+\psi\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3}\right)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}}\right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{D}{B}\right)+\left(\frac{D}{B}\right)^3+\psi\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3+3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right)+\psi\left(\frac{L}{B}\right)\right]a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right)+a_0^2\right]}+\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\psi\frac{L}{B}+1\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3}\right)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}}\right]$
Notes:	Soil hysteretic damping, β_s, is additive to foundation radiation damping, β_i. $\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$; from Table 2-3a $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \le 2.5$

Fuente (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

Una vez aplicadas las expresiones de la Tabla 7-8, Tabla 7-10, Tabla 7-11 y Tabla 7-12, y tomando en consideración los parámetros geotécnicos del capítulo 7.4.1, se obtienen las rigideces dinámicas del sistema, la Tabla 7-13, Tabla 7-14 y Tabla 7-15 muestran los datos de entrada que se tuvieron en cuenta para el cálculo.

Tabla 7-13. Datos de entrada sísmicos y de suelo para cálculo de rigideces dinámicas.

Datos de entrada sísmicos y de suelo			
Peso específico húmedo del suelo γh	=	16.10	kN/m^3
Velocidad promedio de la onda de corte Vs0	=	283.00	m/s
Aceleración de la gravedad	=	9.81	m/s^2
Parámetro de sitio S_{DS}	=	0.63	
$S_{DS}/2.5$	=	0.25	
Módulo de corte base del suelo G0	=	131440.66	kN/m^2
Perfil de suelo	=	Tipo D	
Factor de reducción de módulo de corte G/G0	=	0.70	
Módulo de corte reducido G	=	91653.57402	kN/m^2
Relación de Posson del suelo *v*	=	0.35	

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 7-14. Datos de entrada geométricos para cálculo de rigideces dinámicas.

Datos de entrada geométricos			
Ancho de la cimentación 2B	=	9.20	m
Largo de la cimentación 2L	=	12.70	m
Profundidad de embebido D	=	3.90	m

Fuente (Elaboración propia)

Tabla 7-15. Parámetros de entrada para corrección dinámica en rigideces.

Datos para corrección dinámica del sistema			
ψ	=	2.08	
Periodo fundamental estructura	=	0.03	s
Frecuencia de vibración estructura 1/T	=	30.96	hz
Frecuencia angular del sistema ω	=	194.53	rad/s
a0	=	3.16	rad

Fuente (Elaboración propia)

Nota: El periodo fundamental de la estructura se obtiene del análisis modal inicial considerando una cimentación empotrada en su base

Una vez aplicadas las ecuaciones definidas por Pais & Kausel (1988), se obtienen las rigideces que se ilustran en la Tabla 7-16.

Tabla 7-16. Apliación de teoría de Pais & Kausel para obtención de rigidez dinámica

Aplicación Teoría de Pais & Kausel (1988)							
	Traslacional [kN/cm]		**Ajuste por embebido [Adim]**		**Corrección dinámica [Adim]**		**Rigidez ajustada KD=K*η*α [kN/cm]**
Kx=	27558.53	ηx=	1.72	αx=	1.00	KxD=	47423.01
Ky=	28336.19	ηy=	1.69	αy=	1.00	KyD=	47888.04
Kz=	35985.52	ηz=	1.21	αz=	0.63	KzD=	27280.96
	Rotacional [kN.cm/rad]		**Ajuste por embebido [Adim]**		**Corrección dinámica [Adim]**		**Rigidez ajustada KD=K*η*α [kN.cm/rad]**
Kxx=	7160823235.70	ηxx=	1.42	αxx=	0.55	KxxD=	5542351891.73
Kyy=	11560881587.97	ηyy=	1.54	αyy=	0.51	KyyD=	9000134400.92
Kzz=	11973351365.54	ηzz=	1.72	αzz=	0.71	KzzD=	14578761585.07

Fuente (Elaboración propia)

Estos valores corresponden a la rigidez dinámica total traslacional y rotacional de toda la losa de cimentación, no obstante, dado que el modelo de elemento finitos planteado constituye un mallado físico, es necesario imponer una rigidez por nodo. Para ello, se dividen los valores obtenidos de la tabla Tabla 7-16, por el número total de nodos de cimentación correspondiente a 4860. Los resultados obtenidos se detallan en la Tabla 7-17.

Tabla 7-17. Cálculo rigidez dinámica por nudo aplicable al sistema

Obtención rigideces dinámicas por nudo			
[kN/cm/nudo]		**[kN.cm/rad/nudo]**	
Kx=	9.76	Kxx=	1140401.62
Ky=	9.85	Kyy=	1851879.51
Kz=	5.61	Kzz=	2999745.18

Fuente (Elaboración propia)

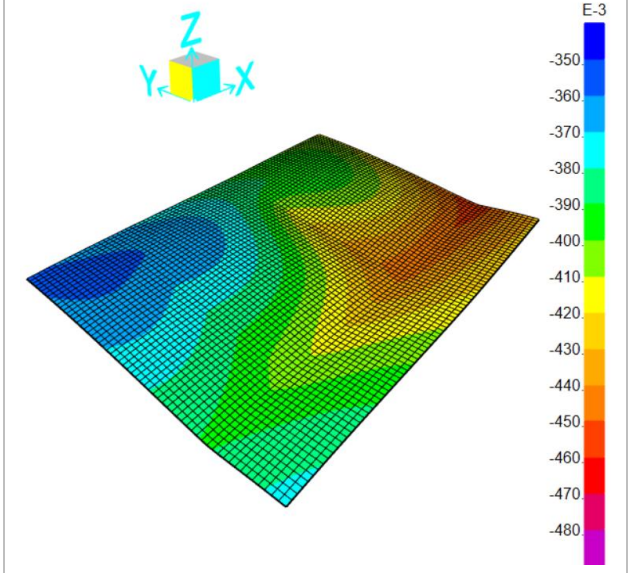
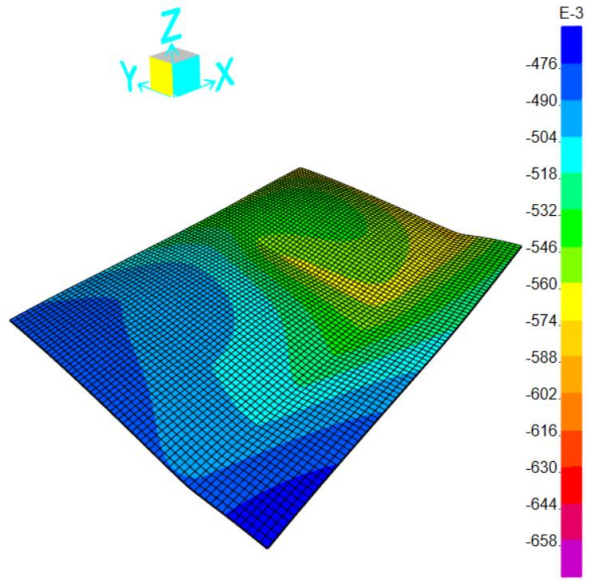
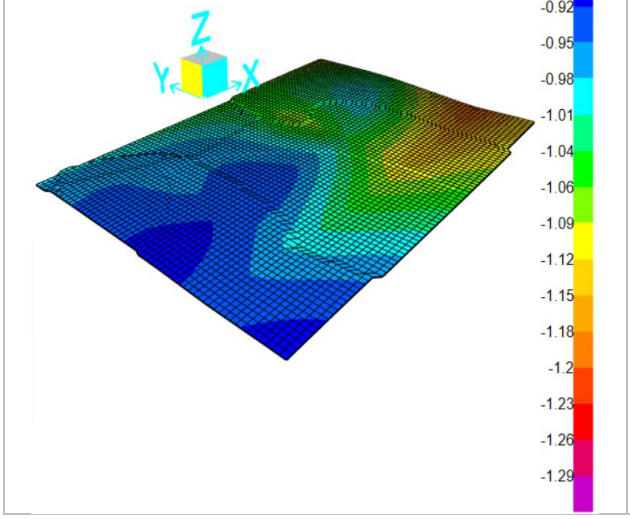
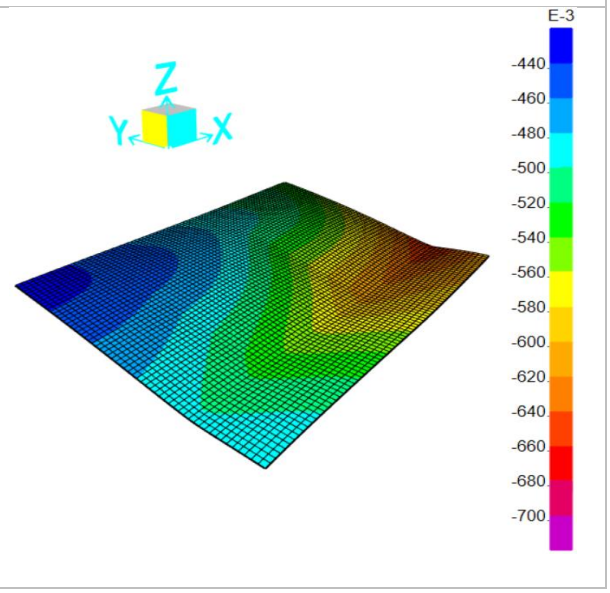
Estas rigideces se asignan como resortes en el modelo estructura, de manera que el suelo se tiene en cuenta para evaluar la respuesta.

Producto de la incorporación de SSI, se pueden obtener los desplazamientos en cimentación para diferentes escenarios de carga, a fin de determinar si no se presentan asentamientos diferenciales que puedan afectar la operatividad de la plataforma experimental.

La Tabla 7-18 muestra los asentamientos verticales máximos obtenidos para los casos de carga de peso propio; peso propio + cargas gravitacionales impuestas; peso propio + cargas

gravitacionales impuestas + cargas laterales dinámicas por actuador; peso propio + cargas gravitacionales impuestas + cargas laterales estáticas por actuador.

Tabla 7-18. Asentamientos verticales máximos obtenidos en cimentación

Asentamientos verticales máximos [mm]	
Comb: 1.0D	Comb:1.0D+1.0SCP+1.0L
	
Comb: 1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0PDIN	Comb: 1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0PEST
	

Fuente (Elaboración propia)

Nota: La notación D corresponde a peso propio, SCP es sobrecarga permanente, L es la carga viva, PDIN es la envolvente de cargas dinámicas, PEST es la envolvente de cargas estáticas

La Tabla 7-19, presenta el resumen de los asentamientos obtenidos, y se determina a su vez el diferencial de deformación para con ello rectificar el cumplimiento de normatividad.

Tabla 7-19. Asentamientos verticales absolutos obtenidos en cimentación para diferentes casos de carga

Asentamiento vertical absoluto en cimentación			
Comb carga / Asentamiento	**Máximo asentamiento [mm]**	**Mínimo asentamiento [mm]**	**Asentamiento diferencial [mm]**
1.0D	0.48	0.35	0.13
1.0D+1.0SCP+1.0L	0.66	0.48	0.18
1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0PDIN	1.29	0.92	0.37
1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0EST	0.70	0.44	0.26

Fuente (Elaboración propia)

De acuerdo con Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010), en la tabla H.4.9-1 de la NSR-10 se definen los valores límites de asentamiento diferencial permitidos para diferentes tipos de estructura, tomándose para aquellas edificaciones que tengan elementos susceptibles de dañarse con asentamientos menores, un máximo diferencial equivalente a:

$$\Delta_{\max} = \frac{l}{1000} \tag{34}$$

Donde l se toma como la distancia entre apoyos de cimentación medida en metros, la cual de acuerdo con la disposición de la plataforma experimental equivale a 6.3m para el escenario más desfavorable, de forma que, al implementar la ecuación (34), el máximo asentamiento diferencial permitido es de 6.3mm. Sin embargo, el mayor reportado para los diferentes escenarios de carga es de 0.37mm, de manera que la estructura no presenta implicaciones que puedan afectar la ejecución de los ensayos desde este apartado.

Por otra parte, además de los asentamientos verticales, una vez realizado el procedimiento de interacción dinámica suelo estructura, es necesario obtener las presiones de contacto transmitidas por la plataforma, de manera que pueda corroborarse si ante la aplicación de cargas laterales debidas a los actuadores como escenarios desestabilizantes, no se genera algún tipo de rotación que implique el levantamiento del elemento. Para ello, se tomaron los valores de rigidez dinámica

de la Tabla 7-16 y se transformaron a rigideces por unidad de área, dividiéndolas por el área total de la losa de cimentación. La Tabla 7-20 resume su cálculo.

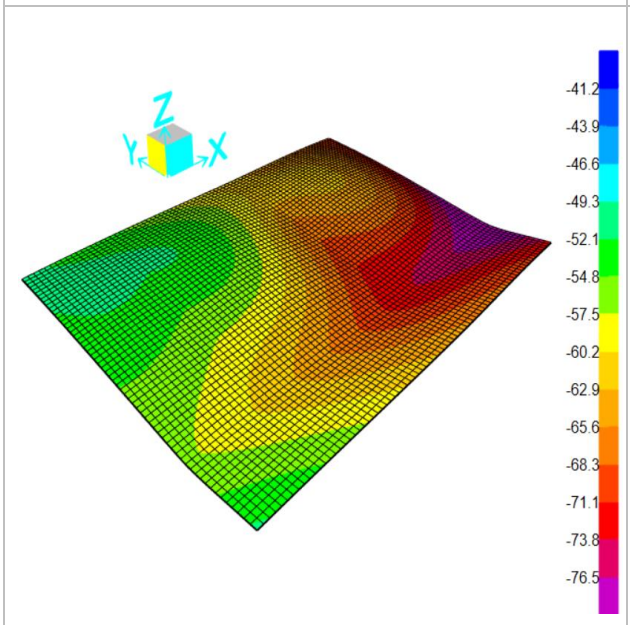
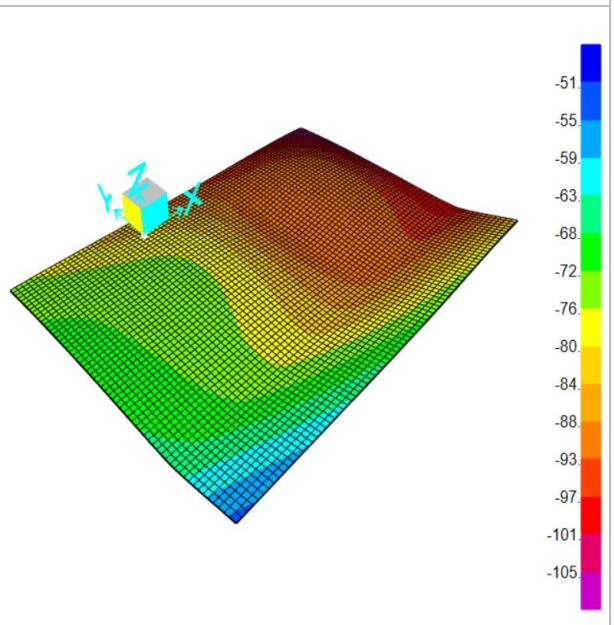
Tabla 7-20. Rigideces dinámicas por unidad de área

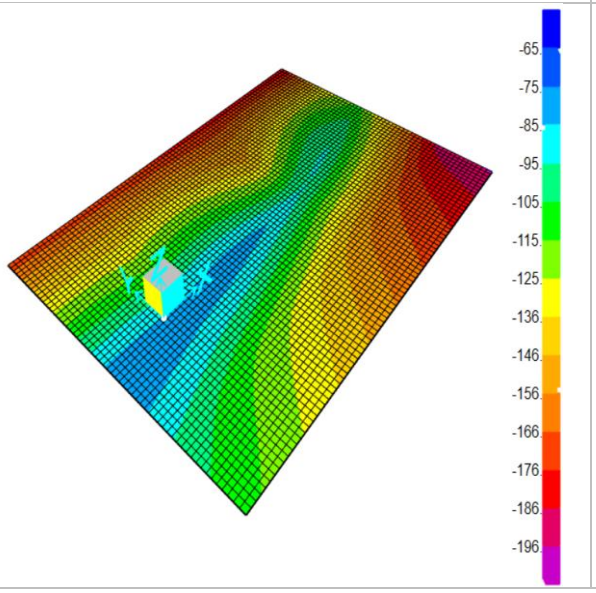
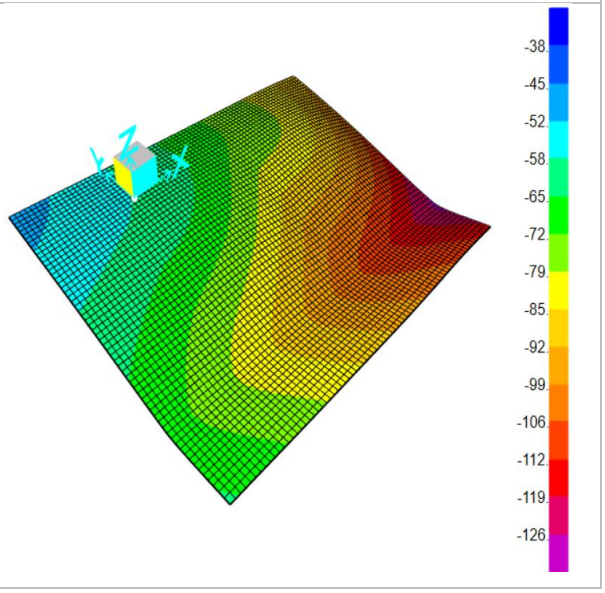
Obtención rigideces dinámicas por unidad de área			
[kN/cm/cm^2]		**[kN.cm/rad/cm^2]**	
Kx=	0.041	Kxx=	1162.49
Ky=	0.041	Kyy=	1887.75
Kz=	0.023	Kzz=	3057.84

Fuente (Elaboración propia)

En la Tabla 7-21, se muestran las presiones de contacto transmitidas por la cimentación al suelo para las mismas combinaciones de carga listadas.

Tabla 7-21. Presiones de contacto transmitidas al suelo

Presiones de contacto transmitidas al suelo [KPa]	
Comb: 1.0D	Comb:1.0D+1.0SCP+1.0L
	

Comb: 1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0PDIN	Comb: 1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0PEST
	

El resumen de los valores obtenidos a partir de diagramas de contorno se muestra en la Tabla 7-22.

Tabla 7-22. Resumen de presiones de contacto en cimentación

Presión de contacto transmitida en cimentación

Comb carga / Asentamiento	Presión máxima [KPa]	Presión mínima [KPa]
1.0D	-76.50	-41.20
1.0D+1.0SCP+1.0L	-105.00	-51.00
1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0PDIN	-196.00	-65.00
1.0D+1.0SCP+1.0L+1.0EST	-126.00	-38.00

Fuente (Elaboración propia)

La máxima presión transmitida para las combinaciones de carga evaluadas corresponde a -196kPa, lo cual, en contraste con la capacidad admisible del suelo registrada en la Tabla 7-1, equivalente a 257KPa, es inferior. De esta forma se garantiza que el suelo sobre el que se cimentará la estructura es capaz de soportar la plataforma experimental en operación sin sufrir un hundimiento por fallo. Así mismo, la mínima presión se registró en -38KPa con lo que, en ningún caso se generaron presiones positivas que pudiesen ocasionar levantamientos en la estructura y condiciones de esfuerzos de tensión, teniendo así que se cumple desde este aspecto con los postulados definidos en el capítulo 7.2.

7.10. Diseño de plataforma experimental por resistencia – metodología LRFD.

De conformidad con los métodos de diseño especificados en el capítulo 7.4.4, se verificará inicialmente la condición para el estado límite de resistencia LRFD.

De acuerdo con lo definido en el capítulo C.9.2.1 de la NSR-10, la resistencia requerida debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas que se definen en la Tabla 7-23.

Tabla 7-23. Combinaciones para el estado límite de resistencia

Combinaciones de Carga Estado límite de resistencia
1.4D+1.4SCP
1.2D+1.2SCP +1.6L+1.0PR+1.6EH
1.2D+1.2SCP+1.0L+1.0PR
1.2D+1.2SCP+1.0L+1.0PR+1.0E
0.9D+0.9SCP+1.6EH
0.9D+0.9SCP+1.6EH+1.0E

Fuente (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Nota: La notación PR corresponde a la envolvente de cargas debidas a actuadores para todos los protocolos contemplados y E es el efecto asociado al sismo para la superestructura y subestructura.

Esta resistencia requerida, debe cumplirse de acuerdo con el tipo de esfuerzos a los que están sometidos cada uno de los elementos que conforman la plataforma experimental. Para este caso, todos los muros y losas deben ser diseñados de manera tal que puedan resistir corte y flexión paralelo y perpendicular a sus planos de acción. Para el primer efecto se debe cumplir que:

$$\varphi Vn \geq Vu \tag{35}$$

Donde Vu es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y Vn es la resistencia nominal al cortante calculada como:

$$Vn = Vc + Vs \tag{36}$$

Vc es la Resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto y Vs es la resistencia nominal al corte proporcionada por el refuerzo de cortante.

Para el presente proyecto, se busca que la resistencia nominal Vn sea proporcionada únicamente por la contribución del concreto, permitiendo mediante las propiedades geométricas y

mecánicas del elemento se cumpla con el postulado definido en la ecuación (35) sin suministrar un refuerzo específico para cortante. A su vez, el valor de Vc puede obtenerse como:

$$Vc = 0.17 * \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \tag{37}$$

Donde $f'c$ es la resistencia a la compresión especificada para el concreto en MPa, bw es el ancho de la sección en mm y d distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción en mm. El valor de φ para cortante se define como 0.75 de acuerdo con el capítulo C.9.3.2.3 de la NSR-10.

Por otra parte, para los esfuerzos flexionantes se debe cumplir que:

$$\varphi Mn \geq Mu \tag{38}$$

Donde Mu es la fuerza flexionante mayorada en la sección considerada y Mn es la resistencia nominal al momento obtenida mediante la proposición dada por Whitney (1942) y que se denota como:

$$Mn = \rho \cdot bw \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{0.59 \cdot \rho \cdot fy}{f'c}\right) \tag{39}$$

ρ es la cuantía de refuerzo As evaluada sobre un área $b \cdot d$ y fy es la resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo en MPa. El valor de φ para flexión puede variar en función de la cuantía de refuerzo suministrado, no obstante, suele tomarse como 0.9 para secciones controladas por tracción acorde con el capítulo C.9.3.2.1 de la NSR-10.

Adicional a los requisitos de resistencia, también se debe cumplir con unos parámetros mínimos que garantizan la funcionalidad de cada elemento estructural. En primera instancia, para elementos sometidos a flexión, la cuantía mínima suministrada no debe ser menor que:

$$Asmin = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d \tag{40}$$

A su vez, para controlar fenómenos de retracción y temperatura, de acuerdo con el numeral C.7.12.2.1 de la NSR-10, la cuantía mínima sobre la sección bruta de concreto no debe ser menor que 0.18% en losas donde se empleen barras corrugadas grado 420.

Para muros que funcionen como elementos estructurales, la cuantía mínima para refuerzo vertical será mayor que los numerales a) a c) de C.14.3.2 de la NSR-10, y para refuerzo horizontal deberá ser mayor que los numerales a) a c) de C.14.3.3 de la NSR-10.

Finalmente, de acuerdo con los requisitos de refuerzo definidos en 7.3.2 del ACI 351.3R-18, para elementos de concreto sometidos a acciones dinámicas donde su espesor sea mayor que 600mm, el refuerzo mínimo para contrarrestar efectos de retracción y temperatura podrá tomarse como una capa de 300mm en cada cara de análisis, de esta forma se evita un suministro excesivo de acero. El resumen del diseño efectuado se presenta en la Tabla 7-24.

Tabla 7-24. Resumen diseño por resistencia última - componentes de la plataforma experimental

Resumen del diseño por resistencia última - Plataforma experimental				
Descripción / Elemento	**Muro Reacción**	**Losa reacción**	**Losa Cimentación**	**Muros de sótano**
Esfuerzos máximos actuantes de corte:				
V13 Cortante horizontal máxima Vu	-560.0 kN	-432.0 kN	-631.0 kN	181.0 kN
V23 Cortante vertical máxima Vu	310.0 kN	-431.0 kN	632.0 kN	175.0 kN
Esfuerzos máximos actuantes de flexión:				
M11 Momento horizontal máximo Mu	587.0 kN-m	-310.0 kN-m	327.0 kN-m	-130.0 kN-m
M22 Momento vertical máximo Mu	-450.0 kN-m	-179.0 kN-m	285.0 kN-m	-115.0 kN-m
Especificación de materiales				
Resistencia a la compresión del concreto	35 MPa	35 MPa	35 MPa	35 MPa
Resistencia a la fluencia del acero	420 MPa	420 MPa	420 MPa	420 MPa
Secciones de diseño y suministro de acero				
Ancho de diseño bw	1000.0 mm	1000.0 mm	1000.0 mm	1000.0 mm
Espesor de diseño h	900.0 mm	700.0 mm	1000.0 mm	500.0 mm
Espesor efectivo d	787.3 mm	588.9 mm	887.3 mm	392.1 mm
Área de acero horizontal suministrado	#8 @ 15cm	#7 @ 15cm	#8 @ 15cm	#5 @ 15cm
Área de acero vertical suministrado	#8 @ 15cm	#7 @ 15cm	#8 @ 15cm	#5 @ 15cm
Resistencias obtenidas				
Resistencia nominal al corte φVc	593.9 kN	444.2 kN	669.3 kN	295.7 kN
Resistencia nominal a momento horizontal φMn	980.99 kN-m	556.56 kN-m	1109.51 kN-m	191.91 kN-m
Resistencia nominal a momento vertical φMn	980.99 kN-m	556.56 kN-m	1109.51 kN-m	191.91 kN-m
Índices de sobreesfuerzo ISE				
ISE cortante	0.94	0.97	0.94	0.61
ISE Momento flector horizontal	0.60	0.56	0.29	0.68
ISE Momento flector vertical	0.46	0.32	0.26	0.60

Fuente (Elaboración propia)

Nota: Los diagramas de contorno de los esfuerzos, así como el procedimiento de cálculo detallado para cada componente de la plataforma, se presentan en el ANEXO A.

7.11. Diseño de la plataforma experimental para el estado límite de servicio.

Para el presente proyecto, se ha contemplado la verificación del agrietamiento o fisuración del concreto como un estado límite de servicio. De manera que la estructura pueda satisfacer a su vez requisitos de durabilidad, funcionalidad y apariencia.

En la literatura se han propuesto diferentes expresiones para el cálculo de ancho de fisura en el concreto, no obstante Gergely & Lutz A (1968) definieron mediante un estudio estadístico una expresión probable, la cual fue adoptada por el comité ACI para sus publicaciones y que se muestra en la ecuación (41).

$$w = 11x10^{-6} \cdot \sqrt[3]{d' \cdot A} \cdot fs \tag{41}$$

Donde w es el máximo ancho de grieta en mm, d' es el recubrimiento del concreto en mm, A se puede tomar como $2dc \cdot espaciamiento$ en mm^2 y fs es el esfuerzo en acero cercano a la cara de tracción para cargas de servicio expresado en unidades de MPa; este último no deberá ser mayor que $\frac{2}{3} \cdot fy$ de acuerdo con lo definido en el capítulo C.10.6.4 de la NSR-10.

El American Concrete Institute (2001) en su reporte ACI 224R-01, definió una guía de anchos de fisura permisibles para estructuras de concreto de acuerdo con su uso y grado de exposición a agentes, la cual se muestra en la Figura 7.30.

Tabla 4.1 – Guía para anchos de fisura razonables*, hormigón armado bajo cargas de servicio

Condición de Exposición	Ancho de fisura	
	in.	mm
Aire seco o membrana protectora	0,016	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,012	0,30
Productos químicos descongelantes	0,007	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0,006	0,15
Estructuras para retención de agua†	0,004	0,10

* Es de esperar que una parte de las fisuras de la estructura superarán estos valores. Con el tiempo, el porcentaje de fisuras que superan estos valores puede ser significativo. Estos son lineamientos generales para el diseño, que se deben utilizar juntamente con un sólido juicio profesional.
† Excluyendo tuberías sin presión.

Figura 7.30. Anchos de fisura permisibles para estructuras de concreto

Fuente (American Concrete Institute, 2001)

La plataforma del Laboratorio Lambda puede catalogarse como una estructura expuesta a humedad, aire húmedo y suelo, por lo que el ancho de fisuras a chequear deberá ser menor que 0.3mm en todos los casos.

Así mismo, para condiciones de exposición ambiental normal, donde se garantiza la durabilidad del elemento de concreto, el American Concrete Institute (2006) en su código de requerimientos para el diseño de estructuras ambientales, estableció que el valor de fs reportado en la ecuación (41) no deberá ser mayor que:

$$f_{s_{\max}} = \frac{57000}{\beta \cdot \sqrt{s^2 + 4\left(50 + \frac{db}{2}\right)^2}} \tag{42}$$

Donde s corresponde al espaciamiento del refuerzo suministrado, db es el diámetro de la varilla y β se calcula como:

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} \tag{43}$$

c es la profundidad del eje neutro a nivel de cargas de servicio.

Finalmente, para lograr una apariencia de la superficie de concreto adecuada, la separación del refuerzo más cercano a la cara de tracción no podrá exceder el valor dado por:

$$S_{\max} = 380 \cdot \left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc \tag{44}$$

El valor de Cc puede tomarse equivalente al recubrimiento en la cara de análisis y no es necesario que sea mayor que 50mm de acuerdo con CR23-CR10.6.5 de la NSR-10.

Para las verificaciones de este estado límite de servicio se han implementado las combinaciones de carga definidas en el capítulo B.2.3 de la NSR-10, incorporando el efecto de la presencia de los actuadores con un factor multiplicador de 1.0 en todos los casos.

Tabla 7-25. Combinaciones para el estado límite de servicio.

Combinaciones de Carga Estado límite de Servicio
1.0D+1.0SCP

Combinaciones de Carga Estado límite de Servicio
1.0D+1.0SCP+1.0H+1.0L+1.0PR
1.0D+1.0SCP+1.0H+0.75L+1.0PR
1.0D+1.0SCP+1.0H
1.0D+1.0SCP+1.0H+0.7E
1.0D+1.0SCP+0.525E+0.75L+1.0PR
0.6D+0.6SCP+1.0H
0.6D+0.6SCP+0.7E+1.0H

Fuente (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

El resumen resultados obtenidos tras el análisis y la aplicación de las ecuaciones (41) a (44) se presenta en la Tabla 7-26.

Tabla 7-26. Resumen del diseño para el estado límite de servicio - Plataforma experimental

Resumen del diseño para el estado límite de servicio - Plataforma experimental				
Descripción / Elemento	**Muro Reacción**	**Losa reacción**	**Losa Cimentación**	**Muros de sótano**
Máximo momento de servicio Ms	529.00 kN-m	249.00 kN-m	312.00 kN-m	110.00 kN-m
Esfuerzo en el acero para condición de servicio fs	196.232 MPa	163.114 MPa	101.584 MPa	212.770 MPa
Esfuerzo máximo admisible para condición de exposición $f_{s_{\max}}$	250.000 MPa	246.713 MPa	250.000 MPa	234.294 MPa
Ancho de grieta obtenido para las cargas aplicadas w	0.26 mm	0.21 mm	0.13 mm	0.28 mm
Separación máxima del refuerzo $S_{\max}$	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm

Fuente (Elaboración propia)

Nota: Los diagramas de contorno de los esfuerzos para la componente de servicio, así como el procedimiento de cálculo detallado para cada elemento de la plataforma, se presentan en el ANEXO A.

En todos los casos, el ancho de grietas obtenidas no supera los 0.3mm definidos como estándar y el refuerzo suministrado cuenta con las separaciones apropiadas para permitir una apariencia óptima del concreto fundido.

7.12. Evaluación del desempeño de la plataforma.

7.12.1. Criterios de desempeño:

Con el objetivo de verificar si para condiciones esperadas en el funcionamiento del laboratorio, la plataforma experimental tiene un comportamiento adecuado en cuestión de

esfuerzos y deformaciones, se realiza en este capítulo la evaluación del desempeño teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

a) Al contar con actuadores de tipo dinámico, estos podrán simular efectos de sismo en los cuerpos de prueba, por lo que se contempla la incorporación en el modelo de 4 sismos representativos correspondientes a: Sismo el Centro (1940), Sismo Kobe (1995), Sismo Loma Prieta (1989) y Sismo California Morgan Hill (1984). Todos fueron escalados para producir una máxima fuerza por actuador de 50kN, implementando la Segunda Ley de Newton descrita en la ecuación (14). La Figura 7.31, presenta el gráfico de Tiempo vs Fuerza aplica para cada registro sísmico.

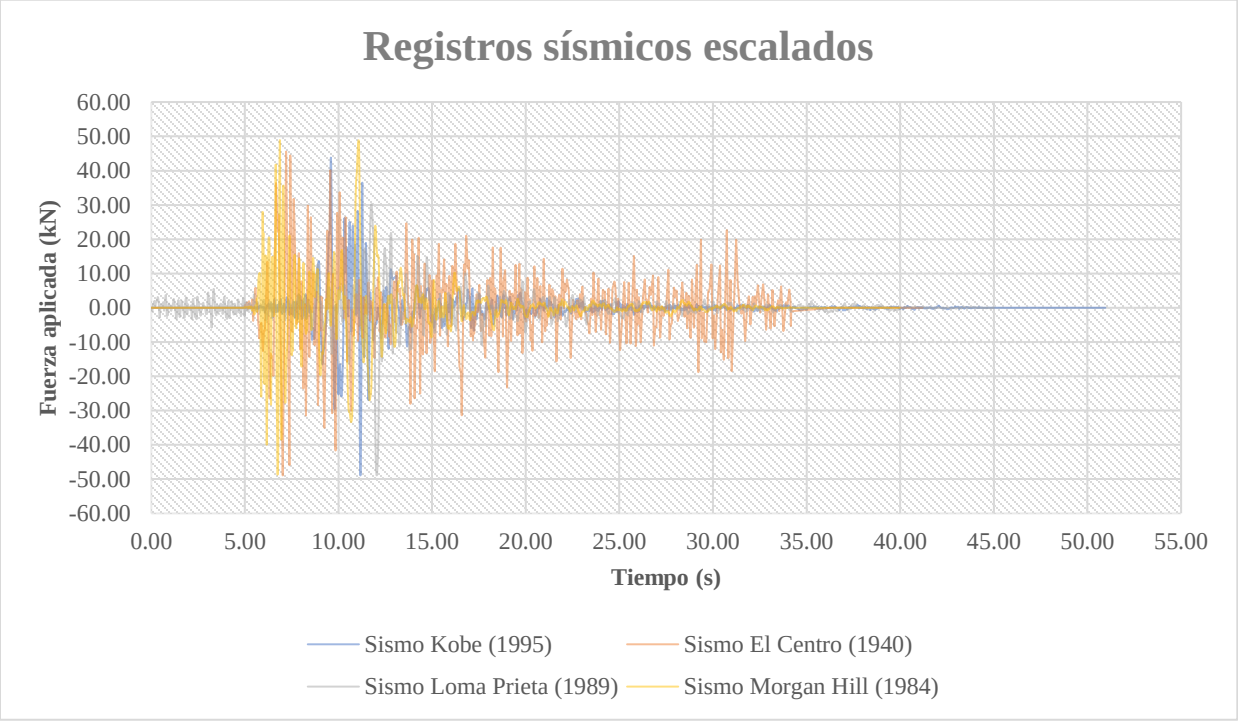


Figura 7.31. Registros sísmicos implementados para evaluación de desempeño

Fuente (Elaboración propia)

Nota: Estos vectores de tiempo vs fuerza fueron introducidos en el software de modelación como funciones “Time History”.

b) A futuro se plantea la ubicación en la losa de reacción de un Marco para pruebas en muros y elementos estructurales. A fin de limitar su capacidad, se ha optado para evaluar el desempeño de este diseño en establecer una carga dinámica transmitida por apoyo del

marco a la losa de 50kN con una frecuencia operativa de 5Hz. Siguiendo los mismos pasos enmarcados en el capítulo 7.4.2.

El gráfico del vector de Fuerza Vs tiempo para este escenario se muestra en la Figura 7.32.

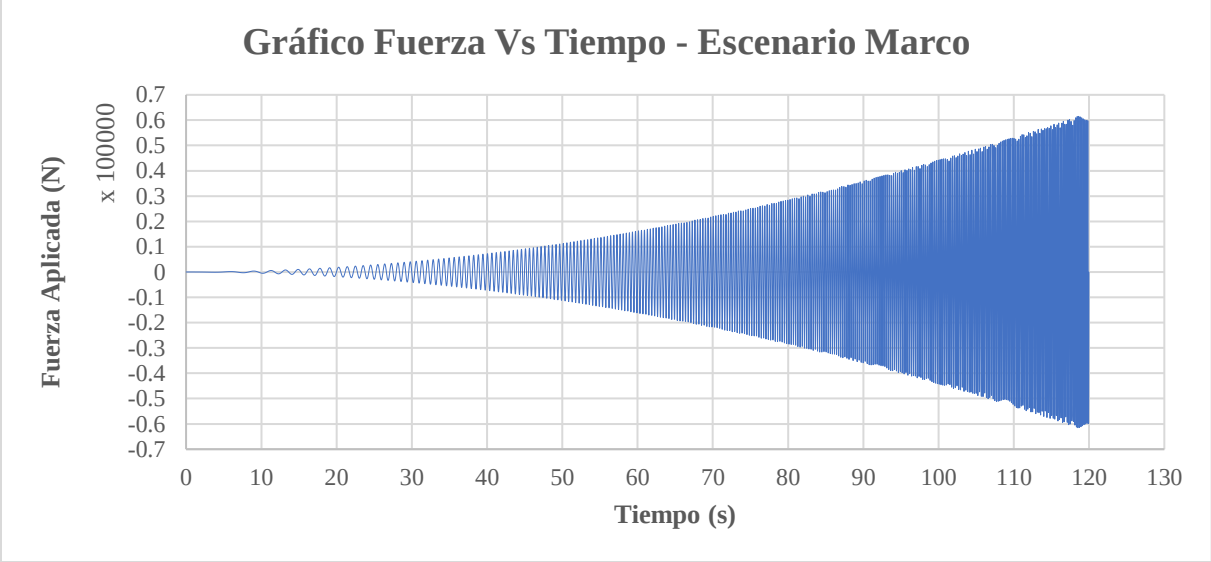
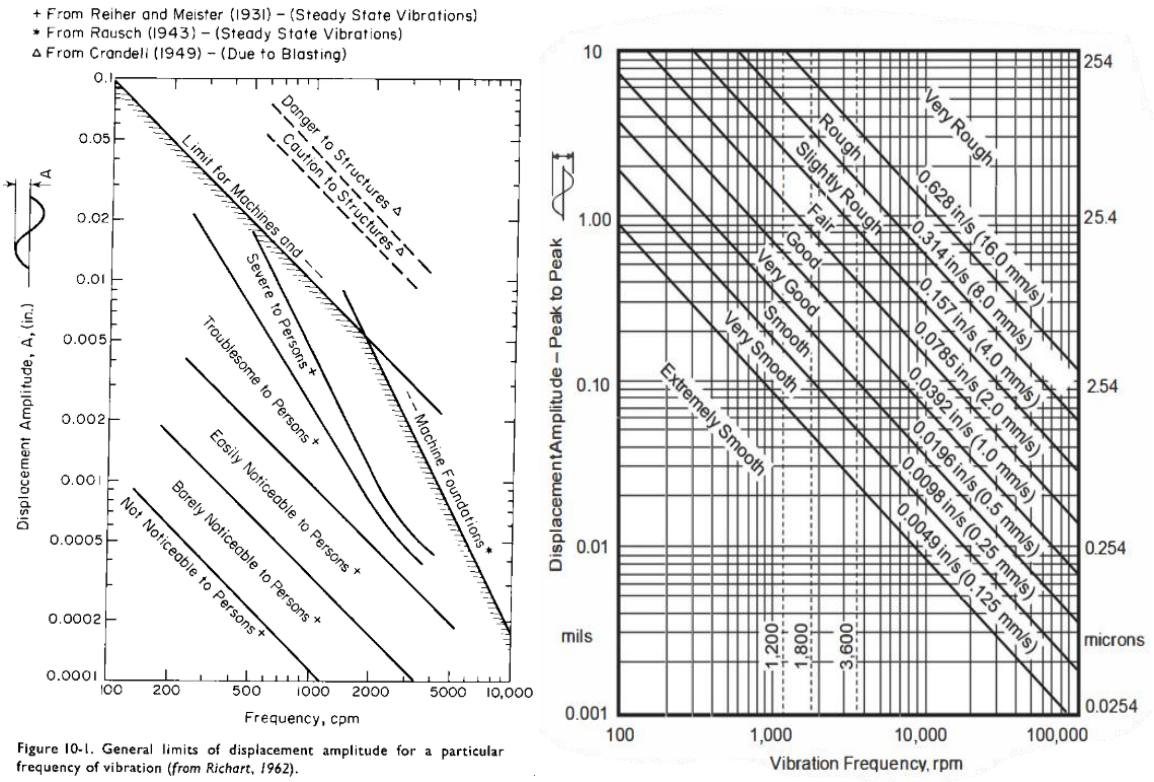


Figura 7.32. Gráfico Fuerza Vs Tiempo - Escenario para evaluación de desempeño en losa de reacción

Fuente (Elaboración propia)

Nota: Este vector se introduce en el software de modelación como una función “Time History”.

c) Se debe garantizar que la vibración transmitida por la estructura al suelo cuente con unos estándares de aceptación tanto para la percepción del personal que opera la plataforma, como para el funcionamiento adecuado de los actuadores. Richart et al. (1970) establecieron un gráfico que define los desplazamientos límites de amplitud para una frecuencia de vibración generada por el efecto del equipo dinámico actuante (Figura 7.33-a), de manera que pueda determinarse el grado de percepción de las personas. Por otra parte Baxter et al. (1967) definieron el gráfico de severidad de vibraciones para maquinaria y equipos en general (Figura 7.33-b).



(a) (b)

Figura 7.33. (a) Límites de amplitud de desplazamiento para una vibración producida y (b) severidad de vibraciones para maquinaria

Fuente (Richart et al., 1970) y (Baxter et al., 1967)

La amplitud de desplazamiento se obtiene de las expresiones definidas por el American Concrete Institute (2018) en su reporte ACI 351.3R-18 como sigue:

$$A = \frac{F}{abs(Ks - M \cdot {\omega_0}^2)} \tag{45}$$

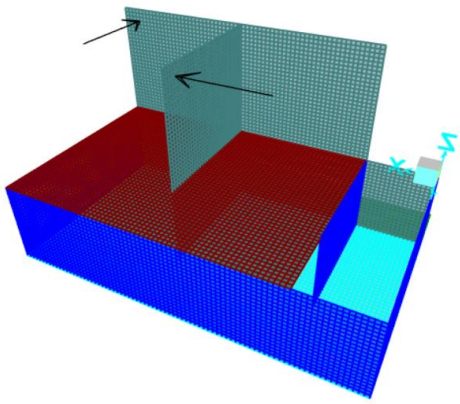
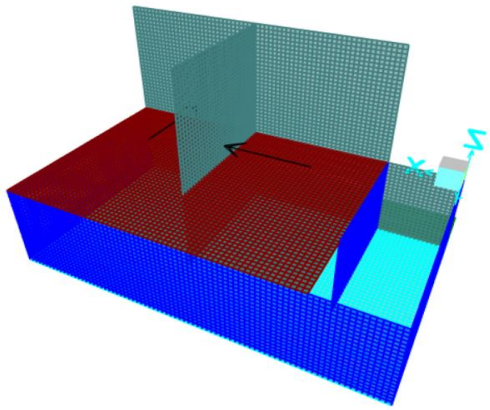
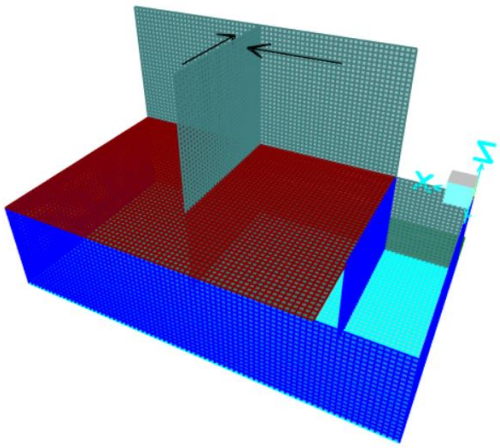
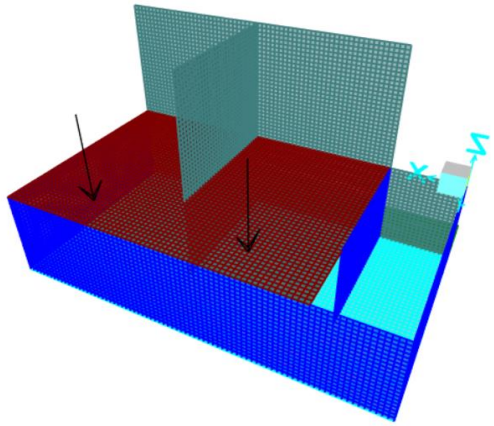
Donde F corresponde a la carga crítica transmitida por el actuador, Ks es la rigidez dinámica del suelo en las diferentes direcciones de análisis, Mes la masa total en contacto con el suelo correspondiente a la reacción en la base y ω_0 es la frecuencia angular de operación del actuador.

7.12.2. Evaluación de los criterios de desempeño

Criterios A y B

Se asignó en el modelo estructural las cargas de origen dinámico definidas en los criterios a) y b) del capítulo 7.12.1, en las posiciones que se muestran en la Tabla 7-27.

Tabla 7-27. Posicionamiento de cargas para evaluación de criterios A y B

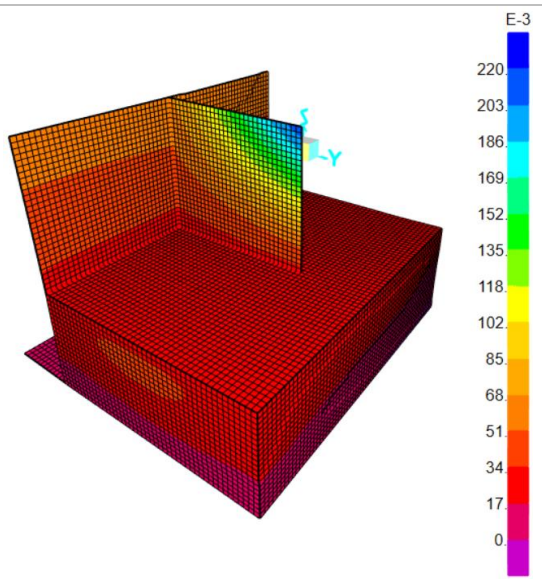
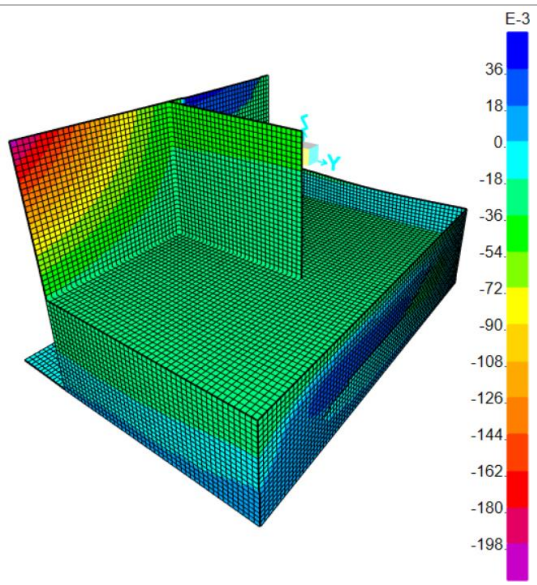
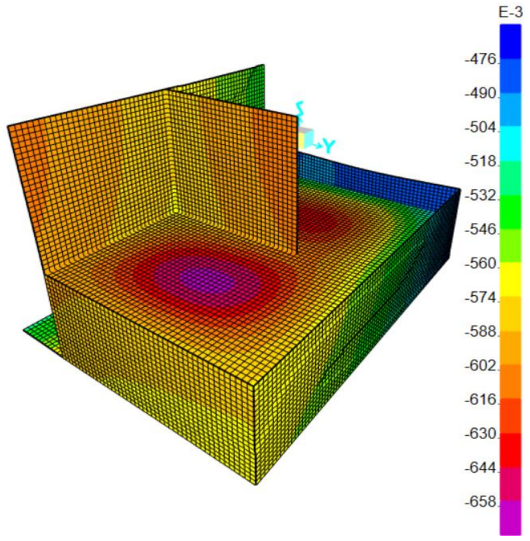
Posicionamiento de Cargas para Evaluación de Criterios A y B	
Criterio A – Posición 1	Criterio A – Posición 2
	
Criterio A – Posición 3	Criterio B – Posición 1
	

Fuente (Elaboración propia)

Nota: Las posiciones de carga para el criterio A se escogen de forma que se contemplen los escenarios más desfavorables para esfuerzos y deformaciones y para el criterio B es la posición tentativa de ubicación del marco de pruebas.

Para obtener las deformaciones, se crea una envolvente que contemple todos los escenarios sísmicos del criterio a) en las posiciones mostradas en la Tabla 7-27, las cargas asociadas a la disposición del marco del criterio b), los empujes de tierra para el estado estático y seudo-estático y las cargas gravitacionales producto del uso. La Tabla 7-28, presenta los desplazamientos máximos obtenidos.

Tabla 7-28. Desplazamientos máximos Criterios A y B

Desplazamientos máximos [mm]	
Sentido X	Sentido Y
	
Sentido Z	
	

Fuente (Elaboración propia)

La máxima deformación generada por la acción de las cargas laterales es de 0.22mm, lo cual resulta significativamente menor que el límite definido para el funcionamiento de la plataforma experimental. Por otra parte, los asentamientos o deformaciones verticales oscilan entre 0.47mm y 0.66mm, produciendo un diferencial de 0.19mm también inferior al límite normativo.

Para la verificación de esfuerzos, se implementan las mismas combinaciones definidas en la Tabla 7-23, modificando el patrón de carga PR por la envolvente de cargas asociadas a los criterios a) y b).

Los resultados para momento y cortante en cada elemento, así como su comparativa respecto a las resistencias nominales se muestra en la Tabla 7-29.

Tabla 7-29. Verificación del desempeño para el estado límite de resistencia última Criterios A y B - Plataforma experimental

Verificación Desempeño por resistencia última - Plataforma experimental				
Descripción / Elemento	**Muro Reacción**	**Losa reacción**	**Losa Cimentación**	**Muros de sótano**
Esfuerzos máximos actuantes de corte:				
V13 Cortante horizontal máxima	-145.0 kN	-258.0 kN	-408.0 kN	95.0 kN
V23 Cortante vertical máxima	116.0 kN	-251.0 kN	396.0 kN	-92.0 kN
Esfuerzos máximos actuantes de flexión:				
M11 Momento horizontal máximo	132.0 kN-m	-135.0 kN-m	178.0 kN-m	-36.0 kN-m
M22 Momento vertical máximo	139.0 kN-m	-105.0 kN-m	-180.0 kN-m	-66.0 kN-m
Especificación de materiales				
Resistencia a la compresión del concreto	35 MPa	35 MPa	35 MPa	35 MPa
Resistencia a la fluencia del acero	420 MPa	420 MPa	420 MPa	420 MPa
Secciones de diseño y suministro de acero				
Ancho de diseño bw	1000.0 mm	1000.0 mm	1000.0 mm	1000.0 mm
Espesor de diseño h	900.0 mm	700.0 mm	1000.0 mm	500.0 mm
Espesor efectivo d	787.3 mm	588.9 mm	887.3 mm	392.1 mm
Área de acero horizontal suministrado	#8 @ 15cm	#7 @ 15cm	#8 @ 15cm	#5 @ 15cm
Área de acero vertical suministrado	#8 @ 15cm	#7 @ 15cm	#8 @ 15cm	#5 @ 15cm
Resistencias obtenidas				
Resistencia nominal al corte	593.9 kN	444.2 kN	669.3 kN	295.7 kN
Resistencia nominal a momento horizontal	980.99 kN-m	556.56 kN-m	1109.51 kN-m	191.91 kN-m
Resistencia nominal a momento vertical	980.99 kN-m	556.56 kN-m	1109.51 kN-m	191.91 kN-m
Indices de sobreesfuerzo ISE				
ISE cortante	0.24	0.58	0.61	0.32
ISE Momento flector horizontal	0.13	0.24	0.16	0.19
ISE Momento flector vertical	0.14	0.19	0.16	0.34

Fuente (Elaboración propia)

Nota: Los diagramas de contorno de los esfuerzos, se presentan en el ANEXO B.

Los índices de sobreesfuerzo redujeron significativamente respecto a la condición de diseño inicial planteada, por lo que el desempeño de la plataforma experimental es adecuado desde el estado límite de resistencia.

Criterio C

Para verificar este criterio, se aplicó la ecuación (45), modificando el valor de F de acuerdo con la cantidad de actuadores funcionando al tiempo. Se limitó el valor a 2 actuadores, ya que de acuerdo con las posiciones de carga definidas para realizar los diseños es la máxima probable. Los resultados obtenidos se muestran

Tabla 7-30. Amplitudes de desplazamiento utilizando 2 actuadores en conjunto

Obtención de las amplitudes de desplazamiento para verificación de Vibraciones				
Descripición / Dirección de análisis		**DIR Z**	**DIR X**	**DIR Y**
Módulo de reacción dinámico en la base	N/mm	2728096.01	4742300.60	4788804.08
Reacción en la base obtenida de modelo estructural	N	9257862.03	591116.74	1480657.79
Masa transmitida al suelo en la dirección de análisis	kg	943716.82	60256.55	150933.52
N actuadores en conjunto		2	2	2
Capacidad máxima de carga por actuador	N	160000	160000	160000
Carga total trasnmitida por los equipos		320000	320000	320000
Frecuencia de operación máxima de actuadores	Hz	12.50	12.50	12.50
Revoluciones por minuto de actuadores	rpm	750	750	750
Frecuencia angular de los actuadores	rad/s	78.54	78.54	78.54
Amplitud de desplazamiento A	mils	5.4996E-05	8.72E-04	3.45E-04
Transformación de amplitud A en pulgadas	in	5.4996E-08	8.7205E-07	3.45481E-07

Fuente (Elaboración propia)

Al entrar a los gráficos de la Figura 7.33-a y Figura 7.33-b, se obtiene para la primera condición un efecto de “Not Noticeable to Persons” y para la segunda “Extremely Smooth” en todas las direcciones de análisis. Eso significa que la vibración es imperceptible para las personas y que el movimiento generado es suave, con lo que no se pone en riesgo el funcionamiento de los actuadores.

De esta forma se ha verificado el desempeño de la plataforma respecto a condiciones esperadas en el funcionamiento del laboratorio.

7.13. Resumen del diseño obtenido

Una vez agotados todos los criterios y aspectos relevantes del diseño de la plataforma experimental, se obtienen las dimensiones definitivas junto con su suministro de acero de refuerzo. Todos los detalles estructurales y que resumen los procedimientos efectuados en este capítulo se presentan en el ANEXO N.

8. DETERMINACIÓN DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL LABORATORIO LAMBDA

8.1.General

Para permitir el alojamiento de la plataforma experimental e ir en línea con la alternativa número 3 mostrada en la Figura 6.5, Figura 6.6, Figura 6.7, este capítulo presenta el diseño estructural del Laboratorio Lambda como una estructura de cerramiento, así como la ampliación del segundo nivel de cuarto de mezclas para destinación del área multifuncional.

Para el diseño del Laboratorio Lambda, se definieron todos los parámetros de entrada requeridos para el diseño como son los materiales por implementar, los tipos de carga presentes y la configuración estructural propuesta. Se establecieron las metodologías de análisis a implementar, donde se destaca la incorporación de procedimientos de diseño por estabilidad y diseño por desempeño; mediante la estabilidad se obtuvieron los índices de sobreesfuerzo para cada elemento que conforma Lambda considerando efectos de segundo orden P-Delta, así como las imperfecciones geométricas que puedan presentarse en la construcción, mientras que, mediante la verificación de desempeño se determinó la capacidad de la estructura de incursionar en comportamientos inelásticos a partir de la aplicación de cargas laterales incrementales. Finalmente, se diseñan todos los complementos del laboratorio como conexiones entre elementos metálicos y su cimentación.

Para la ampliación del segundo nivel del cuarto de mezclas, se implementan metodologías tradicionales de diseño, permitiendo obtener los desplazamientos máximos mediante derivas de piso y las fuerzas de diseño que posibilitan determinar los índices de sobreesfuerzo. Se demuestra que la ampliación a segundo nivel no genera implicaciones en el primer piso, exceptuando aquellos puntos específicos de reforzamiento.

Las estructuras diseñadas en este capítulo deberán satisfacer requisitos mínimos de resistencia y ductilidad definidos en la vigente norma sismo-resistente NSR-10, así como todos aquellos documentos complementarios internacionales del American Concrete Institute (ACI) y American Institute of Steel Construction (AISC).

8.2.Diseño estructural del Laboratorio Lambda.

8.2.1. Descripción de la estructura y datos de entrada

Tipo de obra

Estructura metálica de 242.4 m^2 de área construida en planta, su altura a cornisa o base de cubierta es de 8 m y a cumbrera o tope de cubierta es de 8.5m, la cual genera un laboratorio de doble altura que posibilita además de la construcción de la plataforma experimental, el movimiento de materiales y equipos a partir de puentes grúa bidireccionales.

Sistema estructural propuesto

De acuerdo con el Reglamento Colombiano NSR-10 y teniendo el nivel de amenaza sísmica proyectado para la zona (alta), además de lo definido en el decreto 945 del 2017 el proyecto se clasifica como se define a continuación:

Pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) en la dirección corta y pórticos de acero con diagonales concéntricas con capacidad de disipación mínima de energía (DMI) en la dirección larga.

Este sistema es permitido de acuerdo con la nota 5 del decreto 945 de 2017 para estructuras que tienen un solo piso, hasta una altura máxima de 20m y que no hagan parte del grupo de uso IV, por lo que pueden tratarse como naves industriales. El valor del coeficiente básico de disipación de energía R_0 será 1.5 y el valor de sobrer resistencia Ω_0 equivale a 1.0.

Cubierta

Se conformará una cubierta liviana apoyada en correas metálicas que transfieren la carga a los elementos del sistema principal de resistencia sísmica.

Cimentación:

Se implementará una cimentación superficial basada en zapatas aisladas, diseñadas profundidad de desplante de 2.0m y una capacidad portante de 257kPa de acuerdo con los parámetros definidos en la tabla Tabla 7-1.

Parámetros sísmicos:

Se implementarán los parámetros definidos en el capítulo 7.5.7 para la microzona 4E "Abanico de Pance".

8.2.2. Especificación de materiales:

Para secciones de concreto reforzado, se especifican las siguientes propiedades:

- Resistencia a la Compresión del Concreto; f'c=280kg/cm^2.
- Módulo de Elasticidad del Concreto: Ec=15100*280^0.5=252671.3 kg/ cm^2
- Relación de Poisson del Concreto: 0.2
- Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo: fy = 4200 kg/cm^2
- Esfuerzo de Rotura del Acero de Refuerzo: fu=5800 kg/cm^2
- Relación de Poisson del Acero de Refuerzo: 0.2

Para secciones laminadas que pueden ser soldadas o pernadas usadas como vigas y columnas se implementan las siguientes propiedades:

- Tipo de Acero: ASTM A572 Gr 50
- Densidad del acero: 7850kg/m^3
- Módulo de elasticidad: 200000MPa
- Resistencia a la fluencia: 345 MPa
- Resistencia de ruptura: 450MPa.

Para los elementos tipo correas en cubierta:

- Tipo de Acero: ASTM A-1011 SS Gr 50
- Resistencia a la fluencia: 345MPa
- Resistencia de ruptura: 450MPa.

Para tornillos y varillas roscadas:

- Tipo de acero Tornillos: ASTM A-325.
- Tipo de acero Varillas roscadas: ASTM F1554.

8.2.3. Método de diseño:

Se empleó para la verificación el **Método Estado Límite de Resistencia** definido en el capítulo 7.4.4.

8.2.4. Método de análisis:

Se implementa para esta estructura dos metodologías:

Método de análisis 1: Diseño por estabilidad:

De acuerdo con el numeral F.2.3.1 de la NSR-10, un diseño por estabilidad debe asegurar la estabilidad de la estructura como un todo y para cado uno de sus elementos. Para esto, es necesario considerar los efectos de los siguientes factores:

a) Las deformaciones por flexión, cortante y carga axial, y cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura,
b) Los efectos de segundo orden, incluyendo los efectos P-Δ y P-δ,
c) Las imperfecciones geométricas,
d) Las reducciones de rigidez de los miembros debido al comportamiento inelástico,
e) Las incertidumbres en la rigidez y resistencia.

Para ello se implementará el método de análisis directo, en donde se puede determinar las resistencias requeridas de acuerdo con el numeral F.2.3.2 y el cálculo de las resistencias de diseño de acuerdo con el numeral F.2.3.3.

Para la obtención de las resistencias requeridas el análisis tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Se contempla todo tipo de deformaciones (literal a) diseño por estabilidad.
2. Se ejecuta un análisis de segundo orden incluyendo los efectos P-Δ y P-δ a fin de obtener los esfuerzos en la estructura y cada uno de los elementos.
3. Se considera todas las cargas de gravedad y otras que tengan influencia en la estabilidad.
4. El análisis se ejecuta para las combinaciones mayoradas del estado límite de resistencia.

5. Se implementa cargas ficticias para representar las imperfecciones geométricas al momento de montaje de la estructura. Estas cargas se obtienen como se muestra en la ecuación (46).

$$Ni = 0.002 \cdot Y_i \tag{46}$$

   Donde Ni es la carga lateral ficticia en un nivel i; y Y_i es la carga gravitacional aplicada en el nivel i para el caso de carga en consideración.

   Estas cargas ficticias se incorporan en las combinaciones gravitacionales del estado límite de resistencia y para estructuras con alto nivel de inestabilidad también se contemplan para las combinaciones que contemplen cargas laterales.
6. Se realiza una reducción de rigidez, aplicando un factor de 0.8 a todos los parámetros de rigidez que se considere atribuyan a la estabilidad de la estructura.

Por otro lado, para la obtención de las resistencias de diseño dependerá de las provisiones de cada uno de los elementos y los esfuerzos a los que esté sometido. El factor de longitud efectiva K en este método es 1.0 en todos los casos.

Método de análisis 2: Diseño por desempeño

De acuerdo con Jorquera (2017), la capacidad estructural es la habilidad que posee una estructura para soportar las demandas sísmicas y depende de la resistencia y deformación de cada uno de sus elementos. Sin embargo, debido a la falta de la definición de objetivos de desempeño ante sismos de mayor amplitud, ocasionalmente se producen colapsos y daños en estructuras importantes. Así, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura ante los movimientos sísmicos y diferentes solicitaciones se obtiene a partir de procedimientos de análisis no lineal, el cual considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica.

El análisis pushover es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la cual consiste en llevar a la estructura más allá del rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima, a partir de la aplicación de un patrón de cargas laterales que se incrementan de forma secuencial y bajo cargas gravitacionales constantes en el que se lleva a cabo un proceso iterativo entre la formación de rótulas plásticas y la redistribución de rigidez de la estructura (Jorquera, 2017).

Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura a partir de la verificación de la capacidad obtenida de la curva pushover respecto a la demanda que depende de un sismo en particular representado mediante un espectro de diseño. Para esto, el modelo estructural debe contemplar unas secciones definitivas y una metodología de plastificación, de ahí que para evaluar el desempeño, se debe en primer lugar haber diseñado la estructura para el estado límite de resistencia implementando una metodología de análisis apropiada para el tipo de material.

Los métodos de análisis estático no lineal pushover más renombrados son:

- Método de Capacidad Espectral (MCE) de ATC-40, FEMA 356 y FEMA 440
- Método N2 (MN2) del EC8 o EN 1998.
- Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) de ASCE 41-13 y FEMA 273.

Para el presente proyecto se implementarán los métodos de capacidad espectral ATC-40 y FEMA 356, y el método de los coeficientes ASCE 41-13.

El análisis estático no lineal pushover, parte de la hipótesis de que el comportamiento dinámico de una estructura está controlado por el modo fundamental, por lo cual la respuesta de una estructura puede representarse mediante un sistema equivalente de 1 grado de libertad. Sin embargo, este método puede resultar inexacto en el estudio de estructuras altas o irregulares en las que los modos superiores influyen en la respuesta global, para esto, dicho procedimiento debe acompañarse de un análisis dinámico complementario (Krawinkler & Seneviratna, 1998)

Inicialmente, se tiene la ecuación de movimiento para un sistema de n grados de liberta, donde F representa el vector de fuerzas;

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + F = -M[J\ a(t)] \tag{47}$$

Se asume que φ es un vector constante e independiente en del tiempo, $X = \varphi x_t$ donde x_t representa el desplazamiento de la planta superior, este vector puede tener cualquier forma, sin embargo, es común el modo fundamental y que este se encuentre normalizado respecto al desplazamiento de la planta superior. Sustituyendo lo anterior en la ecuación (47) y multiplicando por φ^T se tiene que

$$\varphi^T M\varphi\ddot{X}_t + \varphi^T C\varphi\dot{X}_t + \varphi^T F = -\varphi^T M[J\ a(t)] \tag{48}$$

El desplazamiento del sistema equivalente de 1 grado de libertad está definido por:

$$X^* = \frac{\varphi^T M \varphi}{\varphi^T M J} X_t \tag{49}$$

Si se sustituye X_t en la ecuación (48) usando la ecuación (49), se obtiene la ecuación diferencial del sistema equivalente de 1 grado de libertad,

$$M^* \ddot{X}_t^* + C^* \dot{X}_t^* + F^* = -M^* a \tag{50}$$

Donde M^*, C^* y F^* son las propiedades básicas del sistema,

$$M^* = \varphi^T M J \tag{51}$$

$$F^* = \varphi^T F \tag{52}$$

$$C^* = \varphi^T C \varphi \frac{\varphi^T M J}{\varphi^T M \varphi} \tag{53}$$

Si el vector φ es conocido, el diagrama fuerza (F^*) vs desplazamiento (X^*) del sistema equivalente de 1 grado de libertad se puede derivar a partir del diagrama de cortante basal (V_b) vs desplazamiento de terraza ($X_t \; o \; \delta_t$), el cual es obtenido mediante un análisis no lineal estático e incremental del modelo de n grados de libertad (Jorquera, 2017).

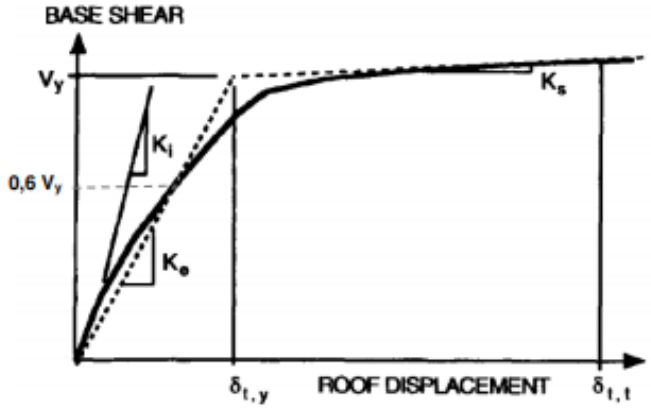


Figura 8.1. Cortante basal frente desplazamiento de terraza de un modelo de n gdl

Fuente (Krawinkler & Seneviratna, 1998)

Por simplicidad, la curva cortante de pushover es bilinealizada de tal manera que el área bajo ambas curvas coincida y estas se corten en $0.6V_y$. Una vez definido el sistema bilineal de n grados de libertad, es posible representar la curva de pushover del sistema equivalente de 1 grado de libertad como se muestra en la Figura 8.2, respectivamente

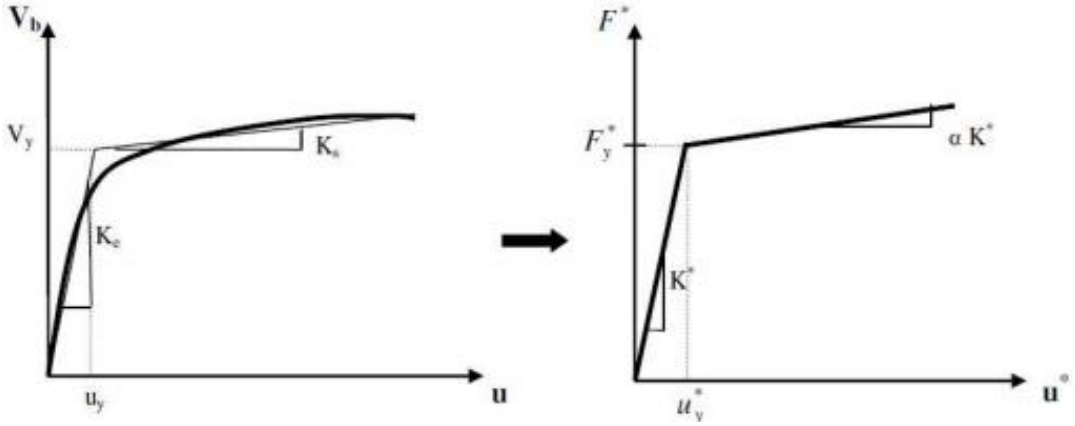


Figura 8.2. Curva pushover para un sistema n gdl (izq) y su homóloga para 1 gdl (der)

Fuente (Krawinkler & Seneviratna, 1998)

Por lo tanto, el periodo del sistema equivalente, T_{eq}, está dado por

$$T_{eq} = 2\pi\sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \tag{54}$$

Donde la rigidez equivalente es igual a

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \tag{55}$$

El desplazamiento de la planta superior, X_t, está relacionado con el desplazamiento del sistema equivalente de 1 grado de libertad mediante la ecuación (4). Por lo cual, usando una técnica de diseño sismorresistente, se puede estimar el desplazamiento que provocaría un sismo sobre el modelo equivalente de 1 grado de libertad, obteniendo así, una aproximación del desplazamiento real de la estructura, que será más precisa cuanto más predominante sea el modo fundamenta (Jorquera, 2017).

8.2.5. Software de modelación:

Se implementó el software ETABS desarrollado por Computers and Structurees Inc, el cual es un programa para análisis estructural y dimensionado de edificios, con herramientas de visualización 3D que permiten ejecutar sofisticados modelos lineales y no lineales. La versión de programa es 20.3.0 de tipo educativo.

La Figura 8.3, muestra la visualización 3D del modelo estructural idealizado para el laboratorio Lambda.

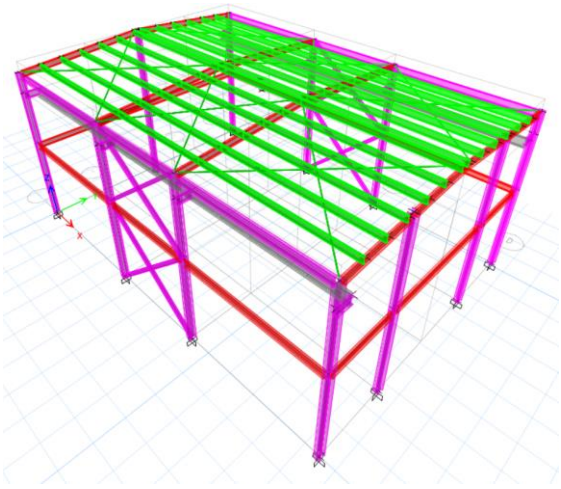


Figura 8.3. Modelo 3D de la estructura contemplada

8.2.6. Evaluación de cargas:

Se contempla en este capítulo las cargas gravitacionales, de viento y las asociadas al sismo.

Cargas gravitacionales

Tabla 8-1. Avalúo de cargas gravitacionales en cubierta

AVALÚO DE CARGAS PARA CUBIERTA	
CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA (B.3 - NSR -10)	
Ítem	Carga (kN/m^2)
Peso de teja + iluminación + ductos	1.00
CARGA VIVA DE CUBIERTA (B.4 NSR-10)	
Ítem	Carga (kN/m^2)
Carga viva de cubierta pend <15°	0.5

Fuente (Elaboración propia)

Adicionalmente para la fachada y con el objetivo de reducir peso se implementó un panel tipo Sandwich con espesor medio de 10mm que genera un peso por superficie vertical máximo de 13.4kg/m^2. Este valor se multiplica por la altura de entrepiso para efectos de obtener cargas por unidad de longitud.

Cargas en vigas carrileras – Puentes grúa

Para permitir el transporte de material interno al laboratorio, se plantea la incorporación de un puente grúa monoviga de 5 ton de capacidad, el cual cuenta un polipasto eléctrico de elevación. El conjunto de monoviga, polipasto y accesorios son suministrados por fabricantes, por lo que en el diseño del laboratorio Lambda deberá considerarse la carga transmitida por las ruedas del puente a una viga carrilera.

Para efectos de este diseño, se ha implementado la ficha técnica de DONGQI GROUP, en donde se muestra la carga transmitida en cada rueda del puente grúa a la estructura para diferentes luces.

Puente grúa 5 toneladas especificaciones ficha técnica:

Capacidad de elevación	t	5						
Luz (S)	m	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5
Velocidad de elevación (lenta)	m/min	8（0.8）						
Velocidad del carro	m/min	20						
Velocidad de la grúa	m/min	20（ground control）；45（cabin control）						
Motor de elevación	kw	7.5/0.8						
Motor del carro	kw	0.8×2						
Peso del cuerpo (control desde el suelo)	kg	5230	6400	7450	8600	10560	12350	14850
Peso del cuerpo (control desde la cabina)	kg	5730	7100	8150	9300	11260	13100	15560
Carga máxima de las ruedas	KN	39	43	48	53	59	62	71
Riel recomendado		P38						
Dimensiones principales	mm	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5
Separación de las ruedas al tope del polipasto	H	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1550
Separación de las ruedas a la parte inferior de la viga principal	H2	165	165	165	265	365	465	370
Separación de las ruedas al centro del gancho	H4	385	385	385	385	385	385	540
Distancia entre ruedas de la viga extremo	W	3200 ~ 3900				3200 ~ 3600		3800
Longitud de la viga extremo	B	2700 ~ 3100				3700 ~ 4200		5300
Ancho de la vía del carro	K	1400 ~ 1800						
Límite de izquierda del gancho	S1	1200						
Límite de derecha del gancho	S2	1200						

Figura 8.4. Ficha técnica puente grúa 5 ton.

Fuente (Eurocrane Global, 2024)

Se tiene así, para una luz aproximada de 10.5m, una carga máxima por rueda de 43kN.

De acuerdo con el capítulo B.4.4 de la NSR-10, cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, debe incrementarse, para efectos de diseño, por un porcentaje de 25%. Así mismo, de acuerdo con B.4.6 de la NSR-10, debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal equivalente a por lo menos el 20% de la carga por rueda y una fuerza horizontal longitudinal equivalente del 10% para contemplar los efectos de frenado.

De esta forma, se implementa para cada viga carrilera las cargas de diseño de la Tabla 8-2.

Tabla 8-2. Cargas en vigas carrileras producto de un puente grúa de 5ton

CARGAS EN PUENTE GRÚA 5 TON		
Carga por rueda	43.00	kN
Incremento por impacto 25%	53.75	kN
Fuerza horizontal 20%	10.75	kN
Fuerza longitudinal 10%	5.375	kN

Fuente (Elaboración propia)

Cargas nocionales

Se considera para todos los efectos gravitacionales las cargas nocionales definidas para el método de diseño por estabilidad del capítulo 8.2.4.

Cargas de viento

Para este tipo de carga se utilizó el procedimiento analítico definido en B.6.5 de la NSR-10. Se incorporó la geometría de la estructura junto con sus alturas de cubierta al software ARQUIMET 2.0 de ACESCO, así mismo se introdujeron los siguientes parámetros de diseño:

- Velocidad básica del viento: 35m/s obtenido de los mapas de amenaza eólica de la NSR-10 para el municipio de Santiago de Cali.
- Dirección del viento: Normalmente a la cumbrera.
- Tipo de edificación: Parcialmente cerrada.
- Tipo de exposición: B
- Ocupación: III
- Región propensa a huracanes: NO.

Producto del análisis se obtienen las presiones de diseño que se muestran en la Tabla 8-3.

Tabla 8-3. Cargas de viento para estructura.

DETERMINACIÓN CARGA DE VIENTO	
TIPO DE CARGA	**VALOR (kN/m^2)**
Viento por succión	0.68
Viento por compresión	0.68
Fachada a barlovento	0.62
Fachada a sotavento	0.62

Fuente: (Elaboración propia)

Nota: El análisis detallado y reporte para la obtención de fuerzas de viento se muestra en el ANEXO C.

Carga sísmica

A partir de los parámetros definidos en el decreto 411.0.20.0158 de 2014 para la microzona 4E "Abanico de Pance" se construye el espectro de respuesta para implementar en el proyecto como sigue:

Tabla 8-4. Parámetros de entrada construcción espectro de aceleraciones

Parámetros para construcción espectro de aceleraciones	
Tipo de perfil de suelo	Microzonas
Perfil de suelo	4e
Coeficiente Aa	0.25
Coeficiente Av	0.25
Coeficiente Fa	0.91
Coeficiente Fv	1.81
Grupo de uso	III
Coeficiente de importancia	1.25
Periodo T0	0.20s
Periodos cortos TC	0.95s
Periodos largos TL	3.00s

La forma del espectro adoptado es la misma mostrada en la figura Figura 7.13, y el espectro aplicable a esta estructura para la microzona 4E es el obtenido en la Figura 7.14.

Por otro lado, para estructuras que hacen parte del grupo de uso IV o que están dentro de los literales a), b), c) y d) del grupo de uso III, definidos en A.2.5.1.2, se deberán tener requisitos adicionales para garantizar que ante la ocurrencia de un sismo, la estructura pueda seguir operando mediante la verificación del umbral de daño.

Los movimientos sísmicos del umbral de daño corresponden a un espectro de aceleraciones con un coeficiente de amortiguamiento del 2%, el cual posee una probabilidad del 80% de ser excedido en un lapso de 50 años en función de la aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño representada por el parámetro Ad.

Para la ciudad de Santiago de Cali, el valor de Ad corresponde a 0.09 de acuerdo con los datos reportados en el apéndice A-4 de la NSR-10.

La Figura 8.5, muestra la representación de este espectro, el cual deberá ser contemplado en el diseño de la estructura.

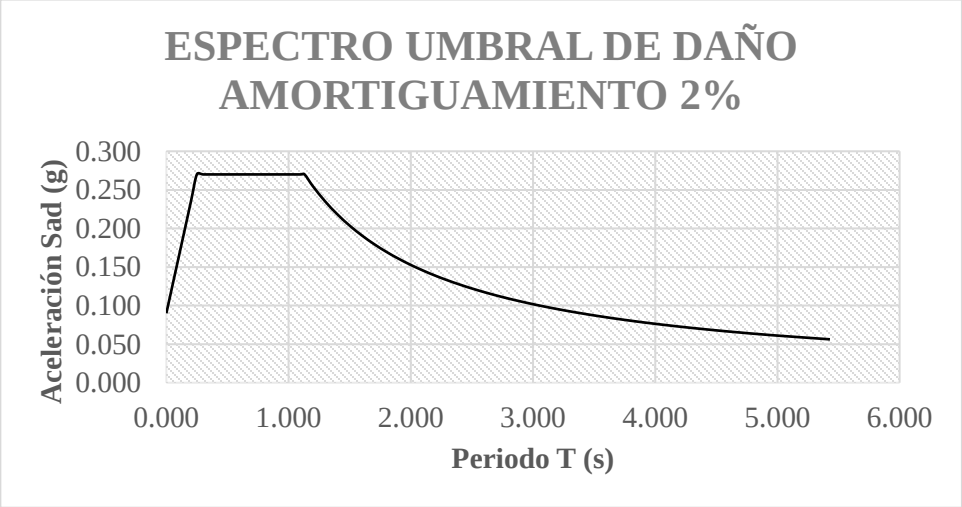


Figura 8.5. Representación movimientos sísmicos umbral de daño.

Fuente (Elaboración propia).

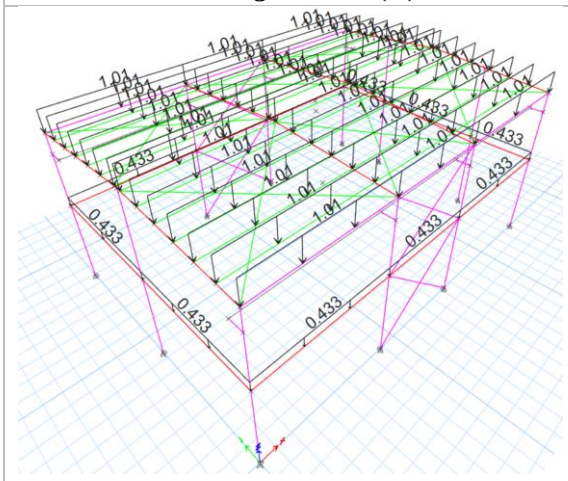
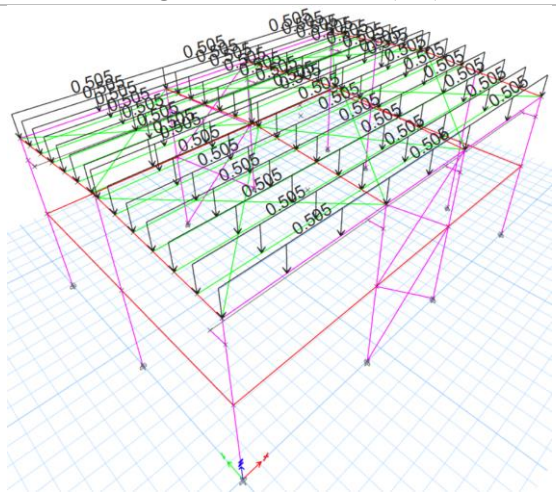
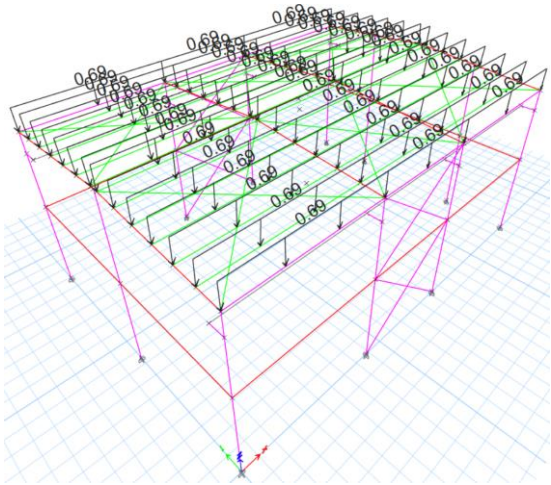
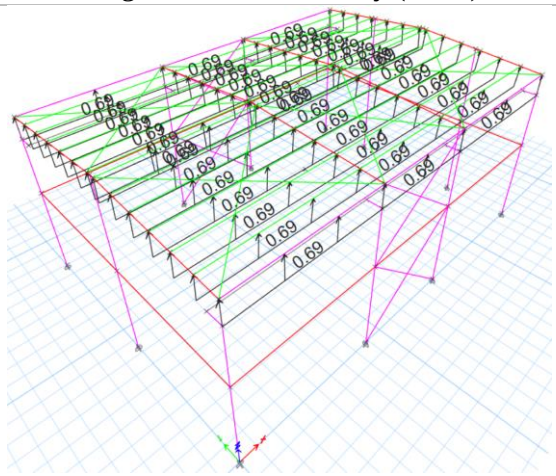
8.2.7. Asignación de cargas en el modelo estructural

Las cargas gravitacionales y de viento se introdujeron en el modelo estructural como cargas por unidad de longitud, para ello, se multiplicó cada uno de los valores reportados por sus respectivos anchos aferentes, de manera que se contemple una distribución uniforme.

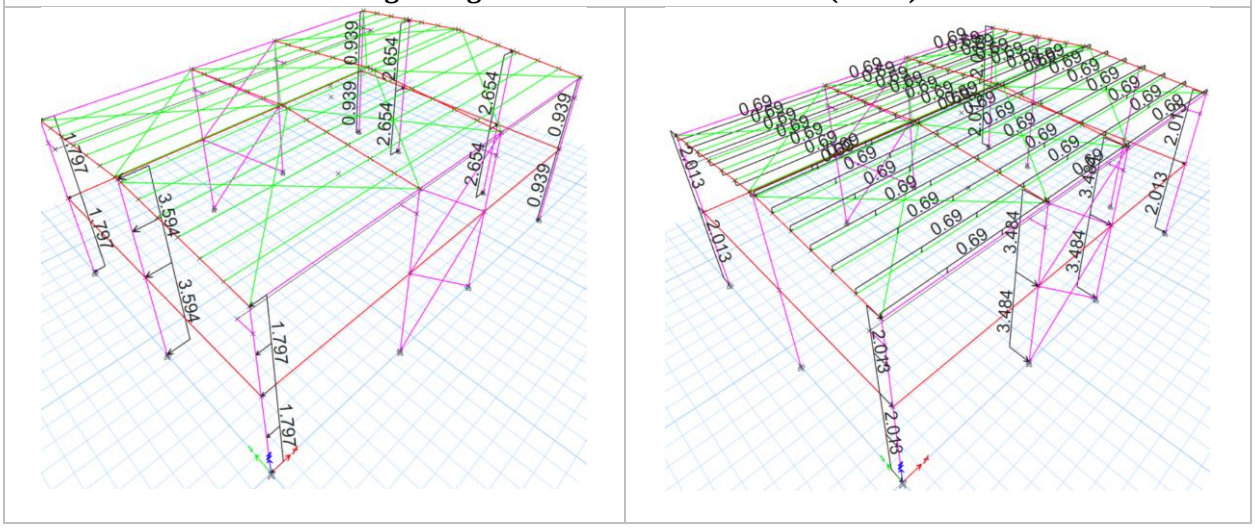
Para las cargas sísmicas, al implementarse los métodos de análisis por estabilidad y por desempeño, ambos son de tipo estático no lineal, por lo que no pueden usarse funciones de espectro de respuesta, sino que debe transformarse el sismo en una carga estática aplicable a toda la estructura.

Cargas gravitacionales y de viento:

Tabla 8-5. Cargas gravitacionales y de viento asignadas a modelo estructural

Cargas asignadas a modelo estructural (kN/m)	
Carga muerta (D)	Carga viva de cubierta (LR)
	
Carga viento compresión dir y (WYC)	Carga viento succión dir y (WYS)
	
Carga viento succión/compresión dir x (WXS/C)	Carga viento succión compresión dir x (WYS/C)

Cargas asignadas a modelo estructural (kN/m)



Fuente (Elaboración propia).

Cargas de puente grúa:

Este tipo de carga es móvil en toda la longitud de las vigas carrileras. Para este diseño, se han creado 9 cargas puntuales con los valores de la Tabla 8-3, distribuidas en tramos del 10% de la longitud de la viga, de forma que se abarque todo el movimiento del puente grúa. Posteriormente, se crea una envolvente de esos 9 valores, de manera que, al realizar el análisis estructural se contemplen los esfuerzos más críticos de todas las posiciones.

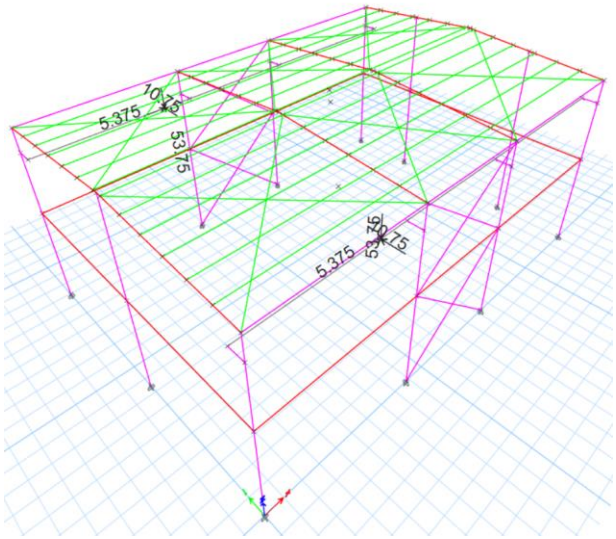


Figura 8.6. Carga de puente grúa en kN, en posición 30% de la longitud del carril

Fuente (Elaboración propia)

Carga sísmica:

En el software se crearon patrones para la carga sísmica en las direcciones X y Y de análisis. Tomando una representación de tipo estático que considera la aceleración espectral en la meseta del espectro, correspondiente a la esperada para esta estructura (ver Figura 8.7).

Para los movimientos sísmicos de umbral de daño, se tomó la misma representación, obteniendo para el periodo fundamental de la estructura el valor de aceleración espectral esperada.

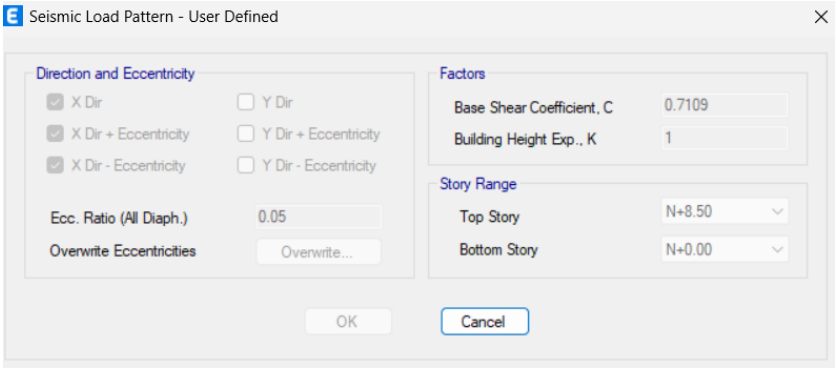


Figura 8.7. Representación de la carga sísmica estática, dirección X.

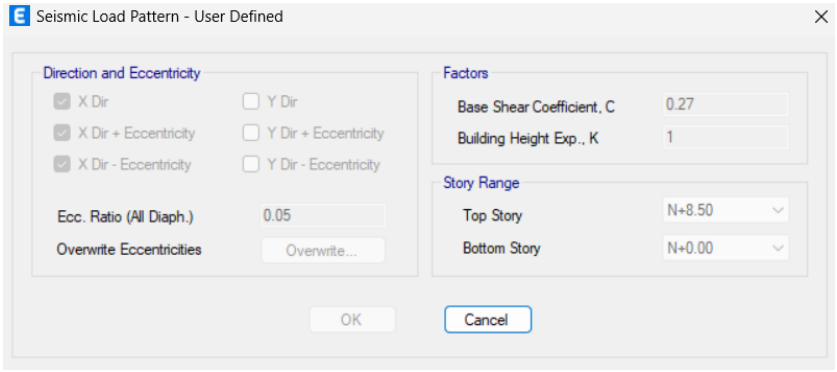


Figura 8.8. Representación carga sísmica umbral de daño dirección X

8.2.8. Coeficientes de reducción de capacidad y verificación de irregularidades.

Para efectos de diseño sísmico, la edificación debe clasificarse como regular o irregular en planta y altura o como redundante o con ausencia de redundancia, permitiendo obtener el valor del coeficiente de reducción sísmica R como sigue:

$$R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_0 \tag{56}$$

Donde ϕ_a es el factor de reducción por irregularidad en altura, ϕ_p es el factor de reducción por irregularidad en planta, ϕ_r es el factor de reducción por ausencia de redundancia y R_0 es el coeficiente básico de reducción sísmica (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

El valor de R_0 depende del sistema estructural y para este caso, de acuerdo con lo definido en el capítulo 8.2.1 es equivalente a 1.5.

Las irregularidades en altura ϕ_a no son aplicables a esta estructura por tener un solo nivel. Por otro lado, para las irregularidades en planta ϕ_p, se analizan los casos que se mencionan en la tabla A.3-6 de la NSR-10, obviándose las tipo 2P, 3P, 4P, y 5P, ya que geométricamente no son aplicables a esta estructura, teniéndose así que únicamente debe evaluarse de forma numérica los tipo 1aP y 1bP correspondientes a Irregularidad torsional y torsional extrema, tal y como se muestra en la Figura 8.9.

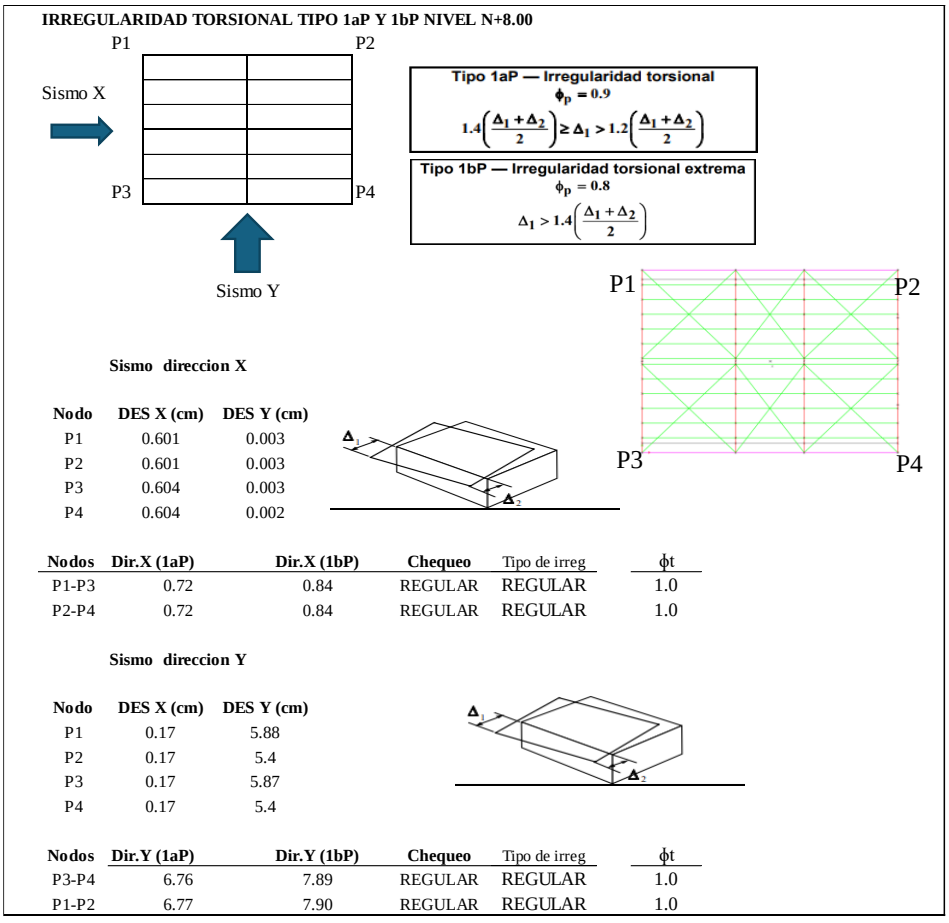


Figura 8.9. Evaluación numérica irregularidad torsional y torsional extrema

Fuente (Elaboración propia)

Se tiene entonces que la estructura no tiene irregularidad torsional y torsional extrema, por lo que el valor de ϕ_p equivale a 1.0.

Finalmente, para la determinación de ϕ_r se parte del hecho que la dirección donde están los pórticos resistentes a momentos únicamente presenta una luz o vano de conformación, por lo que la pérdida de la resistencia a momentos de la conexión viga a columna de esos pórticos en alguno de los extremos de la viga puede generar una reducción de más del 33% de la resistencia, por lo que $\phi_r = 0.75$.

Al implementar la ecuación (56), el valor del coeficiente de reducción símica final será de $R = 1.125$, el cual se tomará para reducir el espectro de diseño definido en el capítulo 8.2.6 y con ello efectuar el diseño de cada uno de los elementos que conforman el Laboratorio Lambda.

8.2.9. Combinaciones de carga

La Tabla 8-6 muestra las combinaciones usadas para el estado límite de resistencia última y la Tabla 8-7 para el estado límite de servicio.

Tabla 8-6. Combinaciones para el estado límite de resistencia última

COMBINACIONES DE CARGA ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA ÚLTIMA			
ID	COMBO	ID	COMBO
1	+1.4D+1.4SCP+1.4NxD+1.4NxSCP	41	+1.2D+1.2SCP+1.6LR+0.5WXC
2	+1.4D+1.4SCP-1.4NxD-1.4NxSCP	42	+1.2D+1.2SCP+1.6LR-0.5WXC
3	+1.4D+1.4SCP+1.4NyD+1.4NySCP	43	+1.2D+1.2SCP+1.6LR+0.5WYC
4	+1.4D+1.4SCP-1.4NyD-1.4NySCP	44	+1.2D+1.2SCP+1.6LR-0.5WYC
5	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP+1.2NxD+1.6NxL+1.2NxSCP	45	+1.2D+1.2SCP+1.6LR+0.5WXS
6	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP-1.2NxD-1.6NxL-1.2NxSCP	46	+1.2D+1.2SCP+1.6LR-0.5WXS
7	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP+1.2NyD+1.6NyL+1.2NySCP	47	+1.2D+1.2SCP+1.6LR+0.5WYS
8	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP-1.2NyD-1.6NyL-1.2NySCP	48	+1.2D+1.2SCP+1.6LR-0.5WYS
9	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1.2NxD+1.6NxL+1.2NxSCP+0.5NxLR	49	+1.2D+1.2SCP+1.6LR+0.5WXS/C
10	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1.2NxD-1.6NxL-1.2NxSCP-0.5NxLR	50	+1.2D+1.2SCP+1.6LR-0.5WXS/C
11	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1.2NyD+1.6NyL+1.2NySCP+0.5NyLR	51	+1.2D+1.2SCP+1.6LR+0.5WYS/C
12	+1.2D+1.6L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1.2NyD-1.6NyL-1.2NySCP-0.5NyLR	52	+1.2D+1.2SCP+1.6LR-0.5WYS/C
13	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1.6LR+1.2NxD+1NxL+1.2NxSCP+1.6NxLR	53	+0.9D+0.9SCP+1WXC
14	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1.6LR-1.2NxD-1NxL-1.2NxSCP-1.6NxLR	54	+0.9D+0.9SCP-1WXC
15	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1.6LR+1.2NyD+1NyL+1.2NySCP+1.6NyLR	55	+0.9D+0.9SCP+1WYC
16	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1.6LR-1.2NyD-1NyL-1.2NySCP-1.6NyLR	56	+0.9D+0.9SCP-1WYC
17	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1WXC	57	+0.9D+0.9SCP+1WXS
18	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1WXC	58	+0.9D+0.9SCP-1WXS
19	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1WYC	59	+0.9D+0.9SCP+1WYS
20	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1WYC	60	+0.9D+0.9SCP-1WYS
21	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1WXS	61	+0.9D+0.9SCP+1WXS/C
22	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1WXS	62	+0.9D+0.9SCP-1WXS/C
23	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1WYS	63	+0.9D+0.9SCP+1WYS/C
24	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1WYS	64	+0.9D+0.9SCP-1WYS/C
25	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1WXS/C	65	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1SX/R-0.3SY/R
26	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1WXS/C	66	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1SX/R+0.3SY/R
27	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1WYS/C	67	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1SX/R-0.3SY/R
28	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1WYS/C	68	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1SX/R+0.3SY/R
29	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1WXC	69	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1SY/R-0.3SX/R
30	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1WXC	70	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+1SY/R+0.3SX/R
31	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1WYC	71	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1SX/R-0.3SY/R
32	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1WYC	72	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP-1SX/R+0.3SY/R
33	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1WXS	73	+0.9D+0.9SCP+1SX/R-0.3SY/R
34	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1WXS	74	+0.9D+0.9SCP+1SX/R+0.3SY/R
35	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1WYS	75	+0.9D+0.9SCP-1SX/R-0.3SY/R
36	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1WYS	76	+0.9D+0.9SCP-1SX/R+0.3SY/R
37	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1WXS/C	77	+0.9D+0.9SCP+1SY/R-0.3SX/R
38	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1WXS/C	78	+0.9D+0.9SCP+1SY/R+0.3SX/R
39	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR+1WYS/C	79	+0.9D+0.9SCP-1SY/R-0.3SX/R
40	+1.2D+1.0L+1.0MVL+1.2SCP+0.5LR-1WYS/C	80	+0.9D+0.9SCP-1SY/R+0.3SX/R

Fuente (Elaboración propia)

Nota: El patrón MVL corresponde a la carga móvil generada por el puente grúa y los patrones SX/R y SY/R son la fuerza sísmica reducida por valor de R.

Tabla 8-7. Combinaciones de carga estado límite de servicio

COMBINACIONES DE CARGA ESTADO LÍMITE DE SERVICIO			
ID	COMBO	ID	COMBO
1	+1.0D+1.0SCP	15	+1.0D+1.0SCP+0.75WXS+0.75L+0.75LR
2	+1.0D+1.0SCP+1.0L+1MVL	16	+1.0D+1.0SCP+0.75WYS+0.75L+0.75LR
3	+1.0D+1.0SCP+1.0LR	17	+1.0D+1.0SCP+0.75WXS/C+0.75L+0.75LR
4	+1.0D+1.0SCP+0.75L+0.75LR+0.75MVL	18	+1.0D+1.0SCP+0.75WYS/C+0.75L+0.75LR
5	+1.0D+1.0SCP+1.0WXC	19	+1.0D+1.0SCP+0.75L+0.75LR+0.525SX/R+0.1575SY/R
6	+1.0D+1.0SCP+1.0WYC	20	+1.0D+1.0SCP+0.75L+0.75LR+0.1575SX/R+0.525SY/R
7	+1.0D+1.0SCP+1.0WXS	21	+0.6D+0.6SCP+1.0WXC
8	+1.0D+1.0SCP+1.0WYS	22	+0.6D+0.6SCP+1.0WYC
9	+1.0D+1.0SCP+1.0WXS/C	23	+0.6D+0.6SCP+1.0WXS
10	+1.0D+1.0SCP+1.0WYS/C	24	+0.6D+0.6SCP+1.0WYS
11	+1.0D+1.0SCP+0.7SX/R+0.21SY/R	25	+0.6D+0.6SCP+1.0WXS/C
12	+1.0D+1.0SCP+0.21SX/R+0.7SY/R	26	+0.6D+0.6SCP+1.0WYS/C
13	+1.0D+1.0SCP+0.75WXC+0.75L+0.75LR	27	+0.6D+0.6SCP+0.7SX/R+0.21SY/R
14	+1.0D+1.0SCP+0.75WYC+0.75L+0.75LR	28	+0.6D+0.6SCP+0.21SX/R+0.7SY/R

Fuente (Elaboración propia)

8.2.10. Análisis de derivas

El capítulo A.6.4 del reglamento NSR-10 establece que la deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1 no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6-4, en la cual la máxima deriva se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

Del modelo estructural se obtienen las derivas para el sismo de diseño.

Tabla 8-8. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el sismo de diseño

TABLE: Story Drifts – Sismo de diseño

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
								m	m	m
N+8.50	SXEST	LinStatic	Step By Step	3	X	0.136%	9	0.00	6.35	8.50
N+8.50	SYEST	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.797%	9	0.00	6.35	8.50
N+8.00	SXEST	LinStatic	Step By Step	3	X	0.082%	4	18.10	0.00	8.50
N+8.00	SYEST	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.902%	5	0.00	12.70	8.00
N+4.30	SXEST	LinStatic	Step By Step	3	X	0.077%	4	18.10	0.00	4.30
N+4.30	SYEST	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.623%	9	0.00	12.70	4.30

Fuente (Elaboración propia)

La máxima deriva se presenta en la dirección Y correspondiente a los pórticos resistentes a momentos con un valor de 0.902%, no obstante, no supera el 1.0% definido como límite normativo.

Por otro lado, para el umbral de daño, el capítulo A.12.5.3 de la NSR-10 establece que la máxima deriva no debe exceder los límites establecidos en la tabla A.12.5-1.

Tabla 8-9. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el umbral de daño

TABLE: Story Drifts - Umbral de daño

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
								m	m	m
N+8.50	UMBX	LinStatic	Step By Step	3	X	0.052%	9	0.00	6.35	8.50
N+8.50	UMB Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.301%	9	0.00	6.35	8.50
N+8.00	UMBX	LinStatic	Step By Step	3	X	0.031%	4	18.10	0.00	8.50
N+8.00	UMB Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.341%	5	0.00	12.70	8.00
N+4.30	UMBX	LinStatic	Step By Step	3	X	0.029%	4	18.10	0.00	4.30
N+4.30	UMB Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.235%	9	0.00	12.70	4.30

Fuente (Elaboración propia)

Para este caso, la máxima deriva también se presenta en los pórticos resistentes a momentos y tiene un valor de 0.34%, sin embargo, no supera el 0.4% establecido como límite normativo.

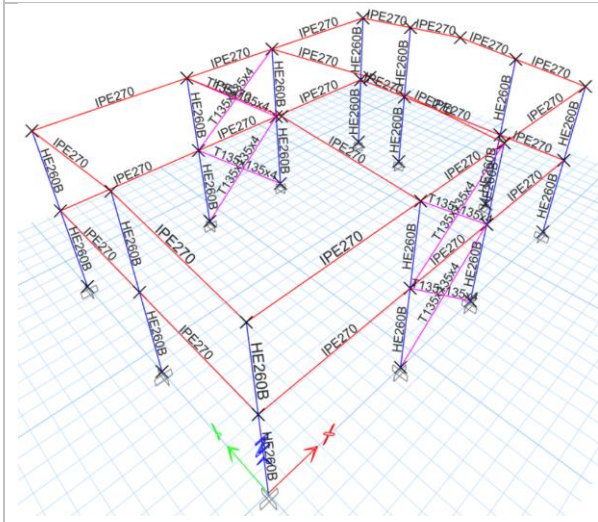
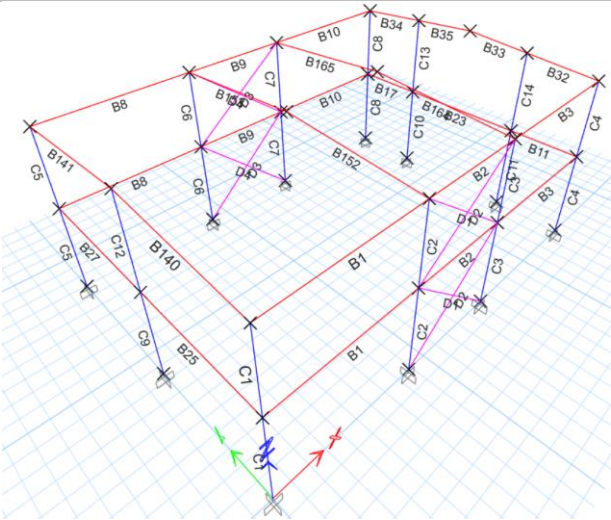
8.2.11. Diseño de elementos metálicos que hacen parte del SRS.

Se implementó para el diseño del sistema principal el titulo F de la NSR-10, sección F.2, donde se presentan las formulaciones para la verificación del cumplimiento de diferentes tipos de perfiles laminados y armados sometidos a efectos de torsión, compresión, flexión, cortante y fuerzas combinadas. Los esfuerzos actuantes, se obtienen producto del análisis estructural implementado por estabilidad.

Al implementarse un sistema de Nave industrial con mínima capacidad de disipación de energía DMI, las provisiones sísmicas son obviadas y el diseño se efectúa para la resistencia de cada perfil, obteniendo el índice de sobreesfuerzo demanda/capacidad.

Asignación de secciones y etiquetas.

Tabla 8-10. Esquemas de asignación de secciones y etiquetas para el sistema principal

Secciones y etiquetas del sistema principal de resistencia sísmica	
Secciones asignadas	Etiquetas por elemento
	

Fuente (Elaboración propia)

Nótese que en la dirección X se implementa el sistema arriostrado y en la dirección Y el sistema de pórticos resistentes a momentos.

Para garantizar esto, se restringe la transmisión a momento de todos los elementos de la dirección X, dando una única responsabilidad a los arriostramientos para la resistencia sísmica en ese sentido, tal y como se muestra en la Figura 8.10.

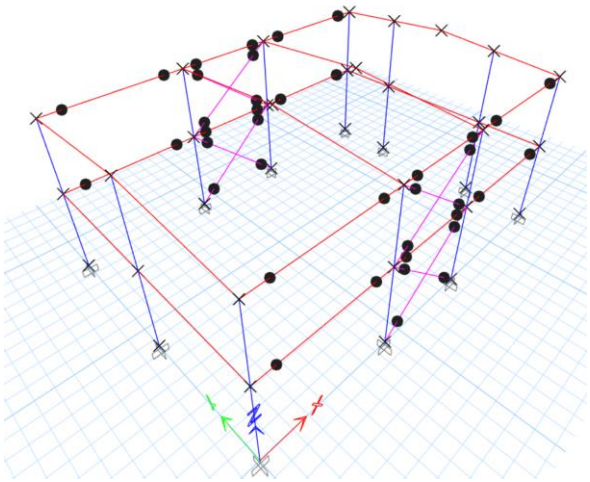


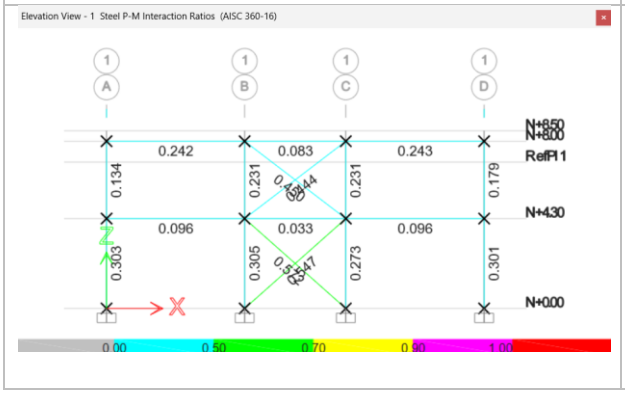
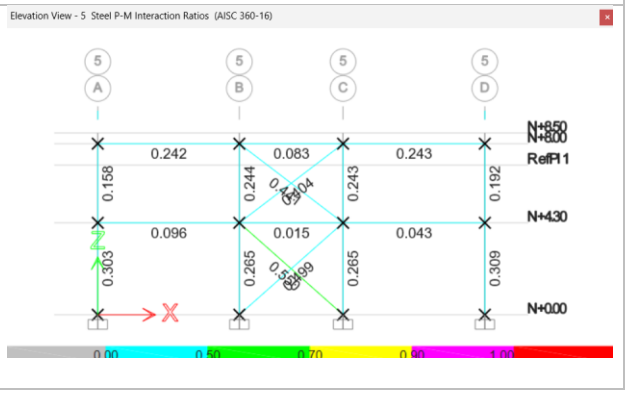
Figura 8.10. Restricción transmisión a momentos en la dirección X de análisis.

Fuente (elaboración propia)

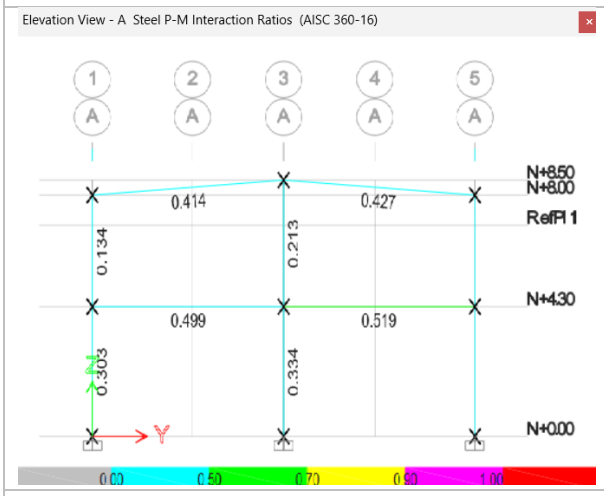
Índices de sobreesfuerzo.

Producto del análisis estructural efectuado, se obtienen los índices de sobreesfuerzo que se muestran en la Tabla 8-11.

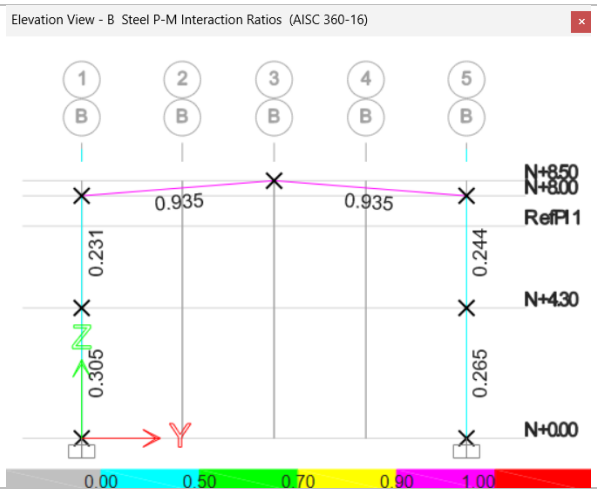
Tabla 8-11. Índices de sobreesfuerzo elementos sistema principal.

Secciones y etiquetas del sistema principal de resistencia sísmica	
EJE 1	EJE 5
	

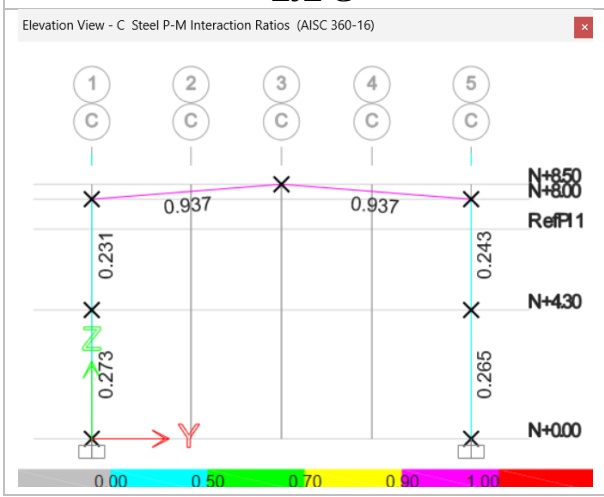
EJE A



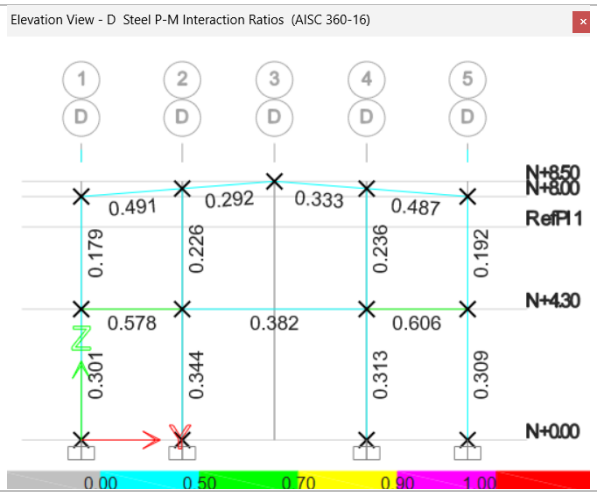
EJE B



EJE C



EJE D



El reporte del software para cada uno de los elementos se presenta en el ANEXO D.

Verificación de deflexiones:

Para corroborar que las vigas impuestas son adecuadas, debe verificarse el cumplimiento de sus deflexiones. Para ello, se obtiene del modelo estructural, el máximo momento para la combinación de servicio que incluye la carga muerta y carga viva sin mayorar.

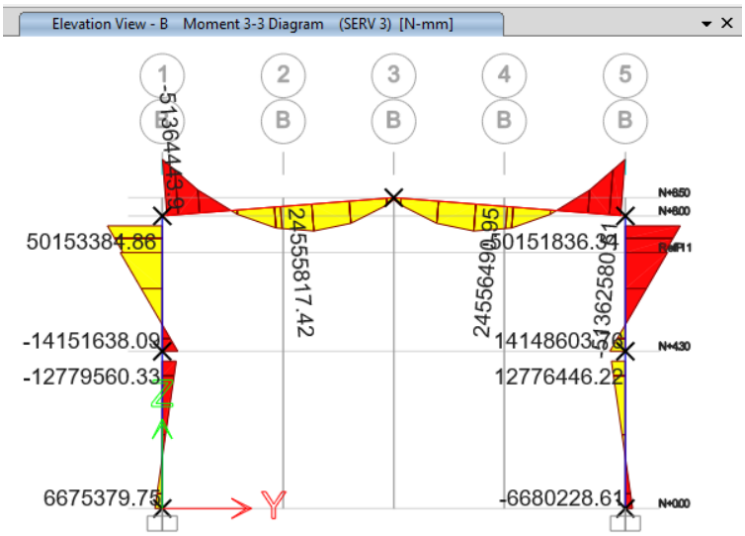


Figura 8.11. Máximo momento en vigas de cubierta [N-mm]

Fuente (Elaboración propia)

Para efectos de verificar la deflexión, se tomará el momento en la zona central de la luz, que es la más susceptible a deformarse por la aplicación de cargas vivas y muertas.

La deflexión máxima en elementos sometidos a flexión se determina como sigue:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \tag{57}$$

Donde L es la longitud del elemento, E es el módulo de elasticidad del acero, I es la inercia del perfil y q es la carga asociada al máximo momento obtenido de la Figura 8.11.

La Tabla 8-12 presenta el resumen de los datos de entrada y la deflexión máxima obtenida.

Tabla 8-12. Deflexiones en vigas metálicas

Cálculo de deflexión en viga		
Perfil	IPE 270	
Inercia	57900000	mm^4
Longitud	6370	mm
Módulo de elasticidad	200000	MPa
Momento máximo	24555817.4	N-mm
Carga asociada al momento q	4.84	N/mm
Δmax	8.96	mm

Fuente (Elaboración propia)

El límite de deflexión cuando se tiene elementos susceptibles a dañarse por valores excesivos corresponde a L/480, lo cual, para la luz de análisis resulta en un máximo de 13.27mm. Nótese que el valor de Δ_{max} es de 8.96mm inferior que el límite, por lo que los elementos dispuestos son adecuados.

8.2.12. Diseño de elementos metálicos que conforman la cubierta

Al igual que para el sistema principal, se implementa el titulo F para el diseño de estos elementos.

La cubierta se conforma por correas tipo PHR-C, que se soldan a las vigas principales mediante porta correas. Para su diseño, se implementó el software ARQUIMET 2.0 de ACESCO. La sección obtenida tras el análisis resulta en un PHR-C 254x68x18-2mm el cual se encuentra arriostrado en L/2 mediante el uso de tensores. El reporte de cálculo detallado se presenta en el ANEXO E.

Adicionalmente, para brindar rigidez en la cubierta, se incorporaron contravientos en forma de X, permitiendo darle soporte lateral. El esquema resultante del modelo estructural es el que se presenta en la Figura 8.12.

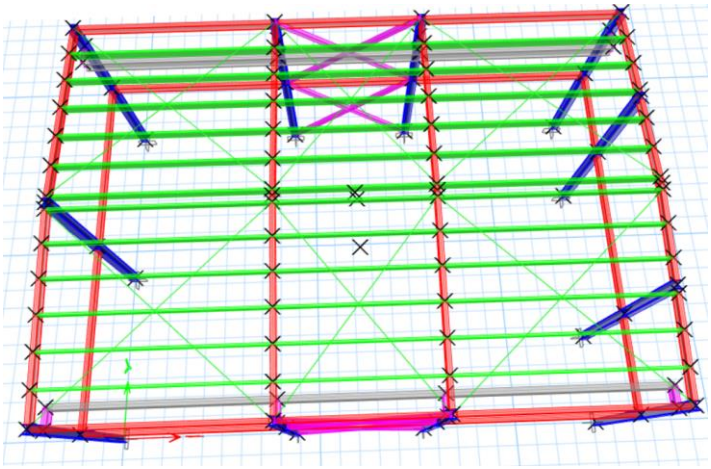


Figura 8.12. Vista aérea de estructura para conformación de cubierta

Fuente (Elaboración propia)

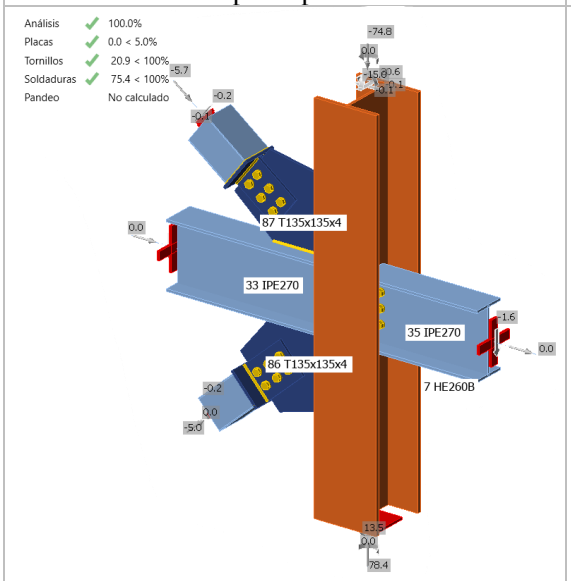
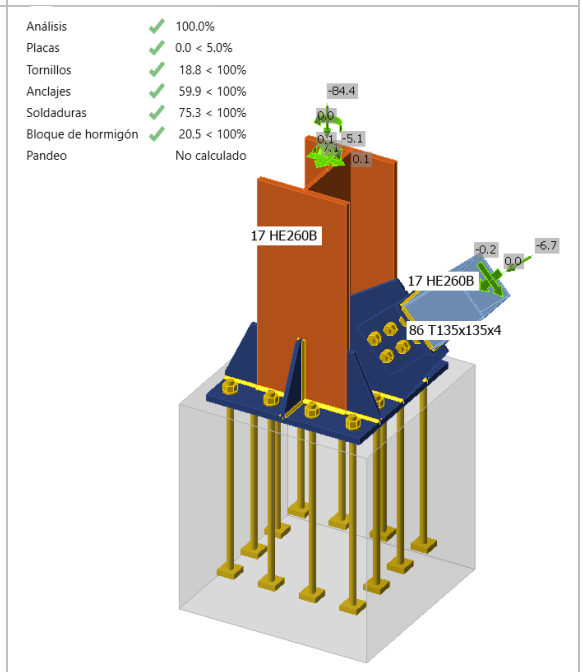
8.2.13. Diseño de conexiones y anclajes de elementos metálicos.

Al tratarse de elementos pertenecientes a sistemas con mínima capacidad de disipación de energía, sus uniones pernadas y soldadas deben diseñarse para resistir las solicitaciones últimas de carga, y su detallado debe satisfacer los requisitos establecidos en el capítulo F.2.10 de la NSR-10.

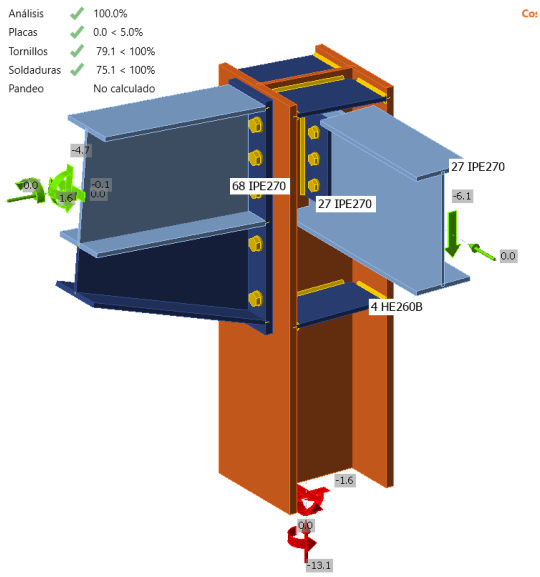
Se implementó el software IDEA StatiCa, desarrollado por IDEA (2009), el cual es un programa basado en elementos finitos MEF que permite diseñar todo tipo de conexiones soldadas y atornilladas, proporcionando comprobaciones precisas, resultados de análisis de resistencia, rigidez, y pandeo de los elementos de conexión de acero (Construsoft, 2024).

Se identificaron en la estructura 6 tipos de conexiones entre elementos metálicos y 2 tipos de anclajes al concreto. Los resultados de diseño se presentan en la Tabla 8-13.

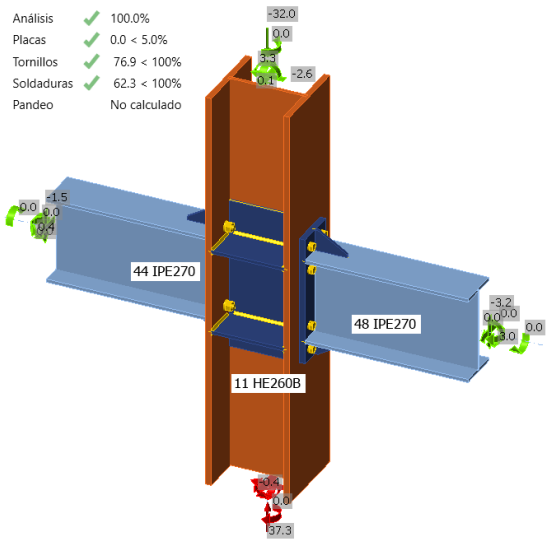
Tabla 8-13. Esquemas finales de conexiones y anclajes para estructura

Esquemas conexiones metálicas y anclajes estructura Laboratorio Lambda	
CON 01: Arriostramientos a columna principal	CON 02: Placa base con arriostramiento
	

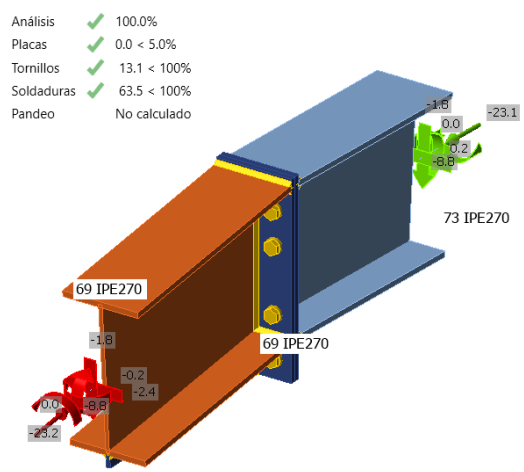
CON 03: Conexión Sistema PRM T1



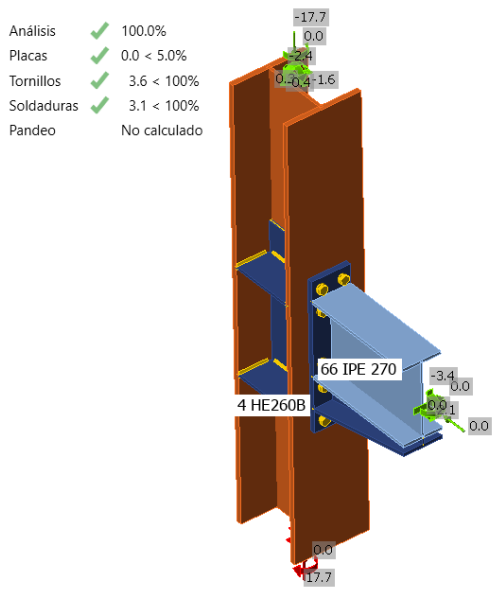
CON 04: Conexión Sistema PRM T2

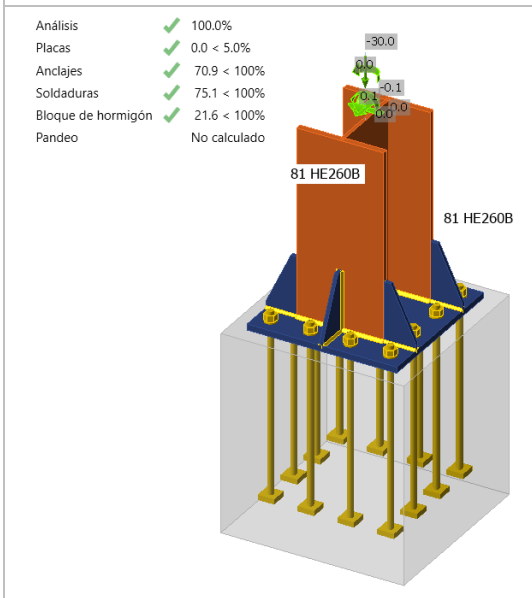
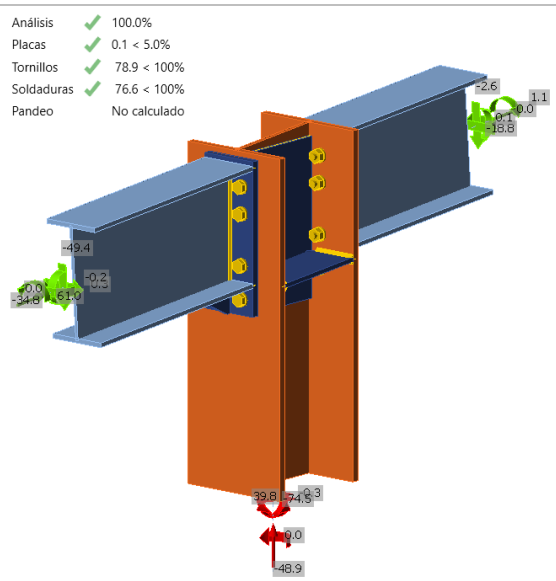


CON 05: Unión vigas en cumbrera



CON 06: Ménsula para soporte viga carrilera – Puente grúa



CON 07: Placa base columna sin arriostramiento	CON 08: Conexión sistema PRM T3
	

Fuente (Elaboración propia)

Cada conexión permite la transmisión de esfuerzos de acuerdo con el sistema estructural propuesto.

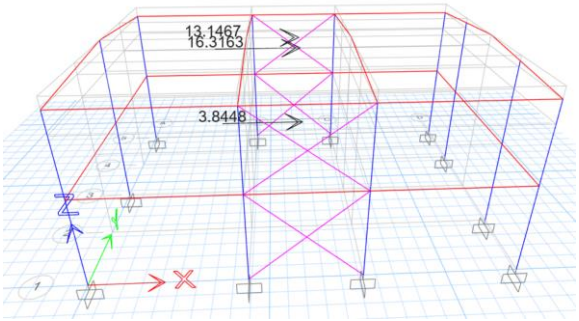
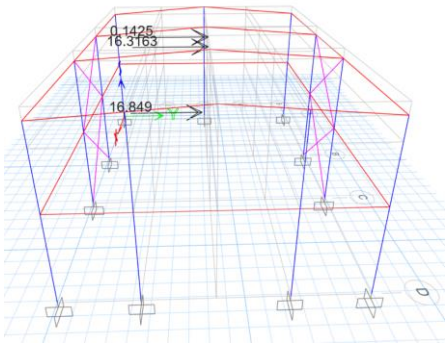
8.2.14. Diseño por desempeño Laboratorio Lambda.

Para la evaluación del desempeño, se implementó en el software un análisis estático no lineal de plastificación progresiva Pushover. Inicialmente se crearon los patrones de carga no lineal definidos por el Federal Emergency Management Agency (2000) en el documento FEMA 356, que se precisan a continuación:

- Patrón 1 - Carga gravitacional no lineal: Se consideran los efectos gravitacionales asociados a las cargas vivas y muertas en una participación de 110% para D y 25% L. Esta carga es de aplicación completa en un solo paso y permite deformar la estructura para estos efectos antes de la aplicación de otro tipo de cargas.
- Patrón 2 – Cargas de Pushover: Son cargas laterales aplicadas en las direcciones X y Y de análisis de la estructura, parten de la deformación gravitacional del patrón 1 y van incrementando su valor a fin de evaluar la capacidad de la estructura mediante la formación de rótulas plásticas en los elementos que hacen parte del sistema.

Para establecer la magnitud de este patrón, se ejecutó un análisis sísmico estático, con el fin de determinar los porcentajes de participación de fuerza que se transmiten en cada nivel y dirección de estudio. De esta forma, se introduce en el programa unas cargas iniciales en el centro de masa de cada nivel contemplando dichos porcentajes para poder dar el primer empujón a la estructura y de ahí, ejecutar los incrementos. La Tabla 8-14 muestra la asignación mencionada.

Tabla 8-14. Asignación de fuerzas para carga Pushover.

Asignación de fuerzas iniciales para carga Pushover [kN]	
Dirección X	Dirección Y
	

Fuente (Elaboración propia)

Posterior a la asignación de patrones, se debe incorporar un mecanismo de plastificación de los elementos, de manera que, a medida que se incrementa la carga estos puedan incursionar en un rango inelástico. El American Society of Civil Engineers (2014), en el documento ASCE/SEI 41-13 definió para diferentes tipos de materiales, los parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales, otorgando unos límites de rotación plástica para diferentes niveles de desempeño entre los que están la ocupación inmediata (IO), seguridad para la vida (LS) y prevención del colapso (CP). Tanto para los elementos tipo viga sometidos a flexión, como para las columnas a flexo compresión, se implementaron los límites de rotación plástica definidos en la tabla 9-6 del ASCE/SEI 41-13, mientras que, para elementos sometidos a fuerzas axiales como arriostramientos, se incorporaron las rotaciones de la tabla 9-7.

La Figura 8.13 y Figura 8.14 presentan la asignación de los mecanismos de plastificación para los pórticos tipo del sistema resistente a momentos en un sentido y de los arriostramientos concéntricos en el otro.

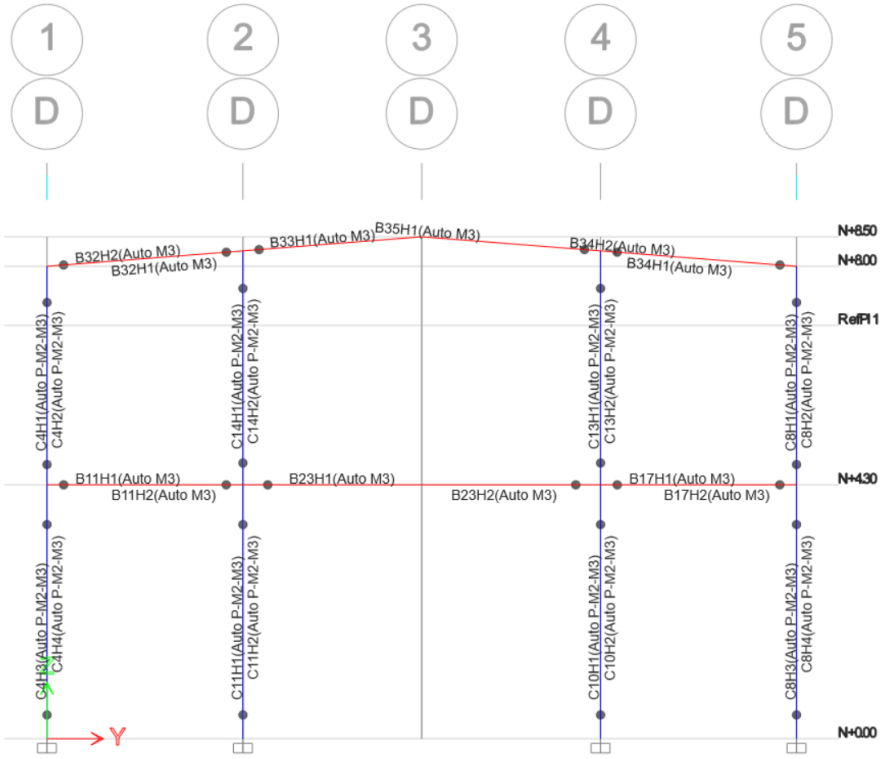


Figura 8.13. Asignación rótulas plásticas ASCE/SEI 41-13, sistema PRM – EJE D

Fuente (Elaboración propia)

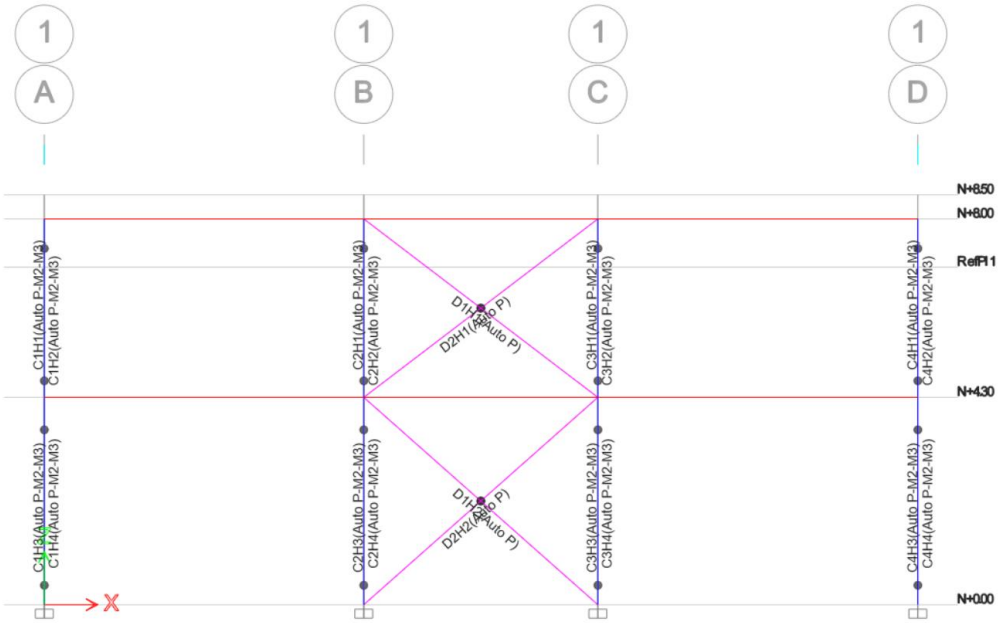


Figura 8.14. Asignación rótulas plásticas ASCE/SEI 41-13, sistema PAC – EJE 1

Fuente (Elaboración propia)

Resultados del análisis: Formación de rótulas plásticas de los elementos estructurales.

Una vez ejecutado el proceso de Pushover, el software permite identificar el proceso de plastificación de cada elemento que hace parte del sistema de resistencia sísmica, para lo cual asigna colores dependiendo de la clasificación.

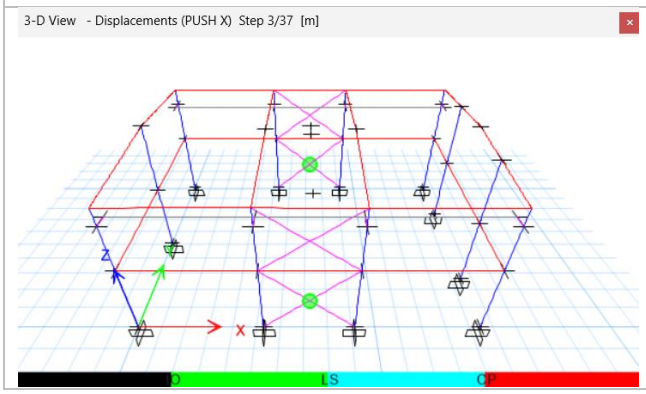
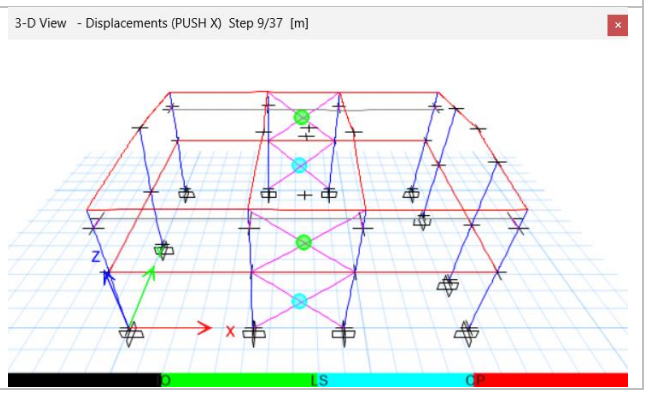
El color de las rótulas plásticas se encuentra relacionado con los puntos del diagrama momento-rotación dados por el FEMA 356 y ASCE/SEI 41-13: inicial, fluencia, resistencia del componente y pérdida total. Los cuatro niveles de desempeño se definen como:

- ✓ Nivel operacional (OC): El desempeño de la estructura permanece en condiciones aptas y seguras para sus ocupantes.
- ✓ Ocupación inmediata (IO) - Verde: El daño es limitado y la estructura se mantiene cerca de la resistencia y rigidez inicial. En general se requieren reparaciones menores.
- ✓ Seguridad de vida (LS) - Celeste: Ocurren daños moderados en los componentes estructurales y no estructurales, presenta degradación en la rigidez y la capacidad del sistema. En general se requieren reparaciones importantes.
- ✓ Prevención del colapso (CP) - Rojo: Se esperan daños significativos en los componentes estructurales y no estructurales. Se presenta degradación en la rigidez y capacidad resistente del sistema tal que compromete la estabilidad de la estructura.

Dirección X – Sistema de Pórticos Arriostrados

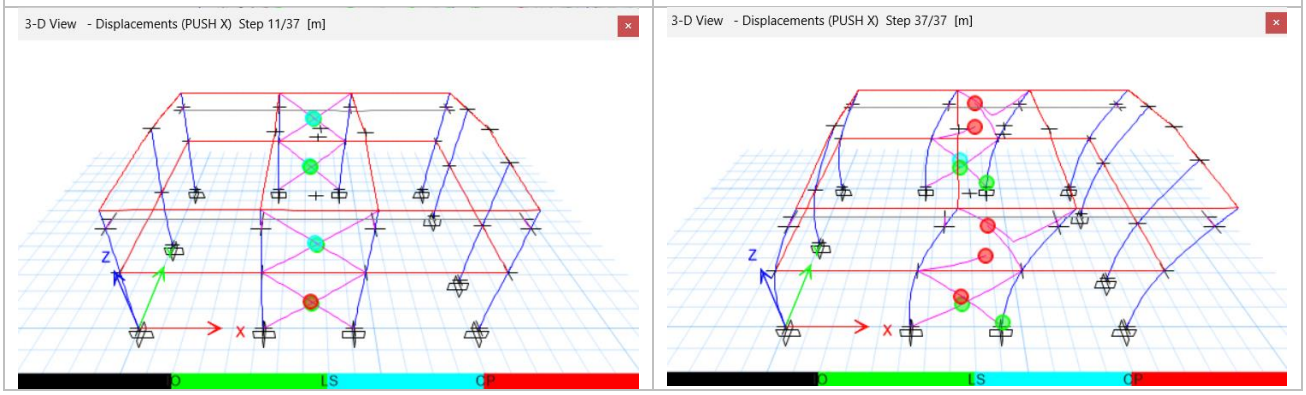
La Tabla 8-15, presenta la plastificación de la estructura en este sentido de análisis.

Tabla 8-15. Mecanismo de plastificación para Pushover sentido X

Mecanismo de plastificación Pushover X	
Primera rótula Nivel IO	Primera rótula Nivel LS
	

Mecanismo de plastificación Pushover X

Primera rótula nivel CP	Estado final tras el análisis



Fuente (Elaboración propia)

Nótese que, en todos los casos, la plastificación se produce en los arriostramientos, corroborando que tienen toda la responsabilidad de resistencia sísmica en esta dirección de análisis. La Figura 8.15, muestra la construcción de la curva de capacidad para esta dirección, representando cada uno de los estados de plastificación de la Tabla 8-15.

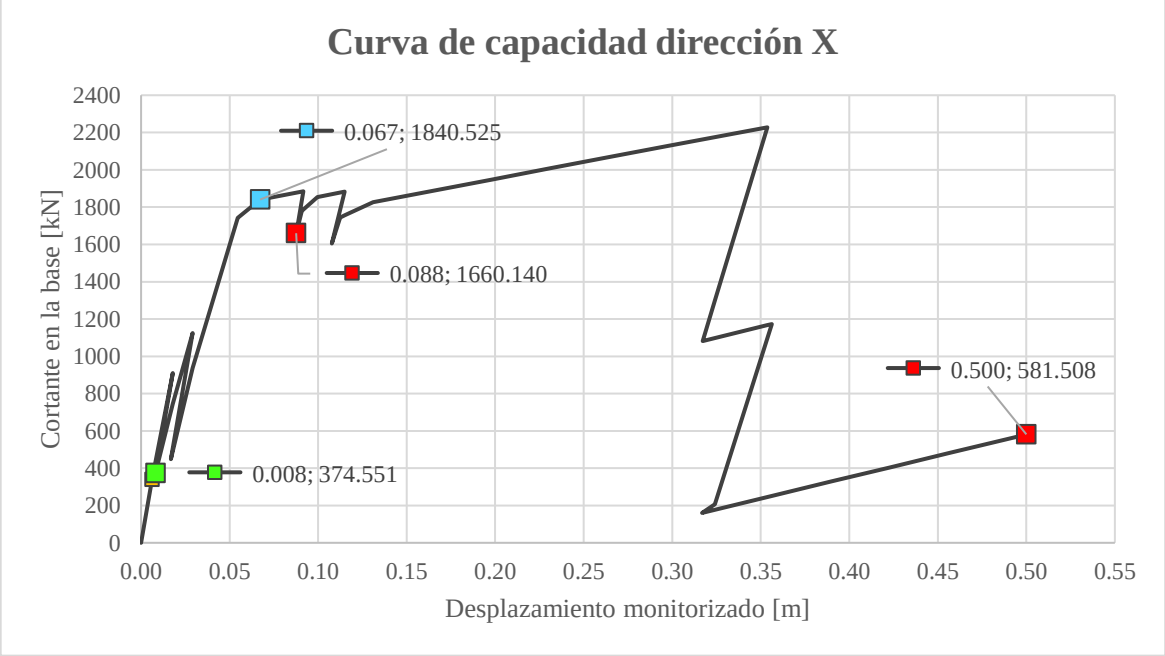


Figura 8.15. Curva de capacidad Pushover dirección X

Fuente (Elaboración propia)

Cuando se produce la primera rótula en el nivel de desempeño de seguridad para la vida LS, la estructura ha comenzado a incursionar en el rango inelástico, generando una pérdida de rigidez

y resistencia. Posterior al colapso del primer elemento, se inducen pérdidas significativas de resistencia, sin embargo, la estructura sigue desarrollando ductilidad, permitiendo una capacidad máxima de deformación de 0.354m.

Al comparar este análisis respecto al método 1 de diseño por estabilidad en esta dirección de análisis se encuentra lo siguiente:

- Para el método 1, la cortante en la base asociada al sismo máximo de diseño correspondió a 333.077kN contemplando un factor de importancia I de 1.25 relacionado a una estructura de uso institucional, lo cual, en contraste con la curva de capacidad se encuentra por debajo de la cortante en la base que produciría la primera rótula en un nivel de desempeño de ocupación inmediata equivalente a 374.551kN. Eso implica que el sismo de diseño produce una demanda del 89% de la requerida para generar plastificación.
- Por otro lado, si se comparan las derivas globales, medidas como el cociente entre el máximo desplazamiento respecto a la altura total del edificio, se encontró que, para el método 1, la estructura se desplaza 6.31mm en el tope, produciendo una deriva global de 0.074%, mientras que, la deriva global que ocasiona la primera rótula plástica en nivel IO es de 0.096%, lo cual significa que, el máximo sismo de diseño deforma la estructura un 77.25% de lo necesario para producir plastificación.

Ahora, para obtener el punto de desempeño, se implementa el método de los coeficientes propuesto por American Society of Civil Engineers (2014) en el documento ASCE/SEI 41-13 y el espectro de capacidad sugerido por Federal Emergency Management Agency, 2000 en el documento FEMA 356 y actualizado por el mismo Federal Emergeny Maganement Agency (2005) en el documento FEMA 440.

Para el primero, se superponen las curvas de capacidad y de demanda, obteniendo el desplazamiento y cortante de piso máximo esperado para el sismo de diseño, esto permite establecer si la demanda es adecuada para lo que puede resistir la estructura, ver Figura 8.16 .

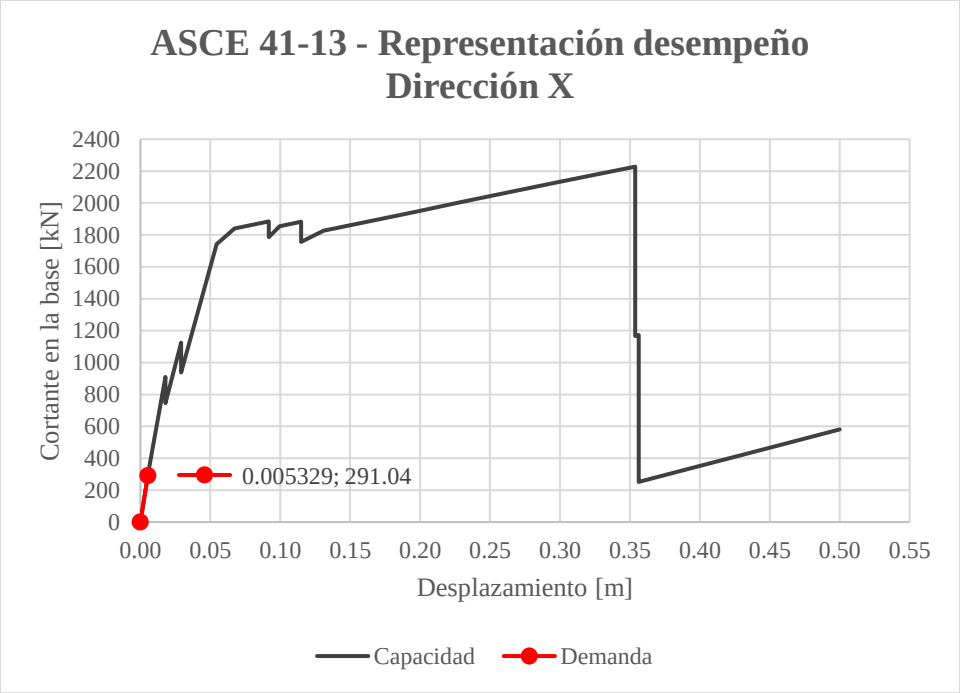


Figura 8.16. Metodología ASCE 41-13 para determinación de desempeño – dirección X

Fuente (Elaboración propia)

Nótese que toda la demanda sísmica se encuentra en la región elástica de la curva de capacidad muy por debajo de la primera pérdida significativa de rigidez y no se genera ningún mecanismo de plastificación, por lo que la estructura diseñada tendría un desempeño de ocupación inmediata.

Para la metodología del espectro de capacidad, se encontró que el sismo de diseño debía amplificarse un 33.5% para que la demanda pueda cruzarse con la capacidad (Figura 8.17), así mismo el punto de desempeño fue encontrado para un desplazamiento de 6.2mm y una cortante en la base de 342.8kN, con lo que, al igual que en la metodología ASCE, la demanda se encuentra en la región elástica de la curva de capacidad y el ratio de ductilidad es de 1.0, lo cual implica que la estructura no alcanza a deformarse para permitir disipación de energía.

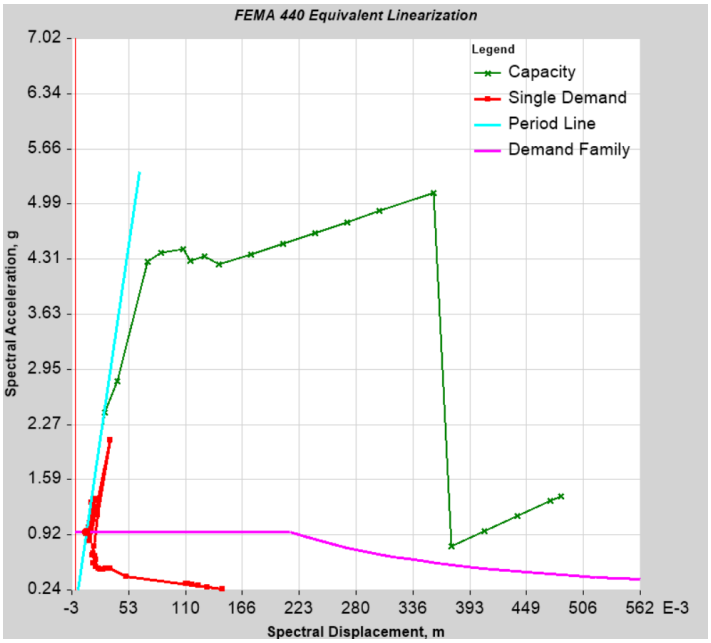


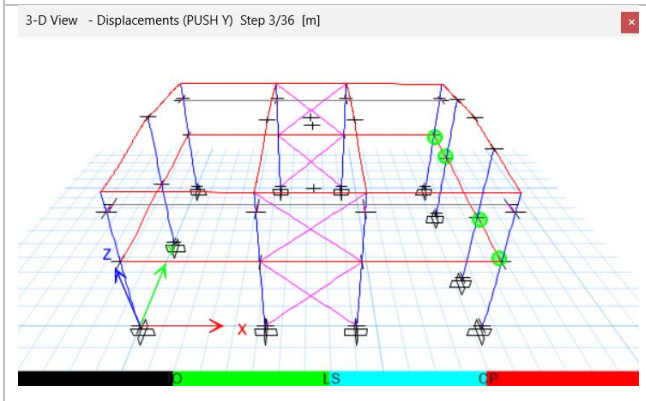
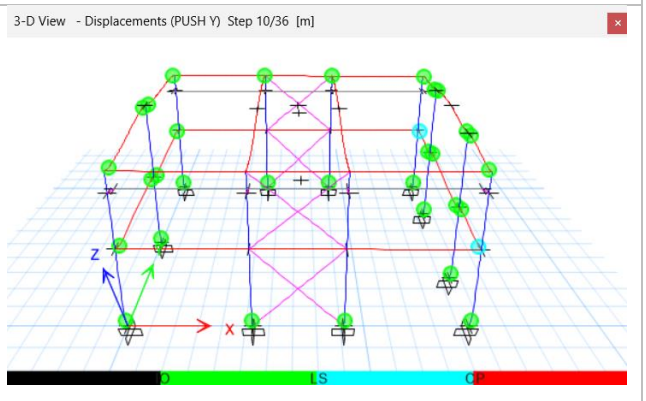
Figura 8.17. Método del espectro de capacidad dirección X - FEMA 440

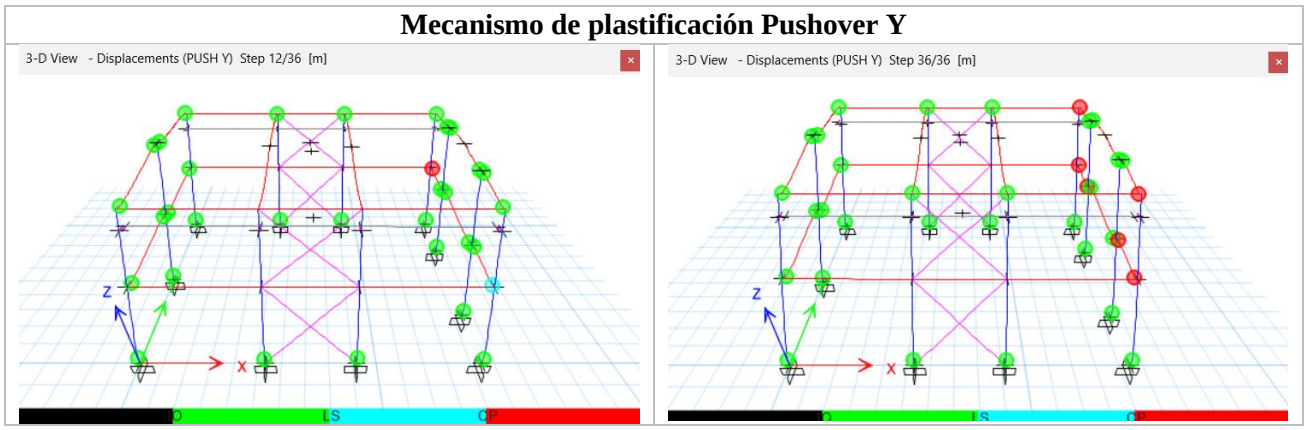
Fuente (Elaboración propia)

Dirección Y - Sistema de pórticos resistente a momentos

Para esta dirección de análisis, se les dio la responsabilidad sísmica a los pórticos conformados en metal, buscando que la secuencia de plastificación ocurriera primero en los elementos tipo viga y después en las columnas. La Tabla 8-16, muestra para diferentes escenarios, la presencia de rótulas plásticas.

Tabla 8-16. Mecanismo de plastificación para Pushover sentido Y

Mecanismo de plastificación Pushover Y	
Primera rótula Nivel IO	Primera rótula Nivel LS
	
Primera rótula nivel CP	Estado final tras el análisis



Fuente (Elaboración propia)

En ningún caso se presentó el colapso de elementos verticales tipo columna, sino que por el contrario todos quedaron en un nivel de daño de ocupación inmediata IO.

La Figura 8.18, presenta la curva de capacidad obtenida para esta dirección, resaltando aquellos puntos relevantes del análisis efectuado y que se denotan con más precisión en la Tabla 8-16.

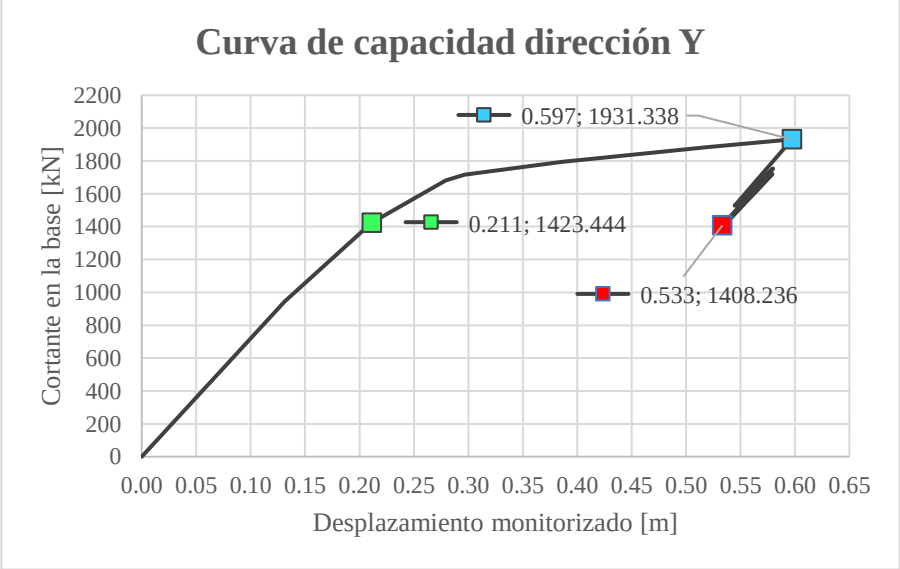


Figura 8.18. Curva de capacidad Pushover dirección Y

Fuente (Elaboración propia)

En esta dirección la estructura tiene una mayor capacidad de deformación, generándose las primeras rótulas de ocupación inmediata cuando el edificio comienza a incursionar en el rango inelástico. Por otro lado, cuando colapsan los primeros elementos, la resistencia global cae y se

considera que es el estado donde ya no hay operatividad, que, a diferencia del sistema arriostrado, después de los primeros colapsos, el laboratorio siguió desarrollando ductilidad.

La máxima deformación lograda antes del colapso es de 0.533m, lo cual supone una deriva global aproximada de 6.27% que se considera excesiva para este tipo de edificaciones.

Al realizar la misma comparativa respecto al método de diseño por estabilidad en esta dirección se encontró que:

- La cortante basal que produce la primera rótula de ocupación inmediata es de 1423.44kN, con lo que el sismo de diseño genera una demanda del 24.3% de la requerida para producir plastificación.
- Para el método de análisis por estabilidad, la estructura se desplaza 59.8mm en el tope con una deriva global de 0.704%, mientras que para generar la primera rótula en el nivel IO se requiere un desplazamiento de 131mm y deriva global de 2.49%, con lo cual el sismo de diseño únicamente deforma la estructura un 45.54% de lo necesario para producir plastificación.

Los puntos de desempeño y análisis para las metodologías propuestas son los que se muestran en la Figura 8.19 y Figura 8.20.

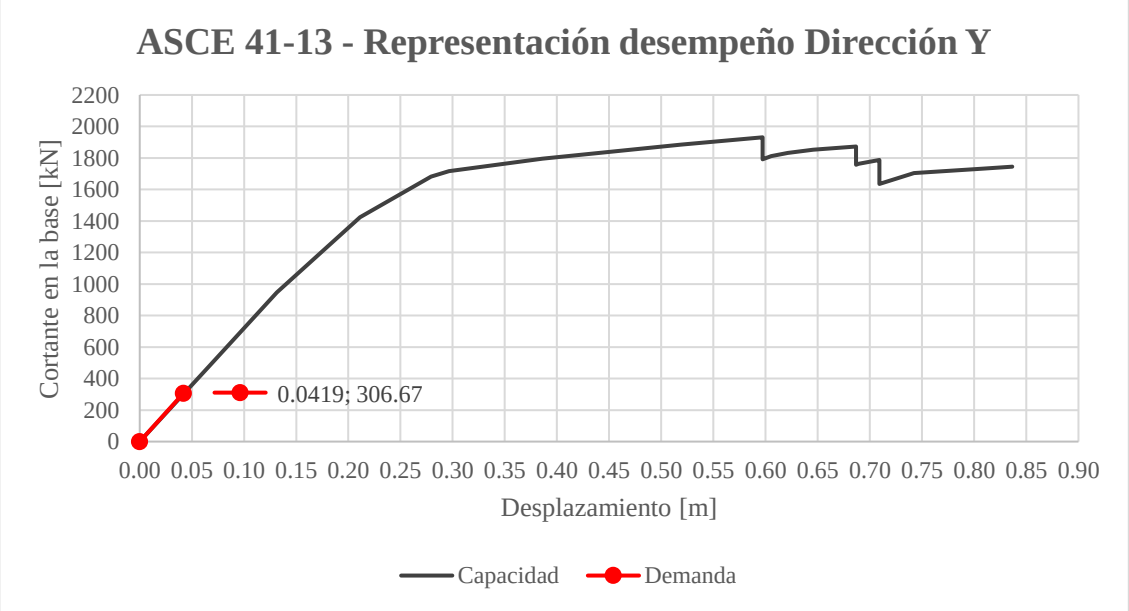


Figura 8.19. Metodología ASCE 41-13 para determinación de desempeño – dirección Y

Fuente (Elaboración propia)

Al igual que en el sistema arriostrado, la demanda obtenida mediante la metodología ASCE 41-13 se encuentra en la región de comportamiento elástico, por debajo de la ocurrencia de las primeras rótulas. Garantizando un comportamiento en el rango de la ocupación inmediata IO.

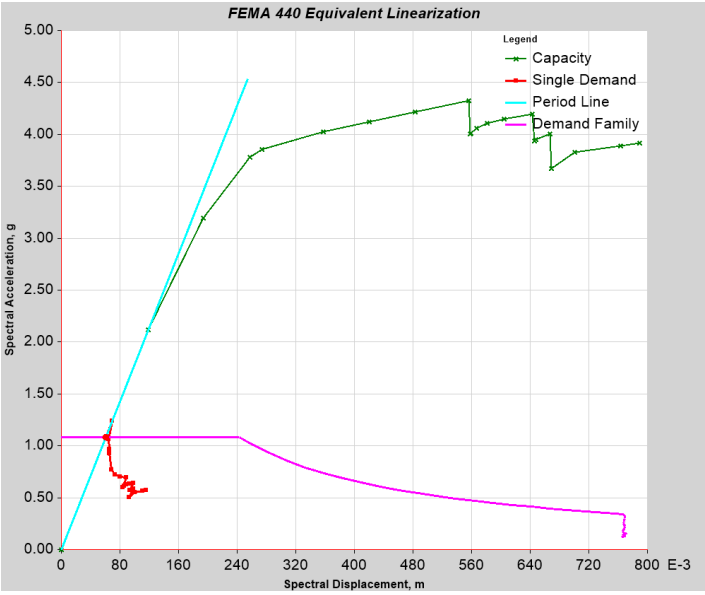


Figura 8.20. Método del espectro de capacidad dirección Y - FEMA 440

Fuente (Elaboración propia)

En la metodología del espectro de capacidad, el sismo de diseño se amplificó un 51.8% para permitir el cruce entre los espectros de demanda y capacidad, tal y como se muestra en la Figura 8.20. El punto de desempeño se encontró para un desplazamiento de 66.8mm, una cortante en la base de 481.83 kN y un ratio de ductilidad de 1.0, corroborando que la estructura no alcanza a deformarse lo suficiente para permitir disipación de energía en este sentido.

Evaluación del nivel de desempeño de acuerdo con normativa internacional.

Tras obtenerse los mecanismos de plastificación del laboratorio en ambos sentidos, es necesario saber si los desplazamientos obtenidos son adecuados para el tipo de estructura proyectada. El SEAOC (1995), estableció en su comité Vision 2000 el desempeño esperado en función del nivel de amenaza sísmica y el tipo de infraestructura a construir (Figura 8.21), en donde para sismos con probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años y periodo de retorno de 475 años que es el sismo de la NSR-10, las estructuras esenciales no pueden tener niveles de daño mayores

que los que supone el nivel de seguridad para la vida LS y en todos los casos se debe evitar el colapso.

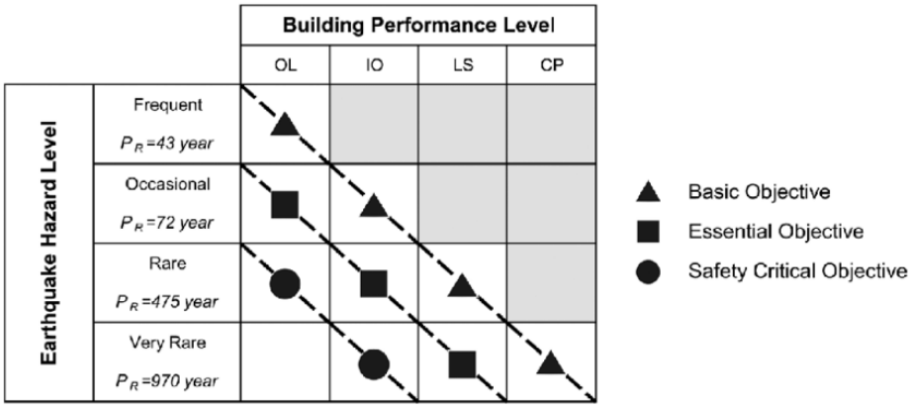


Figura 8.21. Niveles de desempeño en función de la demanda sísmica.

Fuente (SEAOC, 1995)

Para el laboratorio Lambda, se tiene que, en ambos sentidos de análisis, el nivel de desempeño obtenido fue el de ocupación inmediata, con lo cual la estructura podría soportar un sismo raro y muy raro sin daño alguno o daños leves que son de fácil reparación.

Por otro lado, el Federal Emergency Management Agency (2003), en el documento "Multi-Hazard Loss Estimation Methodology – HAZUZ MR 4", definió los valores de distorsión límite según el estado de daño para diferentes sistemas estructurales y alturas (Figura 8.22).

Propiedad de la edificación			Distorsión límite según estado de daño			
Edificación	**Tipo**	**Altura (m)**	**Leve**	**Moderado**	**Extenso**	**Completo**
Pórticos de acero a momento	Bajo	7.2	0.006	0.0104	0.0235	0.06
	Medio	18	0.004	0.0069	0.0157	0.04
	Alto	46.8	0.003	0.0052	0.0118	0.03
Pórticos de acero arriostrado	Bajo	7.2	0.005	0.0087	0.0233	0.06
	Medio	18	0.0033	0.0058	0.0156	0.04
	Alto	46.8	0.0025	0.0043	0.0117	0.04
Pórticos de concreto armado	Bajo	6	0.005	0.0087	0.0233	0.06
	Medio	15	0.0033	0.0058	0.0156	0.04
	Alto	36	0.0025	0.0043	0.0117	0.03
Muros de concreto armado	Bajo	6	0.004	0.0084	0.0232	0.06
	Medio	15	0.0027	0.0056	0.0154	0.04
	Alto	36	0.002	0.0042	0.0116	0.03

Figura 8.22. Derivas globales límites según el estado de daño

Fuente (Federal Emergency Management Agency, 2003)

Las distorsiones de evaluación se tomaron como aquellas donde se encontró el punto de desempeño bajo la metodología de los coeficientes ASCE/SEI 41-13 y FEMA 273, teniendo así los siguientes valores:

$$Dmax\ Pórticos\ arriostrados = \frac{0.005329m}{8.5m} = 0.0006 \tag{58}$$

$$Dmax\ Pórticos\ a\ momento = \frac{0.0419m}{8.5m} = 0.0049 \tag{59}$$

Al entrar en la Figura 8.22 con las distorsiones límites para cada sistema estructural e interpolando la altura de la estructura respecto a las definidas por el método, se obtiene un nivel de daño esperado leve en ambos sentidos de análisis, lo cual comparando con los rangos de desempeño que establece el FEMA 356, puede equipararse a un nivel de ocupación inmediata IO.

De esta forma se demuestra basado en metodologías complementarias, que el edificio del Laboratorio Lambda puede resistir demanda sísmica sin presentar afectación a su estructura.

8.2.15. Diseño de la cimentación

Se tomará para el diseño una cimentación basada en zapatas aisladas desplantadas a una profundidad de 2.0m y con una capacidad portante de 257kPa en condiciones estáticas.

Para su dimensionamiento, se parte del supuesto que las cargas axiales y momentos asociados a efectos laterales transmitidos por cada columna son absorbidos mediante un elemento de área conformando una presión de contacto, en donde se debe cumplir que, en cada una de las esquinas n de la zapata, la presión q_n no sobrepase la capacidad del suelo. El valor de q_n se determina como sigue:

$$q_{1,2,3,4} = \frac{Pu}{L1 \cdot L2} \cdot \left[1 \pm \frac{6 \cdot e1}{L1} \pm \frac{6 \cdot e2}{L2}\right] \tag{60}$$

Donde

Pu corresponde a la carga axial transmitida a la cimentación incluyendo el peso propio de pedestales, rellenos y demás elementos que la conformen.

$e1$ y $e2$, son las excentricidades asociadas a los momentos en cada una de las direcciones probables de los efectos laterales como los sismos.

$L1$ y $L2$ son las dimensiones de la zapata.

Cargas transmitidas por la super estructura a cimentación

Utilizando la envolvente de cargas definida en la Tabla 8-7 y contemplando los efectos sísmicos, en la Figura 8.23 se presentan las cargas de servicio transmitidas por la superestructura al suelo.

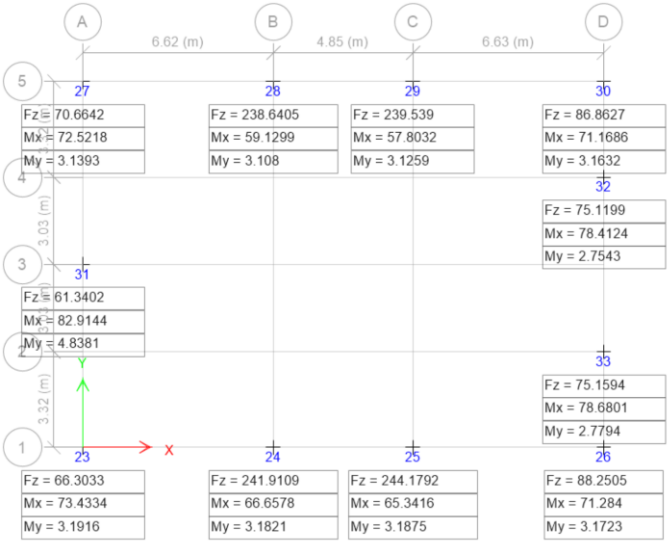


Figura 8.23. Cargas de servicio transmitidas a la cimentación

Fuente (Elaboración propia)

Por otro lado, para el diseño por esfuerzos de cada zapata, se implementó la envolvente de cargas para el estado límite de resistencia mostrado en la Tabla 8-6, obteniéndose las reacciones últimas que se muestran en la Figura 8.24.

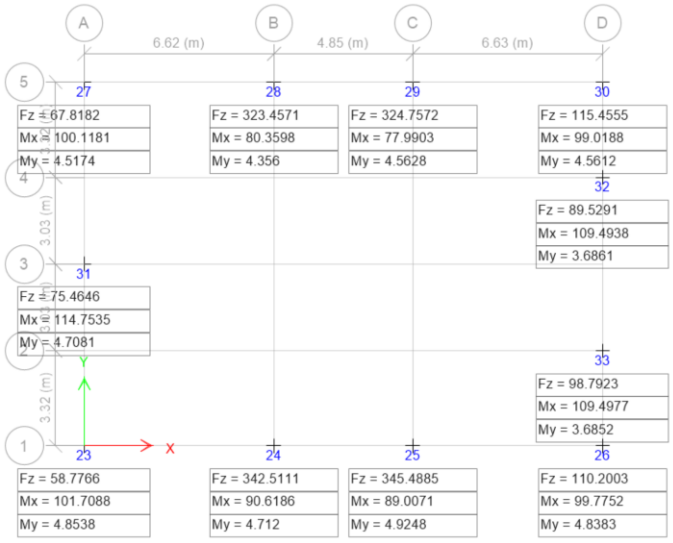


Figura 8.24. Cargas últimas transmitidas a la cimentación

(Fuente: Elaboración propia)

Dimensionamiento de las zapatas

A partir las reacciones para la envolvente de servicio de la Figura 8.23 e implementando la ecuación (60), se obtuvieron las dimensiones finales que se detallan en la Tabla 8-17.

Tabla 8-17. Dimensionamiento de zapatas para condición de servicio

DIMENSIONAMIENTO PARA LA CONDICION DE SERVICIO								
Nivel	**Item**	**Combo**	**FZ (kN)**	**MX (kN-m)**	**MY (kN-m)**	**Tipo de zapata**	**B Propuesto (m)**	**L propuesto (m)**
BASE	23	ENV CIM	66.30	73.43	3.19	Concéntrica	1.80	1.80
BASE	24	ENV CIM	241.91	66.66	3.18	Concéntrica	1.80	1.80
BASE	25	ENV CIM	244.18	65.34	3.19	Concéntrica	1.80	1.80
BASE	26	ENV CIM	88.25	71.28	3.17	Concéntrica	1.80	1.80
BASE	27	ENV CIM	70.66	72.52	3.14	Medianera	2.50	1.80
BASE	28	ENV CIM	238.64	59.13	3.11	Medianera	3.20	1.80
BASE	29	ENV CIM	239.54	57.80	3.13	Medianera	3.20	1.80
BASE	30	ENV CIM	86.86	71.17	3.16	Medianera	2.50	1.80
BASE	31	ENV CIM	61.34	82.91	4.84	Concéntrica	1.80	1.80
BASE	32	ENV CIM	75.12	78.41	2.75	Concéntrica	1.80	1.80
BASE	33	ENV CIM	75.16	78.68	2.78	Concéntrica	1.80	1.80

Fuente (Elaboración propia)

Los valores de FZ reportados corresponden a la carga transmitida por la superestructura y no incluyen el peso adicional generado por el peso del pedestal, zapata y suelo de relleno.

Nótese que, debido a restricciones en el espacio, fue necesario proyectar zapatas excéntricas o medianeras, de manera que no hubiese interferencia con las edificaciones existentes.

Diseño estructural

Para el diseño de las zapatas se toman 3 tipologías para acorde a la Tabla 8-17. Cada tipología considera las condiciones más desfavorables de carga axial y momento desestabilizante, que se precisan en la Figura 8.24. Se implementó el software ASDIP de la casa ASDIPSOFT en donde cada zapata fue chequeada para las siguientes condiciones:

- Condiciones de servicio: Presiones de contacto; estabilidad al volcamiento, deslizamiento y levantamiento.
- Condiciones de resistencia última: Cortante bidireccional, Cortante por punzonamiento, diseño a flexión, verificación de capacidad de los pedestales.

Como resumen del diseño se obtuvieron los datos reportados en la Tabla 8-18.

Tabla 8-18. Resumen diseño estructural zapatas

RESUMEN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATAS						
ID Zapata	**Tipo**	**B (m)**	**L (m)**	**h (m)**	**Ref. Horizontal**	**Ref. Vertical**
1	Medianera	3.2	1.8	0.4	#5 @15cm	#5@15cm
2	Medianera	2.5	1.8	0.4	#5 @15cm	#5@15cm
3	Concéntrica	1.8	1.8	0.4	#5 @15cm	#5@15cm

Fuente (Elaboración propia)

El diseño detallado de cada tipo junto con todas las verificaciones efectuadas en el software se incluye en el ANEXO F.

8.2.16. Resumen del diseño obtenido

En los planos estructurales del ANEXO N se presentan todos los detalles requeridos para la construcción del Laboratorio Lambda, donde se sintetiza cada uno de los criterios tomados en cuenta y se presentan las especificaciones para cada elemento que hace parte del sistema principal.

La Figura 8.25 presenta la distribución espacial final del Laboratorio Lambda respecto a la plataforma experimental.

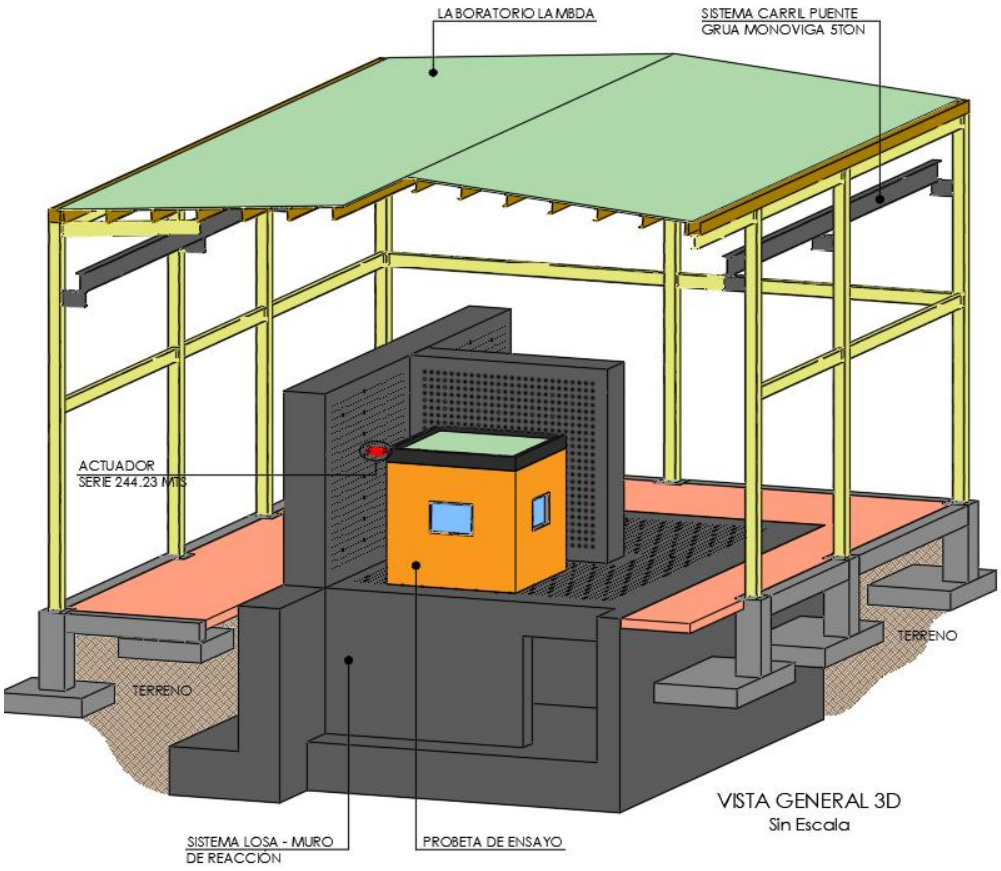


Figura 8.25. Corte tridimensional Laboratorio Lambda

Fuente (Elaboración propia)

8.3.Diseño ampliación laboratorio de Mezclas

8.3.1. Descripción de la estructura y datos de entrada

Tipo de obra

Para la ampliación del segundo piso del cuarto de mezclas y teniendo en cuenta que el primer nivel se encuentra construido en un sistema de mampostería reforzada, se optó por mantenerlo en altura. El área de intervención es de 98.61 m^2 con una altura final de 7.5m de los cuales los primeros 3.5m corresponden a la estructura existente.

Para efectos de este diseño se debe contemplar dentro del análisis tanto la porción ya construida, así como los nuevos elementos proyectados. Por lo que el primer nivel debe ser fiel a la distribución arquitectónica proporcionada para la elaboración de este documento.

Sistema estructural propuesto

De acuerdo con el Reglamento Colombiano NSR-10 y teniendo el nivel de amenaza sísmica proyectado para la zona (alta) el proyecto se clasifica como se define a continuación:

Muros de mampostería reforzada bloque de perforación vertical (DMO), el cual es permitido en zonas de amenaza sísmica alta hasta una altura de 30m. El coeficiente básico de disipación de energía R_0 será 2.5 y el valor de sobrer resistencia Ω_0 equivale a 2.5.

Los muros se conformarán por ladrillo estructural 6.5cmx12cmx24cm. En el ANEXO G se presenta su ficha técnica.

Entrepiso

Dada la configuración estructural donde se presentan luces de gran magnitud, se conformará una losa maciza en concreto reforzado actuando en dos direcciones.

Cubierta

Se conformará una losa maciza en concreto reforzado tipo terraza, la cual distribuirá cargas en dos direcciones al sistema principal.

Parámetros sísmicos:

Se implementarán los parámetros definidos en el capítulo 7.5.7 para la microzona 4E "Abanico de Pance".

8.3.2. Especificación de materiales:

Para los elementos estructurales se proyecta las propiedades mecánicas que se mencionan a continuación.

- Para vigas, losas y elementos de concreto:
    - Resistencia a la Compresión del Concreto; f'c=280kg/cm^2.
    - Módulo de Elasticidad del Concreto: Ec=15100*280^0.5=252671.3 kg/ cm^2

- Relación de Poisson del Concreto: 0.2
- Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo: fy = 4200 kg/cm^2
- Esfuerzo de Rotura del Acero de Refuerzo: fu=5800 kg/cm^2
- Relación de Poisson del Acero de Refuerzo: 0.2

- Para los muros de mampostería se especifican las siguientes propiedades:
  - Resistencia a la compresión f'm = 80kg/ cm^2
  - Resistencia a la compresión, Mortero de Relleno: f'cr=125 kg/cm^2
  - Resistencia a la compresión, Mortero de Pega: f'cr=175 kg/cm^2

El procedimiento para determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería se presenta en el ANEXO H.

8.3.3. Método de diseño:

Se empleó para la verificación el **Método Estado Límite de Resistencia** definido en el capítulo 7.4.4.

8.3.4. Método de análisis:

Para el análisis espectral de la estructura, se utilizó el método del análisis dinámico de acuerdo con el numeral A.5. de la NSR-10.

Representación de los movimientos sísmicos: se determinarán utilizando el espectro elástico con los parámetros de diseño definidos para el sitio del proyecto.

Como resultados del análisis se obtienen:

- Los desplazamientos horizontales de la estructura.
- La distribución del cortante en cada nivel.
- Reacciones en la base.
- Fuerzas de Diseño.

8.3.5. Software de modelación:

Se implementó también el software ETABS versión 20.3.0 de tipo educativo.

Se idealizó en el modelo estructural la configuración geométrica y disposición tanto para los elementos que ya existían como para los nuevos proyectados. Se buscó en todos los casos tener continuidad en altura, de manera que pudiesen omitirse irregularidades que afecten al comportamiento global de la ampliación.

Como resultado se obtiene la vista 3D que se muestra en la Figura 8.26, donde la zona existente se diferencia con un color verde y la ampliación proyectada en un color azul.

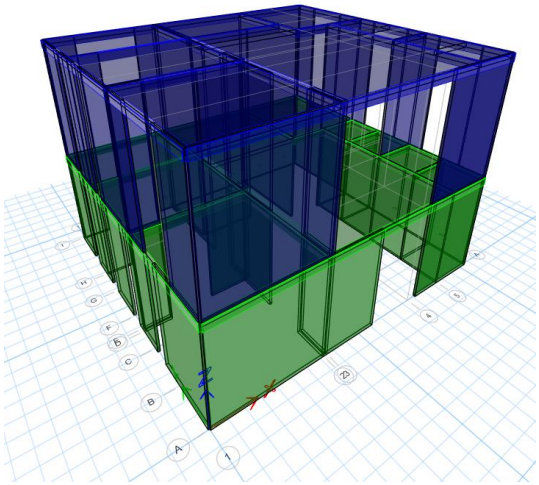


Figura 8.26. Modelo 3D en software ETABS

Fuente (Elaboración propia)

8.3.6. Evaluación de cargas:

Se contempla en este capítulo las cargas gravitacionales y las asociadas al sismo.

Cargas gravitacionales

AVALÚO DE CARGAS			
N+3.50m		N+7.50m	
CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA (B.3 - NSR -10)			
Ítem	Carga (kN/m^2)	Ítem	Carga (kN/m^2)
Ductos mecánicos + entramados + afinado de piso + baldosa	1.8	Ductos mecánicos + entramados + afinado de piso + impermeabilizante en bituminosa	1.55
CARGA VIVA (B.4 NSR-10)			
Ítem	Carga (kN/m^2)	Ítem	Carga (kN/m^2)

AVALÚO DE CARGAS			
N+3.50m		N+7.50m	
Carga de oficinas	3.0	La misma del resto de la estructura Nota 1 tabla B.2.4.2.1-2 NSR-10	3.0

Tabla 8-19. Avalúo de cargas ampliación laboratorio de mezclas.

Fuente (Elaboración propia)

Carga sísmica

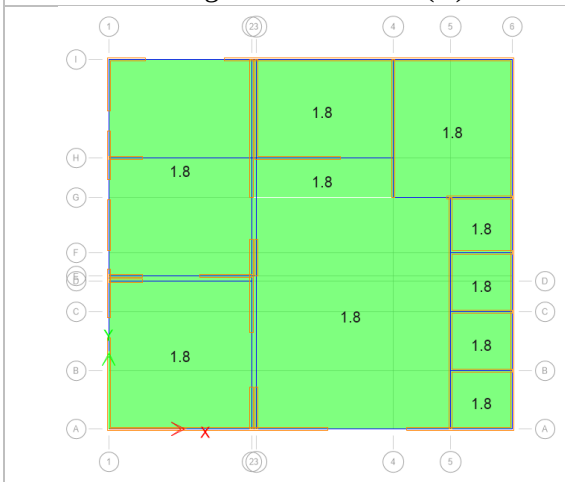
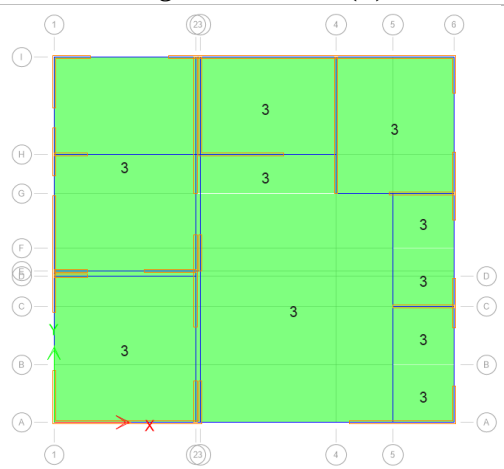
Se implementan los mismos parámetros definidos en el capítulo 8.2.6 para el sismo de diseño y el umbral de daño.

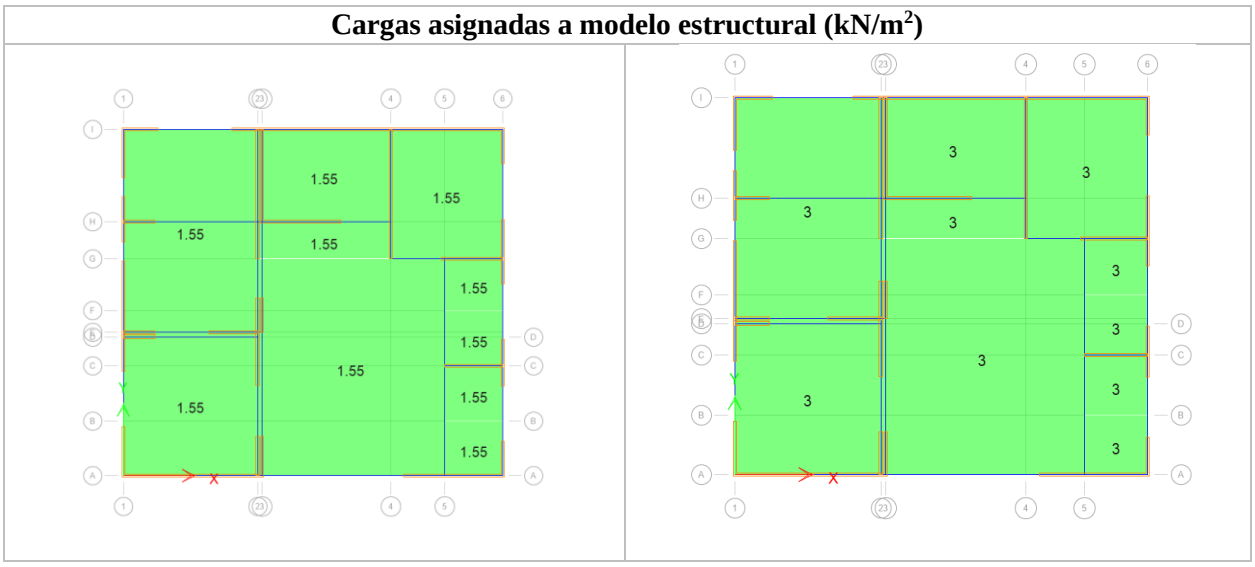
8.3.7. Asignación de cargas en el modelo estructural

Las cargas gravitacionales se introdujeron en el modelo por unidad de área en las losas de entrepiso y cubierta.

Cargas gravitacionales

Tabla 8-20. Cargas gravitacionales asignadas a modelo estructural – ampliación.

Cargas asignadas a modelo estructural (kN/m^2)	
Carga muerta N+3.50 (D)	Carga viva N+3.50 (L)
	
Carga muerta N+7.50 (D)	Carga viva N+7.50 (L)



Fuente (Elaboración propia).

Carga sísmica:

En el software se introduce el espectro de respuesta para la zona de análisis.

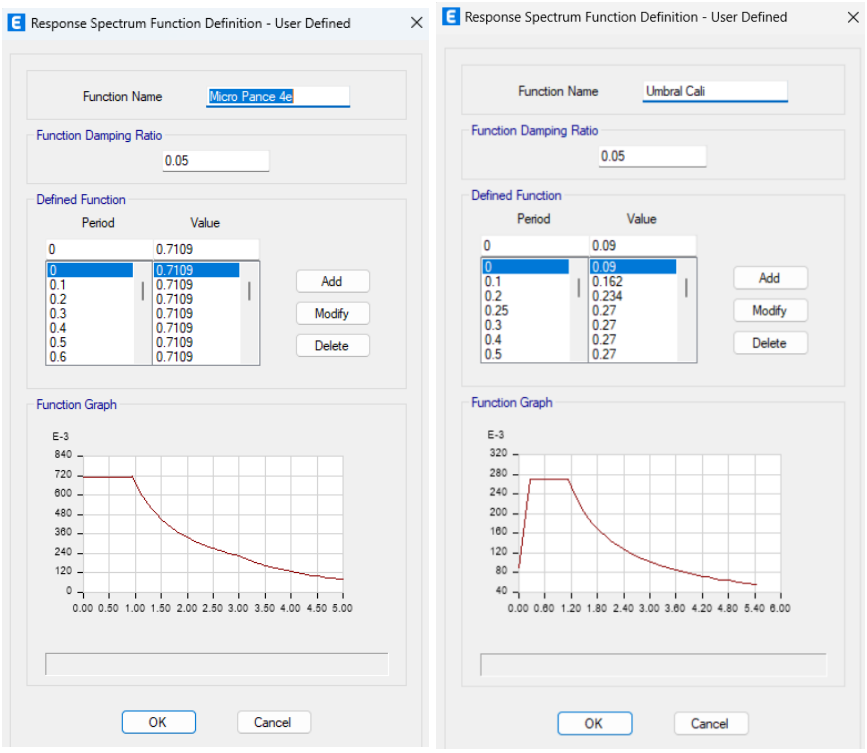


Figura 8.27. Representación espectro de respuesta en software IZQ: Sismo de diseño y DER: Umbral de daño.

Fuente (Elaboración propia)

8.3.8. Coeficientes de reducción de capacidad y verificación de irregularidades.

Al igual que lo efectuado en el capítulo 8.2.8, de debe obtener el coeficiente de reducción sísmica implementando la ecuación (56) para esta estructura. En el ANEXO I, se efectúa el análisis de irregularidades, obteniéndose los resultados que se muestran en la Tabla 8-21.

Tabla 8-21. Cálculo coeficiente de reducción de sismo.

CÁLCULO COEFICIENTE REDUCCIÓN DE SISMO	
Coeficiente por irregularidad en planta φA=	1.00
Coeficiente por irregularidad en altura φP=	1.00
Coeficiente por ausencia de redundancia φr=	0.75
Coeficiente básico de reducción R0	2.5
Coeficiente R para diseño =	1.88

Fuente (Elaboración propia).

8.3.9. Combinaciones de carga

Se implementa para el estado límite de servicio y resistencia última las combinaciones descritas en el capítulo 8.2.9, omitiendo los efectos asociados a las cargas nocionales, ya que no son aplicables para esta estructura.

Figura 8.28. Análisis de derivas

Para estructuras en mampostería, la tabla A.6.4-1 de la NSR-10 establece un límite de deriva de 0.5% de la altura de piso. La Tabla 8-22 presenta los valores obtenidos del modelo estructural.

Tabla 8-22. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el sismo de diseño

TABLE: Story Drifts - Sismo de diseño									
Story	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**Direction**	**Drift**	**Label**	**X**	**Y**	**Z**
							m	m	m
N+7.5	SISMOX	LinRespSpec	Max	X	0.121%	82	7.57	0.00	7.50
N+7.5	SISMOX	LinRespSpec	Max	Y	0.043%	46	10.26	0.93	7.50
N+7.5	SISMOY	LinRespSpec	Max	X	0.020%	82	7.57	0.00	7.50
N+7.5	SISMOY	LinRespSpec	Max	Y	0.121%	46	10.26	0.93	7.50
N+3.50	SISMOX	LinRespSpec	Max	X	0.064%	82	7.57	0.00	3.50
N+3.50	SISMOX	LinRespSpec	Max	Y	0.017%	12	0.00	6.88	3.50
N+3.50	SISMOY	LinRespSpec	Max	X	0.022%	82	7.57	0.00	3.50
N+3.50	SISMOY	LinRespSpec	Max	Y	0.067%	12	0.00	6.88	3.50

Fuente (Elaboración propia)

La máxima deriva equivale a 0.121 % y no supera el valor de 0.5% normativo.

Así mismo, para el umbral de daño, el capítulo A.12.5.3 de la NSR-10 define un limite normativo para estructuras en mampostería de 0.2% de la altura de piso. La Tabla 8-23 muestra los valores obtenidos en el modelo.

Tabla 8-23. Derivas por piso obtenidas del modelo estructural para el umbral de daño

TABLE: Story Drifts - Umbral de daño									
Story	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**Direction**	**Drift**	**Label**	**X**	**Y**	**Z**
							m	m	m
N+7.5	UMB_X	LinRespSpec	Max	X	0.054%	82	7.57	0.00	7.50
N+7.5	UMB_X	LinRespSpec	Max	Y	0.027%	46	10.26	0.93	7.50
N+7.5	UMB_Y	LinRespSpec	Max	X	0.018%	82	7.57	0.00	7.50
N+7.5	UMB_Y	LinRespSpec	Max	Y	0.054%	46	10.26	0.93	7.50
N+3.50	UMB_X	LinRespSpec	Max	X	0.028%	82	7.57	0.00	3.50
N+3.50	UMB_X	LinRespSpec	Max	Y	0.010%	12	0.00	6.88	3.50
N+3.50	UMB_Y	LinRespSpec	Max	X	0.014%	82	7.57	0.00	3.50
N+3.50	UMB_Y	LinRespSpec	Max	Y	0.030%	12	0.00	6.88	3.50

Fuente (Elaboración propia)

Para este caso, la máxima deriva es de 0.054% y no supera el valor de 0.2%, por lo que la estructura es adecuada para el sismo de servicio.

8.3.10. Diseño y revisión de los muros de mampostería.

Se implementa para la revisión los requisitos definidos en el titulo D de la NSR-10.

Asignación de refuerzo a los muros de mampostería:

Mediante la implementación del software, se revisa la capacidad de los muros de mampostería asignando un refuerzo a los elementos tipo Shell y generando propiedades de pier. La incorporación de refuerzo en el modelo estructural se aprecia en la Figura 8.29.

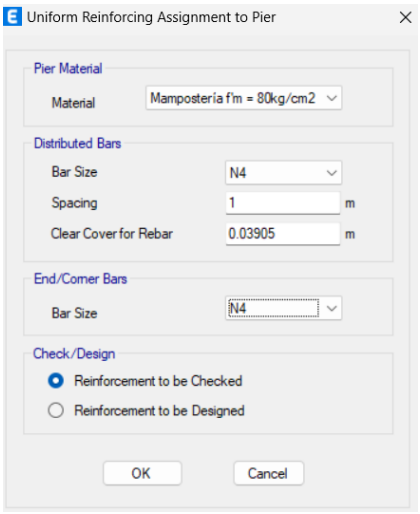


Figura 8.29. Refuerzo uniforme asignado a muros de mampostería

Fuente (Elaboración propia)

El refuerzo dispuesto es uniforme y su separación puede variar en los diferentes muros en función de las solicitaciones de carga. No obstante, se limitó su espaciamiento a no más de 1.0m cumpliendo con las disposiciones dadas en el capítulo D.7.2.1 de la NSR-10.

Indices de sobreesfuerzo de los muros.

Una vez asignado el refuerzo uniforme, se obtienen los índices de sobreesfuerzo para la estructura. Se comprueba que el primer piso existente y que conforma el cuarto de mezclas tiene una disposición de muros y acero de refuerzo adecuadas para soportar la ampliación, requiriéndose únicamente construir un muro adicional como método de reforzamiento y que se detalla con mayor precisión en el ANEXO J.

Para el segundo nivel, de acuerdo con las necesidades funcionales, se eliminaron algunos muros que provenían del primer nivel con el objetivo de permitir la conformación de cubículos y salas de reunión propias del Laboratorio Lambda, así como el requerimiento de garantizar iluminación mediante ventanas. Realizado esto, el máximo índice de sobreesfuerzo obtenido fue de 0.937 y su detalle de diseño y reportes obtenidos del software se presentan en el ANEXO K.

8.3.11. Diseño de losas de entrepiso y cubierta.

Dada la conformación de los muros de mampostería en segundo nivel, se generaron luces con dimensiones máximas aproximadas de 5.87m, con lo que, para garantizar un espesor de losa que

no produzca deflexiones excesivas, se implementaron las recomendaciones dadas en la tabla C.9.5(c), en donde para losas sin ábacos y con vigas de borde, el espesor mínimo deberá tomarse como $\frac{l_n}{33}$, teniendo así que se debe garantizar al menos 0.178m de espesor. Para efectos de diseño y facilidad constructiva se incorporó una losa maciza de 20cm de espesor.

El diseño se efectuó para solicitaciones de esfuerzos cortantes y momento, tomando las ecuaciones (35) a (40) establecidas en el capítulo 7.10. La Tabla 8-24 resume los resultados obtenidos.

En el ANEXO L, se presentan los diagramas de contorno de esfuerzos del modelo estructural, así como el procedimiento detallado de diseño del elemento.

Tabla 8-24. Resumen diseño losa de entrepiso y cubierta

Resumen del diseño por resistencia última - Losa de entrepiso y cubierta			
Esfuerzos máximos actuantes			
V13 Cortante horizontal máxima	32.0 kN	M11 Momento horizontal máximo	-18.0 kN-m
V23 Cortante vertical máxima	45.0 kN	M22 Momento vertical máximo	-23.0 kN-m
Especificación de materiales			
Resistencia a la compresión del concreto	28 MPa	Resistencia a la fluencia del acero	420 MPa
Secciones de diseño y suministro de acero			
Ancho de diseño bw	1000.0 mm	Área de acero horizontal suministrado	#4 @ 20cm
Espesor de diseño h	200.0 mm	Área de acero vertical suministrado	#4 @ 20cm
Espesor efectivo d	103.7 mm		
Resistencias obtenidas			
Resistencia nominal al corte	69.9 kN	Resistencia nominal a momento vertical	23.88 kN-m
Resistencia nominal a momento horizontal	23.88 kN-m		
Indices de sobreesfuerzo ISE			
ISE cortante	0.64	ISE Momento flector vertical	0.96
ISE Momento flector horizontal	0.75		

Fuente (Elaboración propia)

8.3.12. Diseño vigas de entrepiso y cubierta

Se implementaron vigas de amarre en entrepiso y cubierta con sección de 0.12m de ancho por 0.25m de alto, el ancho obedece al espesor del ladrillo estructural conforma cada muro. En las zonas con mayor exigencia se dispusieron vigas de 0.2m de ancho por 0.25m de alto.

Las solicitaciones esfuerzos, así como las resistencias de diseño se determinaron en el modelo estructural, permitiendo suministrar un acero de refuerzo que supla la demanda. La distribución de refuerzo longitudinal y transversal para cada tipo de viga del sistema, se presentan en la Figura 8.30. En el ANEXO M se muestran las secciones y etiquetas incorporadas en cada nivel de análisis, así como el reporte de diseño del software.

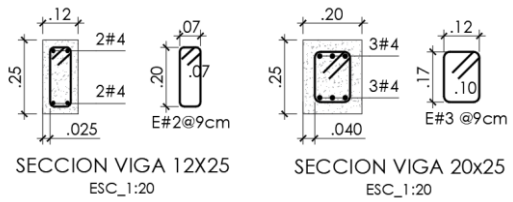


Figura 8.30. Secciones de vigas contempladas en la estructura

Fuente (Elaboración propia)

8.3.13. Resumen del diseño obtenido

En los planos estructurales del ANEXO N se incluyen todas las especificaciones, geometrías y asignaciones para la ampliación del Laboratorio de Mezclas como una zona multifuncional de Lambda. Así mismo, la figura … muestra una vista tridimensional de los elementos diseñados.

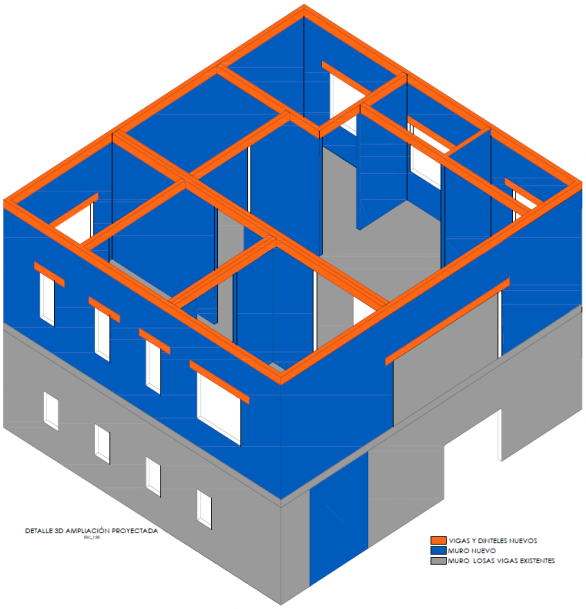


Figura 8.31. Vista tridimensional ampliación laboratorio de mezclas

Fuente (Elaboración propia)

9. CONCLUSIONES

- A partir de una metodología multicriterio basada en un proceso analítico jerárquico pudo determinarse la alternativa más adecuada para la disposición de la plataforma experimental y el laboratorio Lambda de la Pontificia Universidad Javeriana – Cali, en donde se otorgaron mayores porcentajes de ponderación a aquellos criterios que incidían directamente en el óptimo funcionamiento de toda la infraestructura, además que se suplían las diferentes necesidades del proyecto. Se buscó en todos los casos, proponer una alternativa que además de permitir la ubicación de la plataforma experimental, pudiese funcionar como un espacio de aprendizaje para todo el personal que visite Lambda, en donde exista una dotación que posibilite el desarrollo de trabajos y proyectos de investigación sin necesidad de desplazarse a otra infraestructura. Con la alternativa escogida, se garantizó además, la disposición de espacios apropiados de almacenamiento de materiales, probetas y cuerpos de ensayo que resultan de las investigaciones que podrán ser ejecutadas en Lambda.
- La plataforma experimental diseñada valida cada uno de los aspectos relevantes de definidos en el capítulo 7.2. Se proyectó una estructura suficientemente rígida que permita la aplicación de las cargas máximas provenientes de actuadores, en donde se satisfacen requisitos de resistencia y servicio al lograr índices de sobreesfuerzo para cada componente de la plataforma inferiores a 1.0; desplazamientos con valores máximos de 1mm ante los escenarios más desfavorables; frecuencias naturales superiores a las transmitidas por cada actuador dinámico evitando fenómenos de resonancia; presiones de contacto inferiores de la capacidad del suelo; anchos de fisuración menores que 0.30mm que garantizan una apariencia óptima y otorgan durabilidad a los materiales que la componen; vibraciones inducidas imperceptibles para las personas con movimientos suaves que no ponen en riesgo el funcionamiento de los actuadores de montaje ni de las pruebas que pueden ser ejecutadas.
- Si bien la plataforma experimental se comporta como un cuerpo de gran rigidez, la ejecución de procedimientos detallados de interacción dinámica suelo estructura permitió aproximar los modelos analíticos a la respuesta real, en donde los desplazamientos inducidos por el funcionamiento de los actuadores tuvieron un incremento de

aproximadamente el 30% al contemplar que el suelo donde se cimenta la estructura tiene una capacidad de deformación y desplazamiento en función de sus propiedades mecánicas. Así mismo, al permitir que la estructura se mueva y rote con el suelo, se ocasionó una reducción del 42% de la frecuencia modal, acercándose a valores límites de resonancia para los elementos. Por lo que, debe tenerse en cuenta en todo procedimiento de diseño de bases y estructuras para equipos dinámicos, las modificaciones a la respuesta ocasionadas por la inclusión del suelo y garantizar en todos los casos un funcionamiento adecuado.

- La implementación de la metodología basada en estabilidad para el diseño Laboratorio Lambda permitió considerar en los análisis las posibles deformaciones inducidas en la estructura, así como los efectos de segundo orden e imperfecciones geométricas, logrando reducir la brecha existente entre los modelos analíticos y los proyectos de construcción.
- Producto de la incorporación de metodologías de desempeño sísmico ejecutando análisis de plastificación progresiva Pushover, se pudo determinar la capacidad total de Lambda, y se demostró que tanto la demanda sísmica esperada, así como las deformaciones máximas probables no generaron rótulas en los elementos; de esta forma, la estructura no incursionó en rangos de inelasticidad que impliquen disipación de energía, por lo que la implementación de sistemas de disipación especial era inapropiada.

  Esto condujo a que el Laboratorio fuese diseñado como una Nave Industrial DMI, en donde el coeficiente de reducción R afectado por los diferentes grados de irregularidad en planta, altura y ausencia de redundancia fue de 1.125, con lo cual los elementos que conforman Lambda fueron dimensionados para la máxima fuerza sísmica presente en la zona de afectación del proyecto reducida únicamente en un 11%.

  Así mismo, la ausencia de plastificación o rótulas permitió obtener un nivel de desempeño posterior a la ocurrencia de un sismo raro y muy raro de ocupación inmediata, garantizando un funcionamiento y operatividad continuo de la infraestructura.
- Para el diseño de la cimentación de la estructura de cerramiento del Laboratorio Lambda, fue necesario contemplar las restricciones espaciales ocasionadas por la presencia de infraestructura ya construida. Así mismo, al tratarse de un sistema de nave industrial, las soluciones de cimentación generalmente sugieren la incorporación de contrapesos para minimizar los grandes momentos y excentricidades producidos por cargas laterales debidas a viento o sismo (que son naturales en sistemas tipo nave), sin embargo, en Lambda, esta

solución no era viable ya que estos elementos tendrían interferencia con la plataforma experimental por lo que fue necesario contemplar zapatas de grandes dimensiones que absorbieran por sí mismas las excentricidades sin generarse fenómenos de volcamiento, deslizamiento o levantamiento.

- Para el diseño de la ampliación del cuarto de mezclas de la infraestructura ya existente, se demostró que la proyección de elementos en segundo nivel podía ser resistida por los muros estructurales construidos en el primero, con lo cual las modificaciones al cuarto de mezclas resultan mínimas y permiten alojar la zona multifuncional definida en las alternativas para la conformación de este proyecto.

.

10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alcaldía de Santiago de Cali. (2014). *Decreto 411.0.20.0158 del 18 de Marzo de 2018 "Por medio del Cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali y se definen sus respectivas curvas y parámetros de diseño estructural sismo resistente."*

Alfaro Arias, C. A. (2001). *CARACTERIZACION EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA DE SISMOS COLOMBIANOS*.

American Concrete Institute. (2001). *Control of Cracking in Concrete Structures* (ACI Committee 224).

American Concrete Institute. (2006). *Code Requirements for environmental engineering concrete structures And Commentary* (ACI Committee 350).

American Concrete Institute. (2018). *Report on foundations for Dynamic Equipment* (ACI Committee 351). http://concrete.org/Publications/

American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. https://doi.org/10.1061/9780784412855

Arros, J. K. (2002). Dynamics of structures. *Earthquake Engineering Handbook*, 3-1-3–40. https://doi.org/10.1139/l90-078

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Norma de Sismo Resistencia NSR-10*. 1–130. https://nuevalegislacion.com/files/susc/cdj/conc/nsr_10.pdf

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2013). Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones AIS 180-13. *Comité AIS 180*.

Bapir, B., Abrahamczyk, L., Wichtmann, T., & Prada-Sarmiento, L. F. (2023). Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures. In *Frontiers in Built Environment* (Vol. 9). Frontiers Media S.A. https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1120351

Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*.

Baxter, R. L., Bernhard, D. L., & American Society of Mechanical Engineers. (1967). *Vibration tolerances for industry* (ASME).

Beer, F., Johnston, R., & Cornwell, P. (2010). *Mecánica Vectorial para ingenieros*. *Novena edición*.

Bourahla, N. (2014). Equivalent Static Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–13. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5

Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.

Buchet, Ph., & Pegon, P. (1994). *Psd Testing With Substructuring : Implementation and use*.

Calvi, G. M., Pavese, A., Ceresa, P., & Dacarro, F. (2005). *Design of a Large-Scale Dynamic and Pseudo-Dynamic Testing Facility*. https://doi.org/10.13140/2.1.3557.3121

Chopra, A. k. (2012). Dynamics of Structures 5th edition. In *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9). http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2012.02.007

Clough, R., & Pirtz, D. (1958). *Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams*.

Computers and Structures Inc. (2022). *Technical Knowledge Base - Thin vs. Thick Shells*. https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Thin+vs.+Thick+shells

Construsoft. (2024). *Diseño de conexiones de Acero con IDEA StatiCa*. Https://Www.Construsoft.Es/Es/Software-Bim/Idea-Statica.

Crawford, G., & Williams, C. (1985). A note on the analysis of subjective judgment matrices. *Journal of Mathematical Psychology*, *29*(4), 387–405. https://doi.org/10.1016/0022-2496(85)90002-1

Dimig, J., Shield, C., French, C., Bailey, F., & Clark, A. (1999). Effective Force Testing: A Method of Seismic Simulation for Structural Testing. *Journal of Structural Engineering*, *125*(9), 1028–1037. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1999)125:9(1028)

Espinoza, V. T. (2011). *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*. 315. http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/32564/1/MACIAS_FILIAN_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_ENERO_ 2018.pdf

Eurocrane Global. (2024). *Eurocrane Global*. https://es.eurocranegroup.com/

Federal Emergency Management Agency. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS - FEMA 356*.

Federal Emergency Management Agency. (2003). *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology - HAZUZ MR4*. www.fema.gov/plan/prevent/hazus.

Federal Emergeny Maganement Agency. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA nehrp*.

FEMA 273. (2000). NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Earthquake Spectra*, *16*(1), 227–239. https://doi.org/10.1193/1.1586092

FEMA P58-6. (2018). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings. *Fema P-58-6*, *6*(December), 92. https://www.fema.gov/media-library/assets/documents/90380

Fragiadakis, M. (2014). Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–18. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5

Gao, X. (2012). *Development of a robust framework for real-time hybrid simulation: From dynamical system, motion control to experimental error verification*.

Gergely, P., & Lutz A, L. (1968). Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members. *ACI Symposium Publication*, *20*. https://doi.org/10.14359/17348

Gómez Jimenez, A. M. (2016). *ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA AMPLIACIÓN DEL LABORATORIO DE CENTRAL DE MEZCLAS PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA CALI*.

Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). *Seismic demands for perfomance evaluation of Steel moment resisting frame structures*. http://blume.stanford.edu

IDEA. (2009). *IDEA StatiCa*.

Jamal, H. (2017). *Quasi Static Test - What, why, how*.

Jorquera, A. Z. (2017). *Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*.

Kaplan, H., Nohutcu, H., Çetinkaya, N., Yilmaz, S., Gönen, H., & Atimtay, E. (2009). Seismic strengthening of pin-connected precast concrete structures with external shear walls and diaphragms. *PCI Journal*, *54*(1), 89–99. https://doi.org/10.15554/pcij.01012009.88.99

Kaplan, H., Nohutcu, H., Nihat, C., Kaplan, H., Gönen, H., Nohutcu, H., Çetinkaya, N., & Yilmaz, A. S. (2009). A new strong floor-reaction wall system without gallery for experimental studies in structural mechanics In-service seismic strengthening techniques for Vulnerable RC Buildings View project. In *Article in Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering* (Vol. 33, Issue B4). https://www.researchgate.net/publication/292633651

Karnovsky, I. A., & Lebed, O. (2010). Advanced Methods of Structural Analysis. In *Advanced Methods of Structural Analysis*. https://doi.org/10.1007/978-1-4419-1047-9

Kose, S. (1997). *Building Research Institute in Japan: past, present and future*.

Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, *20*(4–6), 452–464. https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8

Li, S., Wu, C., & Kong, F. (2019). Shaking Table Model Test and Seismic Performance Analysis of a High-Rise RC Shear Wall Structure. *Shock and Vibration*, *2019*. https://doi.org/10.1155/2019/6189873

Love, A. E. H. (1888). *The Small Free Vibrations and Deformation of a Thin Elastic Shell*. (Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Ed.). https://doi.org/http://www.jstor.org/stable/90527

Luco, J. E., & Westmann, R. A. (1971). Dynamic Response of Circular Footings. *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, *97*, 1381–1395. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:118169764

Mahin, S., & Shing, P. (1985). *Pseudodynamic Method for seismic testing*.

Mahin, S., Shing, P., Thewalt, C., & Hanson, R. (1989). *Pseudodynamic Test Method current status and future directions*.

Mao, D. (2017). *Structure Seismic Design and Shaking Table Experiment Research Status*. *135*(Iccte), 119–123. https://doi.org/10.2991/iccte-17.2017.20

Molina, F., Magonette, G., Viaccoz, B., & Géradin, M. (2008). *Apparent damping induced by spurious pitching in shaking-table testing*.

Mononobe, N., Uhakushi, K., & Matsuo, H. (1929). *On the Determination of Earth Pressure during Earthquake.*

MTS System Corporation. (2013). *Series 244 Actuators Product information*.

Muir Wood, R. (1988). Earthquakes incorporated in victorain Britain. In *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS* (Vol. 17).

Nakashima, M. (2001). Development, potential, and limitations of real-time online (pseudo-dynamic) testing. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, *359*(1786), 1851–1867. https://doi.org/10.1098/rsta.2001.0876

National Research Council. (1996). *National Science Education Standards*. National Academies Press. https://doi.org/10.17226/4962

NEHRP Consultants Joint Venture. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures - NIST-GCR-12- 917- 21*.

Ohsaki, Y. (1966). Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Soil Condition. *Soils and Foundations*, *6*(2), 14–37. https://doi.org/10.3208/SANDF1960.6.2_14

Okabe, S. (1924). *General Theory on Earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam*.

Oñate, E. (2013). Thick/Thin Plates. Reissner-Mindlin Theory. In E. Oñate (Ed.), *Structural Analysis with the Finite Element Method Linear Statics: Volume 2. Beams, Plates and Shells* (pp. 291–381). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-8743-1_6

Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *7*(4), 213–227. https://doi.org/10.1016/S0267-7261(88)80005-8

Pegon, P., Molina, F., & Magonette, G. (2008). *Continuous pseudo-dynamic testing at ELSA in Hybrid Simulation; Theory, Implementation and Applications*.

Pegon, P., & Pinto, A. V. (2000). Pseudo-dynamic testing with substructuring at the ELSA laboratory. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *29*(7), 905–925. https://doi.org/10.1002/1096-9845(200007)29:7<905::AID-EQE941>3.0.CO;2-P

Pontificia Universidad Javeriana Cali. (2021). *Javeriana Cali en cifras*.

Rai, D. C., Jain, S. K., Cvr, M., & Bansal, D. (2014). *Construction and Load rating of large capacity Reaction Floor-Wall assembly for lateral load testing at ITT Kanpur*.

Raja A.M. (2009). *Structural Design of Pseudo-Dynamic testing facility at ITT Roorkee*.

Rankine, W. J. M. (1857). *II. On the stability of loose earth*. https://doi.org/http://doi.org/10.1098/rstl.1857.0003

Reddy, J. N. (2006). *Theory and Analysis of Elastic Plates and Shells* (2nd ed). https://doi.org/https://doi.org/10.1201/9780849384165

Reinhorn, A. M., Sivaselvan, M. V., Liang, Z., & Shao, X. (2004). Real-Time Dynamic Hybrid Testing of Structural Systems. *13 Th World Conference on Earthquake Engineering*, *4*, 1644.

Reitherman, R. (2006). The effects of the 1906 earthquake in California on research and education. *Earthquake Spectra*, *22*(SPEC. ISS. 2). https://doi.org/10.1193/1.2187053

Richart, F. E., Hall, J. R., & Woods, R. D. (1970). Vibration of soils and foundations. *Prentice-Hal*.

Saaty, T. L. (1980). *The Analytic Hierarchy Process: Planning, Priority Setting, Resource Allocation* (Mc GrawHill, Ed.).

SEAOC. (1995). *Conceptual framework for perfomance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committe and California Office of Emergency Services*.

Segura Franco, J. Ignacio. (2011). *Estructuras de concreto I*. Universidad Nacional de Colombia.

Severn, R. T., Stoten, D. P., & Tagawa, Y. (2012). *The Contribution Of Shaking Tables To Earthquake Engineering*.

Srinivas, K. (2015). *The importance of materials testing*. https://www.linkedin.com/pulse/importance-materials-testing-kartik-srinivas/?trk=prof-post

Stewart, J., Seed, R., & Fenves, G. (1999). Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG*, *125*. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(38)

Takanashi, K., & Nakashima, M. (1987). Japanese Activities on On-Line Testing. *Journal of Engineering Mechanics*, *113*(7), 1014–1032. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1987)113:7(1014)

Takanashi, K., Udagawa, K., Seki, M., Okada, T., & Tanaka, H. (1975). Non-linear Earthquake Response Analysis of Structures by a Computer-Actuator On-Line System. *Bull. of Earthquake Resistant Struc. Res. Ctr.*, *8*(March 1975), 17. https://doi.org/10.3130/aijsaxx.229.0

The MathWorks Inc. (1984). *Matlab R2023b*. https://la.mathworks.com/products/matlab.html?s_tid=hp_products_matlab

Universidad del Valle. (2019). *Suroccidente colombiano avanza en investigación* .

Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C., & Madan, A. (1996). IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings. Technical Report NCEER-96-0010. *Technical Report NCEER-96-0010*.

Vargas, G. A., Vanegas, J. E., & Thomson, P. (2000). *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL SIMULADOR SÍSMICO UNIAXIAL DE LA UNIVERSIDAD DEL VALLE*. http://solidos.univalle.edu

Veletsos, A. S., & Wei, Y.-T. (1971). LATERAL AND ROCKING VIBRATION OF FOOTINGS. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *97*, 1227–1248. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:120398692

Whitney, C. S. (1942). Plastic Theory of Reinforced Concrete Design. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, *107*, 251–282. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:138829419

Williams, M. S., & Blakeborough, A. (2001). Laboratory testing of structures under dynamic loads: An introductory review. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, *359*(1786), 1651–1669. https://doi.org/10.1098/rsta.2001.0860

Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*.

Yepes, V. (2022). *Cálculo de la consistencia y el vector propio en AHP*. Disponible En: Https://Victoryepes.Blogs.Upv.Es/2022/02/15/Calculo-de-La-Consistencia-y-El-Vector-Propio-En-Ahp/.

Zwick Roell. (n.d.). *Innovación por tradición*. Https://Www.Zwickroell.Com/Es/Compania/Historia/.

ANEXO A. DISEÑO DETALLADO DE LOS COMPONENTES PLATAFORMA EXPERIMENTAL

A-1 Muro de reacción

A-1.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

A-1.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

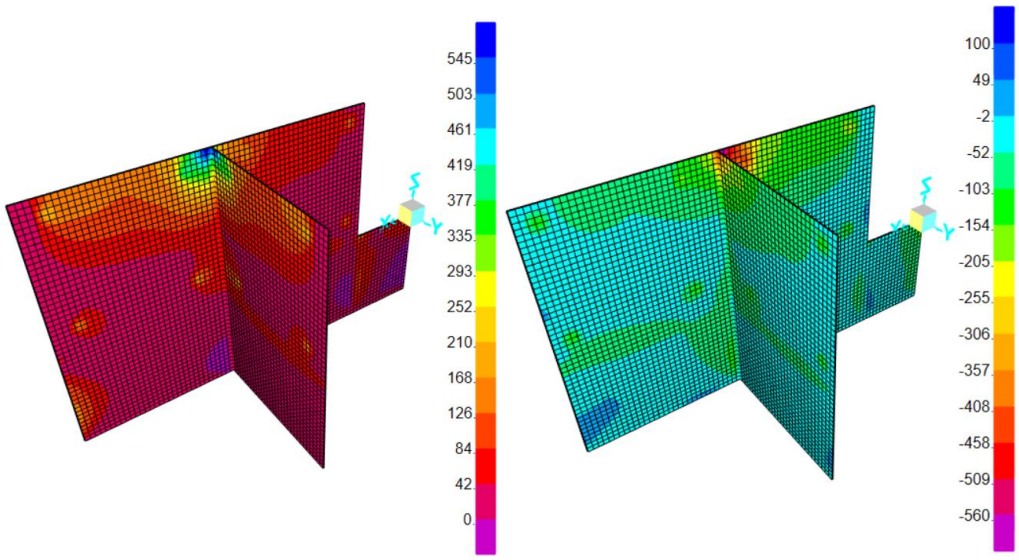


Figura A.1. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

A-1.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

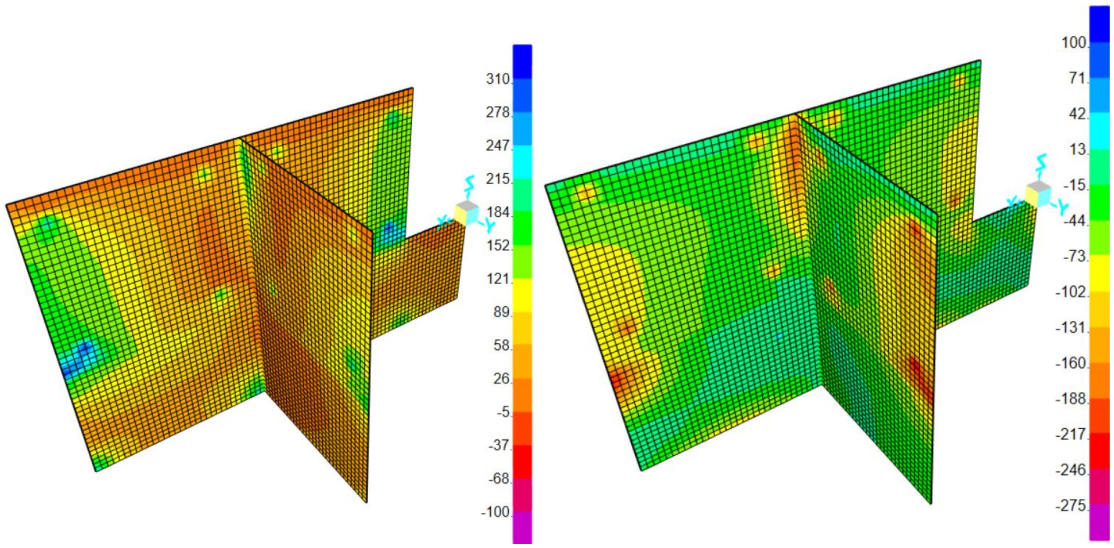


Figura A.2. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

A-1.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

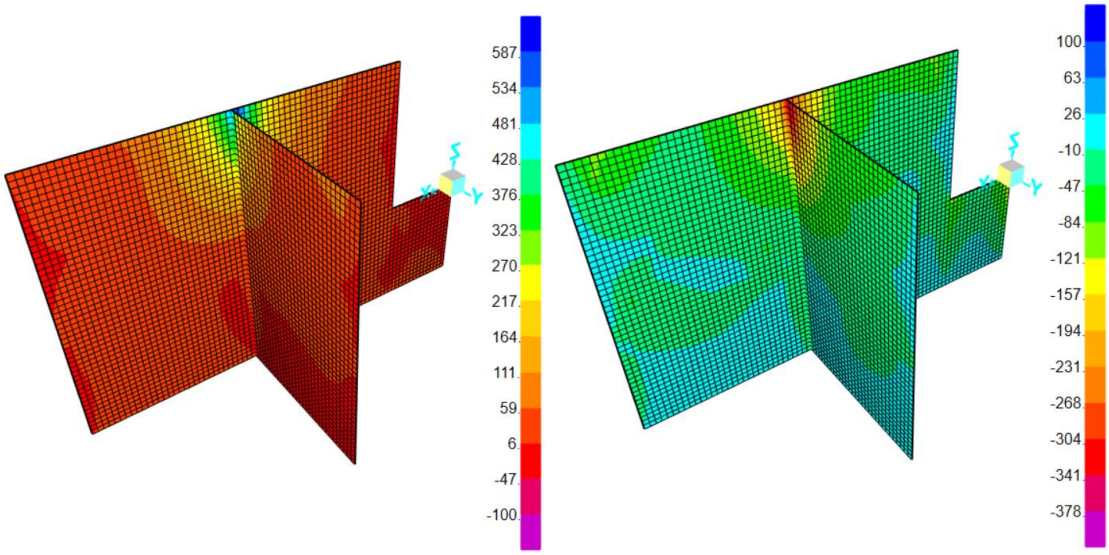


Figura A.3. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

A-1.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

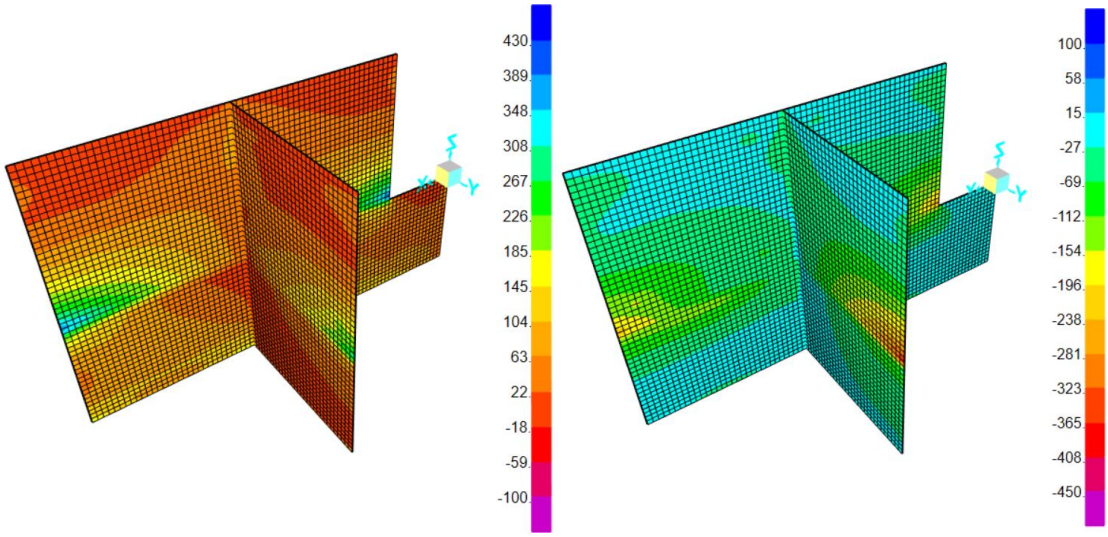


Figura A.4. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

A-1.2 Diseño para esfuerzos

ESPECIFICACIONES GENERALES

Concreto	f'c	35 MPa	Ec	27806 MPa
Acero	fy	420 MPa	Ey	210000 MPa

CATEGORIA Y CLASE DE EXPOSICION (TABLA C.4.2.1) REQUISITOS (TABLA C.4.3.1)

CATEGORÍA	*SEVERIDAD*	*CLASE*	A/C Max	f'c min	Tipo de Cemento
• CONGELAMIENTO	NO ES APLICABLE	F0	0.42	35 MPa	Sin restricciones en el tipo
• SULFATOS	NO ES APLICABLE	S0			
• PERMEABILIDAD	NO ES APLICABLE	P0			
• CLORUROS	NO ES APLICABLE	C0			
• QUIMOS	NO ES APLICABLE	Q0			

CORTANTE EN MURO PRINCIPAL 90cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V13)

Vd maxima: -560.00 kN

CORTANTE EN MURO PRINCIPAL 90cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V23)

Vd maxima: 310.00 kN

MOMENTO EN MURO PRINCIPAL 90cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MAXIMA M11+

M maxima: 587.000 kN-m

MOMENTO EN MURO PRINCIPAL 90cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MÍNIMA M11-

M minima: -378.000 kN-m

MOMENTO EN MURO PRINCIPAL 90cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MAXIMA M22+

M maxima: 430.000 kN-m

MOMENTO EN MURO PRINCIPAL 90cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MÍNIMA M22-

M minima: -450.000 kN-m

DISEÑO A CORTANTE - MURO PRINCIPAL 90cm

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad \text{C.11-1}$$
$$Con\ \emptyset V_n = \emptyset V_c \qquad \text{C.11-2}$$

Ecuación C.11-3

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt[2]{f'c} \cdot \lambda \cdot b \cdot d$$

φ	0.75
λ	1.00
b	100 cm
d	79 cm

Vc	791.81 kN
φVc	**593.86 kN**

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

φVud		≤	φVc			ISE	=	
	560.00 kN			**593.9 kN**	bien			**0.94**

DISEÑO A FLEXION - MURO PRINCIPAL 90cm

$$\emptyset M_n \geq M_u$$
$$Con\ \emptyset M_n = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{asum} \leq \rho_{max}$$

$As = \rho_{asum} * b * d$ Para flexión

$As = \rho_{asum} * b * h$ Para retracción y temperatura

El valor de ρmin se obtiene como sigue:

Tipo de elemento	**MURO**

*** Cuantía mínima por retracción y temperatura y elemento**

La tabla C.7.12 de la NSR-10 define los valores de cuantía mínima para efectos de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas. Así mismo, el capítulo C.14 y C.21.9, establecen las cuantías mínimas horizontal y vertical en muros estructurales

Así mismo, se define la cuantía mínima vertical y horizonal sobre sección bruta de concreto según el tipo de elemento.

Cuantía mínima para refuerzo vertical	0.0015	-->	As	9.00 cm²
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	0.0025	-->	As	15.00 cm²

El refuerzo de retracción y temperatura puede repartirse en la sección bruta de concreto teniendo en cuenta el número de parrillas dispuestas.

Acero mínimo para refuerzo vertical	-->	As	4.50 cm²
Acero mínimo para refuerzo horizontal	-->	As	7.50 cm²

*** Cuantía mínima por flexión**

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt[2]{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$$ C-10.3

Cuantía mínima flexión	0.0033	-->	As 25.98 cm²

*** Cuantía máxima**

ρbal	0.0217			
ρmax	0.01356	-->	φ	0.90

REFUERZO HORIZONTAL

Mu	**587.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	90 cm	Rn	1.05 N/cm²	
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00255128	(cuantía requerido por flexion)
		d	78.7 cm	As	20.09 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	25.98 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#8**	**@15.0cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$a=\frac{As\ fy}{0{,}85f'c*\ b*d}$ $C=\frac{a}{\beta 1}$ $\varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c}$ $\phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s$ $0.65\leq\phi\leq0.90$

Acero suministrado

As	34.00 cm²	**a**	4.8	**Mn**	**1089.99 kN-m**
d	78.73 cm	**c**	5.6471		
b	100 cm	**Ɛs**	0.0427	**φMn**	**980.99 kN-m**
ρ	0.0043	**φ**	0.90	**ISE**	**0.60** OK

REFUERZO VERTICAL

Mu	**450.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	90 cm	Rn	0.83 N/cm²	
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00201654	(cuantía requerido por flexion)
		d	78.7 cm	As	15.88 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	25.98 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#8**	**@15.00cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$a=\frac{As\ fy}{0{,}85f'c\ d}$ $C=\frac{a}{\beta 1}$ $\varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c}$ $\phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s$ $0.65\leq\phi\leq0.90$

As	34.00 cm²	**a**	4.8	**Mn**	**1089.99 kN-m**
d	78.73 cm	**c**	5.6471		
b	100 cm	**Ɛs**	0.0427	**φMn**	**980.99 kN-m**
ρ	0.0043	**φ**	0.90	**ISE**	**0.46** OK

Resumen de diseño de muro principal 90cm

f'c	35 MPa
Espesor	90 cm
Refuerzo Horizontal	8 @ 15cm
Refuerzo Vertical	8 @ 15cm

A-1.3 Chequeo de fisuración

A-1.3.1 Máximo momento de servicio para fisuración [kN-m]

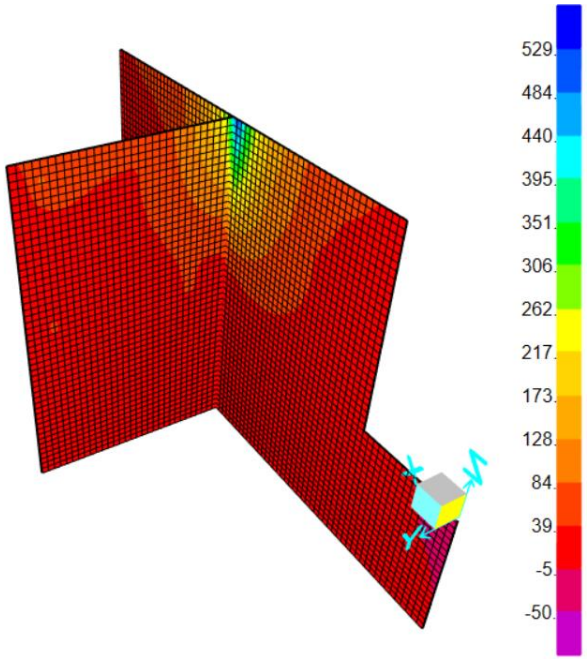


Figura A.5. Máximo momento en muro para fisuración

REVISION DE ESFUERZOS, SEPARACION DE REFUERZO Y ANCHO DE FISURAS MURO DE REACCIÓN 90cm

MATERIALES

f´c =	**35 MPa**	**Ec =**	27806 MPa	**εcu =**	0.003
fy =	**420 MPa**	**Es =**	200000 MPa	**εy =**	0.0021

ELEMENTO: MUROS Y LOSAS

$a=\frac{As\ f_s}{0{,}85 f' c\ b}$ $\quad f_s=\frac{M_s}{A_s\left(d-\frac{a}{2}\right)}$ **Agrupando …** $\quad f_s d-\left(\frac{A_s}{2*0.85 f_c' d}\right) f_s^2=\frac{M_s}{A_s}$

b =	**1000 mm**	**barra**	**#8**	**Mss =**	**529.00 kN-m**
h =	**900 mm**	**φb =**	25.4 mm	**Ms =**	529000000 N-mm
r =	**100 mm**	**φAs =**	510 mm²	**fs =**	**196.2319 MPa**
d` =	**112.7 mm**	**s =**	**150 mm**	**a =**	22.43 mm
d =	**787 mm**	**As =**	3400 mm²	**c =**	26.38 mm

*donde Ms puede tomarse como el momento de servicio de las combinaciones que no incluyan fuerzas sismicas.

ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE PARA EXPOSICION AMBIENTAL NORMAL

$\beta = \frac{h-c}{d-c}$ β = 1.148 $4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2 =$ 15725.160

$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta\sqrt{s^2+4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2}} =$ **250.000 MPa** fs < fs,max por lo tanto cumple con C.23-2

CÁLCULO DEL ANCHO DE GRIETA

$w = 11x10^{-6}\cdot\sqrt[3]{d'\cdot A}\cdot fs =$ **0.26 mm** Ok $A = 2\cdot d'\cdot s =$ 33810 mm²

SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO PARA GARANTIZAR APARIENCIA ADECUADA DEL CONCRETO

la separación s para el refuerzo mas cercano a la cara en tracción no puede exceder el valor dado por la ecuación c.23-5, pero no puede ser mayor de 300 mm.

$S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c =$ **300 mm** s < s maxima por lo tanto cumple con C.23-5

A-2 Losa de reacción

A-2.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

A-2.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

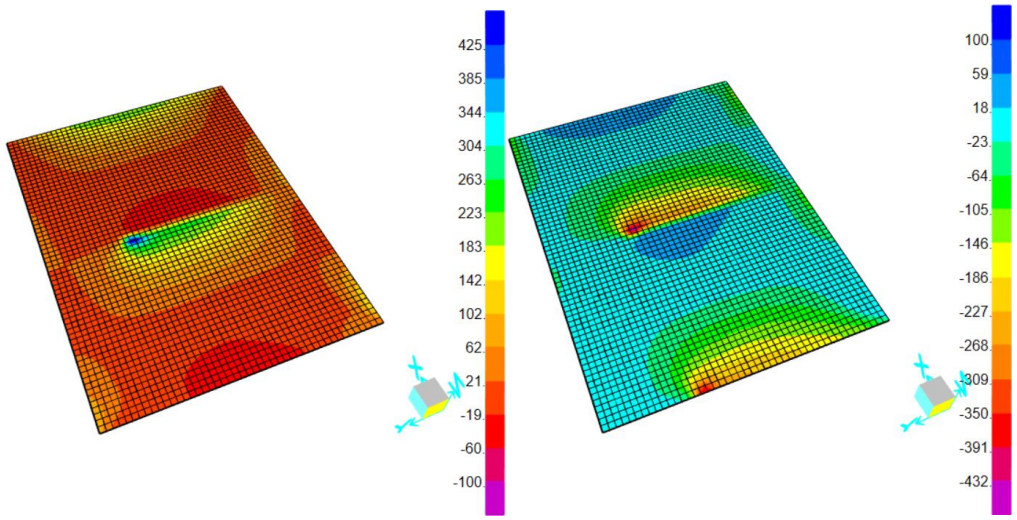


Figura A.6. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

A-2.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

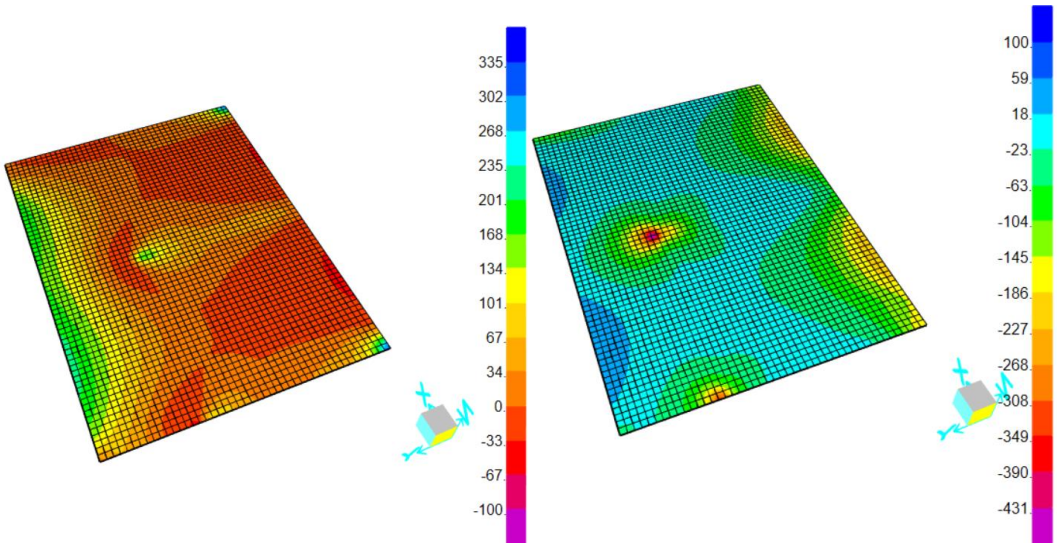


Figura A.7. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

A-2.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

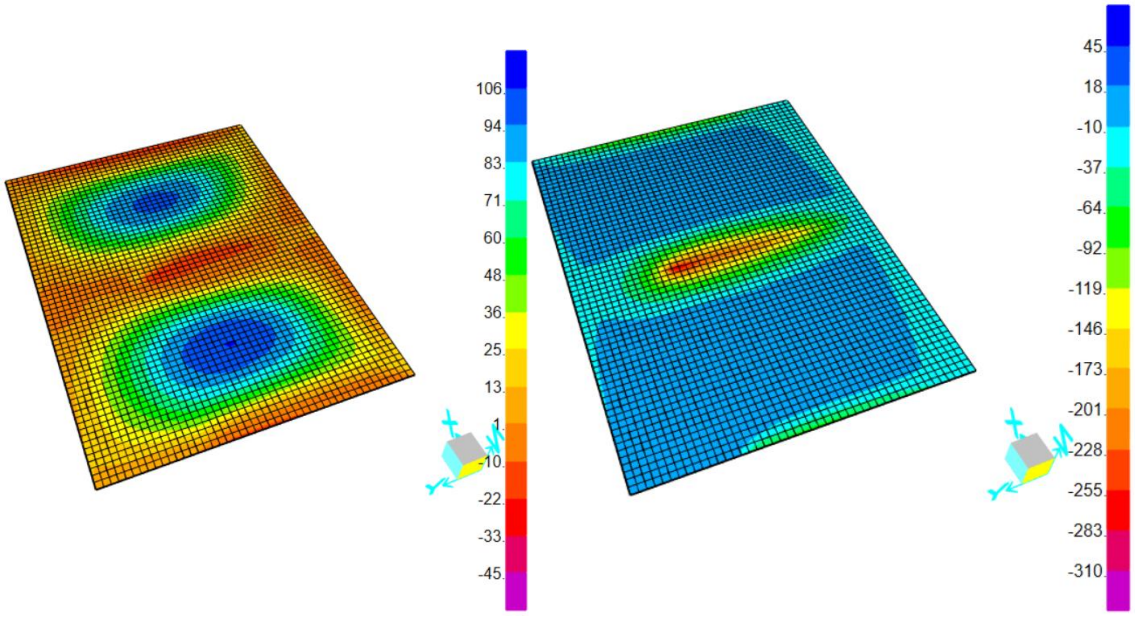


Figura A.8. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

A-2.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

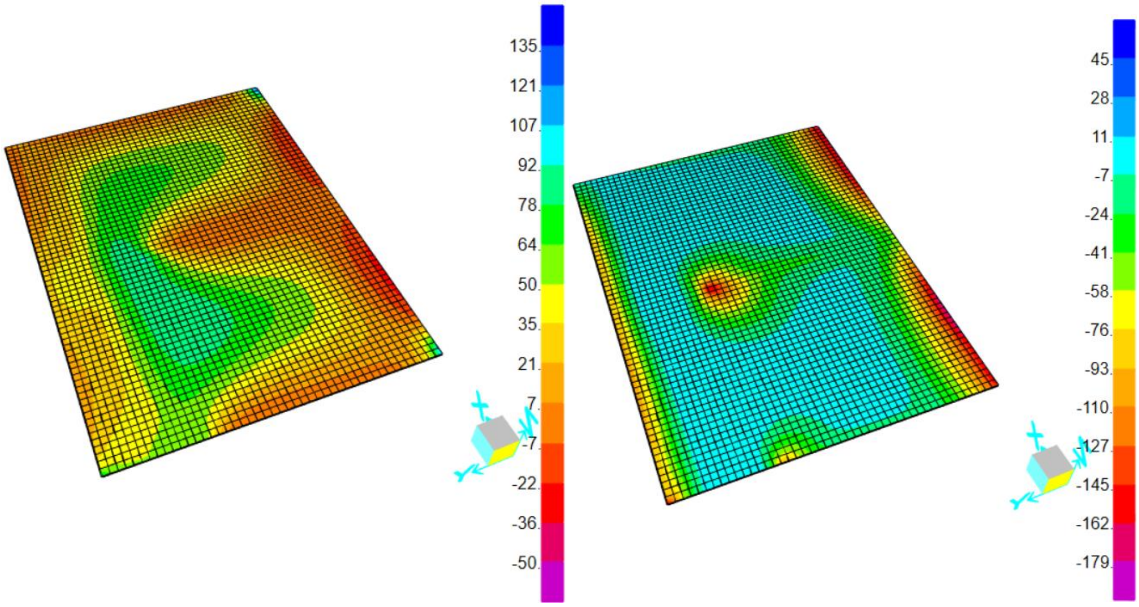


Figura A.9. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

A-2.2 Diseño para esfuerzos

ESPECIFICACIONES GENERALES

Concreto	f'c	35 MPa	Ec	27806 MPa
Acero	fy	420 MPa	Ey	210000 MPa

CATEGORIA Y CLASE DE EXPOSICION (TABLA C.4.2.1) REQUISITOS (TABLA C.4.3.1)

CATEGORÍA	*SEVERIDAD*	*CLASE*	A/C Max	f'c min	Tipo de Cemento
• CONGELAMIENTO	NO ES APLICABLE	F0	0.42	35 MPa	Sin restricciones en el tipo
• SULFATOS	NO ES APLICABLE	S0			
• PERMEABILIDAD	NO ES APLICABLE	P0			
• CLORUROS	NO ES APLICABLE	C0			
• QUIMOS	NO ES APLICABLE	Q0			

CORTANTE EN LOSA REACCION 70cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V13)

Vd maxima: **-432.00 kN**

CORTANTE EN LOSA REACCION 70cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V23)

Vd maxima: **-431.00 kN**

MOMENTO EN LOSA REACCION 70cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MAXIMA **M11+**

M maxima: **106.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA REACCION 70cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MÍNIMA **M11-**

M minima: **-310.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA REACCION 70cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MAXIMA **M22+**

M maxima: **135.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA REACCION 70cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MÍNIMA **M22-**

M minima: **-179.000 kN-m**

DISEÑO A CORTANTE - LOSA REACCION 70cm

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad \text{C.11-1}$$
$$Con\ \emptyset V_n = \emptyset V_c \qquad \text{C.11-2}$$

Ecuación C.11-3

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt[2]{f'c} \cdot \lambda \cdot b \cdot d$$

φ	0.75
λ	1.00
b	100 cm
d	59 cm

Vc	592.28 kN
φVc	**444.21 kN**

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

φVud	**432.00 kN**	≤	**φVc**	**444.2 kN**	bien	ISE	= **0.97**

DISEÑO A FLEXION - LOSA REACCION 70cm

$$\emptyset M_n \geq M_u$$
$$Con\ \emptyset M_n = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{asum} \leq \rho_{max}$$

$As = \rho_{asum} * b * d$ Para flexión

$As = \rho_{asum} * b * h$ Para retracción y temperatura

El valor de ρmin se obtiene como sigue:

Tipo de elemento	**LOSA**

*** Cuantía mínima por retracción y temperatura y elemento**

La tabla C.7.12 de la NSR-10 define los valores de cuantía mínima para efectos de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas. Así mismo, el capítulo C.14 y C.21.9, establecen las cuantías mínimas horizontal y vertical en muros estructurales

Así mismo, se define la cuantía mínima vertical y horizonal sobre sección bruta de concreto según el tipo de elemento.

Cuantía mínima para refuerzo vertical	0.0018	-->	As	10.80 cm²
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	0.0018	-->	As	10.80 cm²

El refuerzo de retracción y temperatura puede repartirse en la sección bruta de concreto teniendo en cuenta el número de parrillas dispuestas.

Acero mínimo para refuerzo vertical	-->	As	5.40 cm²
Acero mínimo para refuerzo horizontal	-->	As	5.40 cm²

*** Cuantía mínima por flexión**

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt[2]{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$$ C-10.3

Cuantía mínima flexión	0.0033	-->	As 19.43 cm²

*** Cuantía máxima**

ρbal	0.0217			
ρmax	0.01356	-->	φ	0.90

REFUERZO HORIZONTAL

Mu	**310.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90		
		h	70 cm	Rn	0.99 N/cm²		
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00240561	(cuantía requerido por flexion)	
		d	58.9 cm	As	14.17 cm²	(Acero requerido por flexión)	
	Número de Parrillas		2	Ass	19.43 cm²	(Acero mínimo a suministrar)	
				use	**#7**	**@15.0cm**	OK

Chequeo deformacion del acero

$$a=\frac{As\ fy}{0{,}85f'c*\ b*d} \qquad C=\frac{a}{\beta 1} \qquad \varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c} \qquad \phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s \quad 0.65\leq\phi\leq 0.90$$

Acero suministrado

As	25.80 cm²	**a**	3.6424	**Mn**	**618.40 kN-m**
d	58.89 cm	**c**	4.2851		
b	100 cm	**Ɛs**	0.0421	**φMn**	**556.56 kN-m**
ρ	0.0044	**φ**	0.90	**ISE**	**0.56** OK

REFUERZO VERTICAL

Mu	**179.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	70 cm	Rn	0.59 N/cm²	
		recubrimiento	10.0 cm	ρ	0.00142764	(cuantía requerido por flexion)
		d	58.9 cm	As	8.41 cm²	(Acero requerido por flexión)
		Número de Parrillas	2	Ass	19.43 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#7**	**@15.00cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$$a=\frac{As\ fy}{0{,}85f'c\ d} \qquad C=\frac{a}{\beta 1} \qquad \varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c} \qquad \phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s \quad 0.65\leq\phi\leq 0.90$$

As	25.80 cm²	**a**	3.6424	**Mn**	**618.40 kN-m**
d	58.89 cm	**c**	4.2851		
b	100 cm	**Ɛs**	0.0421	**φMn**	**556.56 kN-m**
ρ	0.0044	**φ**	0.90	**ISE**	**0.32** OK

Resumen de diseño de losa reaccion 70cm

f'c	35 MPa
Espesor	70 cm
Refuerzo Horizontal	7 @ 15cm
Refuerzo Vertical	7 @ 15cm

A-2.3 Chequeo de fisuración

A-2.3.1 Máximo momento de servicio para fisuración [kN-m]

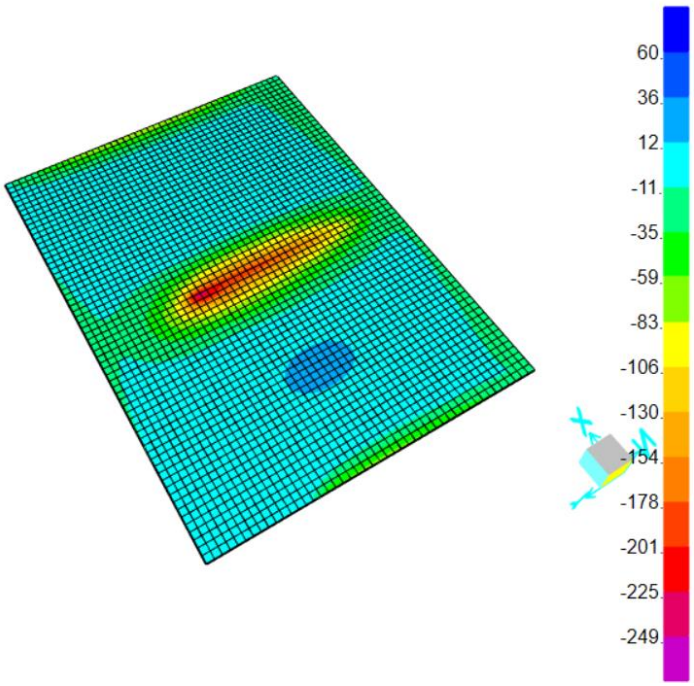


Figura A.10. Máximo momento de servicio en losa para fisuración

REVISION DE ESFUERZOS, SEPARACION DE REFUERZO Y ANCHO DE FISURAS LOSA DE REACCIÓN 70cm

MATERIALES

f´c =	**35 MPa**	**Ec =**	27806 MPa	**εcu =**	0.003
fy =	**420 MPa**	**Es =**	200000 MPa	**εy =**	0.0021

ELEMENTO: MUROS Y LOSAS

$a = \frac{As\ f_s}{0{,}85 f' c\ b}$ $\quad f_s = \frac{M_s}{A_s\left(d - \frac{a}{2}\right)}$ **Agrupando …** $\quad f_s d - \left(\frac{A_s}{2 * 0.85 f_c' d}\right) f_s^2 = \frac{M_s}{A_s}$

b =	**1000 mm**	**barra**	**#7**	**Mss =**	**249.00 kN-m**
h =	**700 mm**	**φb =**	22.2 mm	**Ms =**	249000000 N-mm
r =	**100 mm**	**φAs =**	387 mm²	**fs =**	**163.1141 MPa**
d` =	**111.1 mm**	**s =**	**150 mm**	**a =**	14.15 mm
d =	**589 mm**	**As =**	2580 mm²	**c =**	16.64 mm

*donde Ms puede tomarse como el momento de servicio de las combinaciones que no incluyan fuerzas sismicas.

ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE PARA EXPOSICION AMBIENTAL NORMAL

$\beta = \frac{h-c}{d-c}$ β = 1.194 $4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2 =$ 14932.840

$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta\sqrt{s^2+4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2}} =$ **246.713 MPa**

fs < fs,max por lo tanto cumple con C.23-2

CÁLCULO DEL ANCHO DE GRIETA

$w = 11x10^{-6}\cdot\sqrt[3]{d'\cdot A}\cdot fs =$ **0.21 mm** Ok $A = 2\cdot d'\cdot s =$ 33330 mm²

SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO PARA GARANTIZAR APARIENCIA ADECUADA DEL CONCRETO

la separación s para el refuerzo mas cercano a la cara en tracción no puede exceder el valor dado por la ecuación c.23-5, pero no puede ser mayor de 300 mm.

$S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c =$ **300 mm**

s < s maxima por lo tanto cumple con C.23-5

A-3 Losa de cimentación

A-3.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

A-3.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

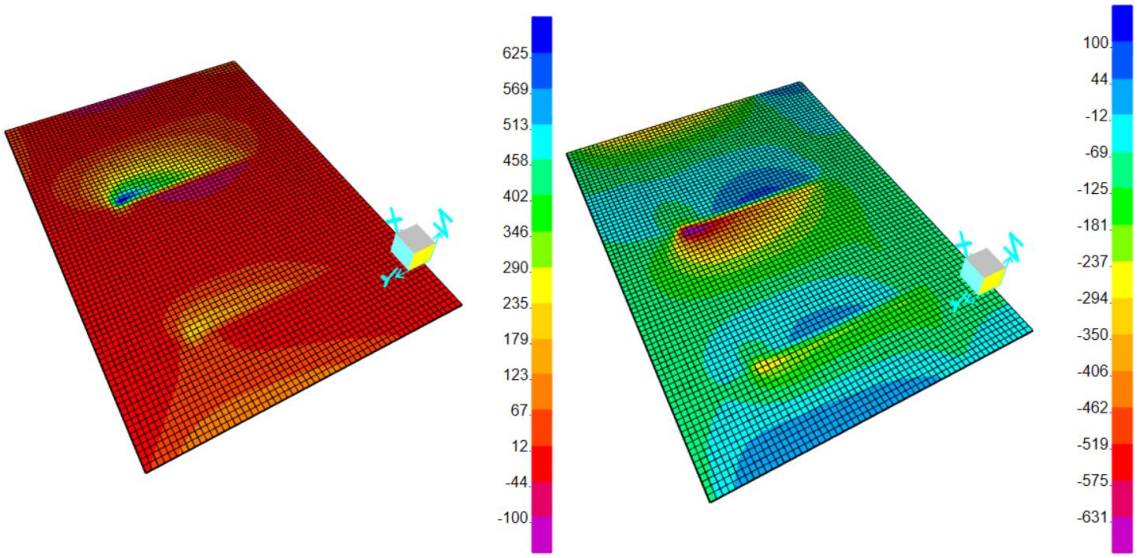


Figura A.11. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

A-3.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

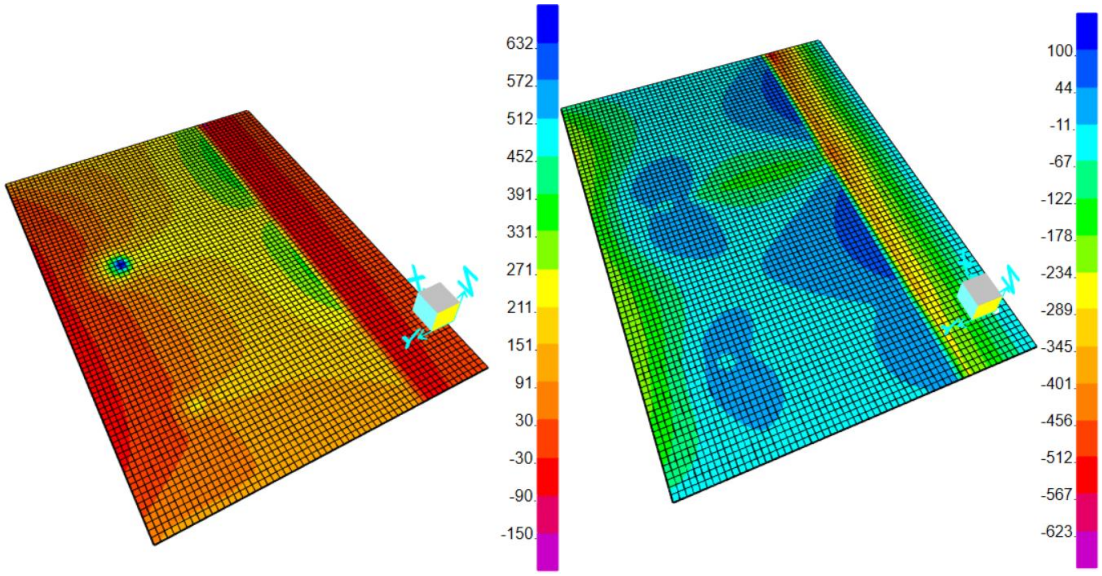


Figura A.12. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

A-3.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

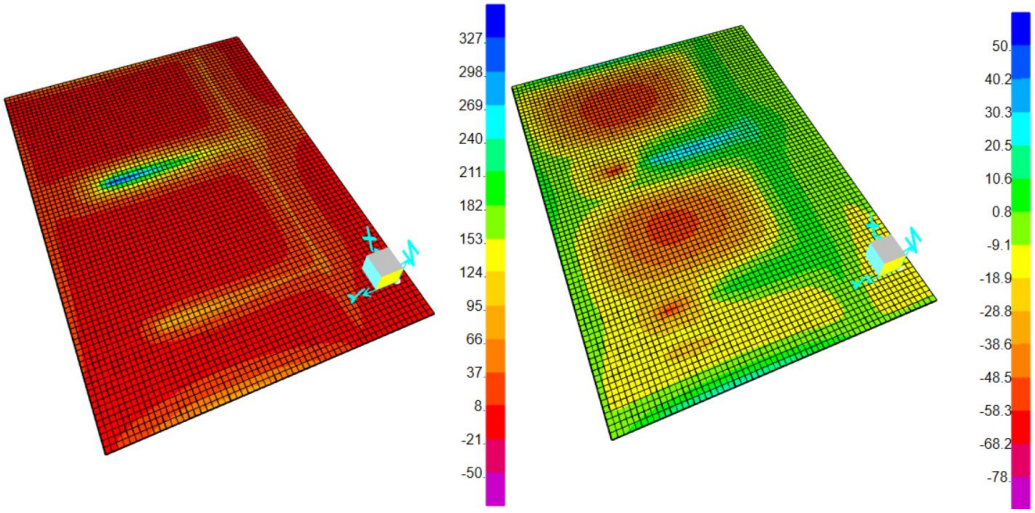


Figura A.13. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

A-3.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

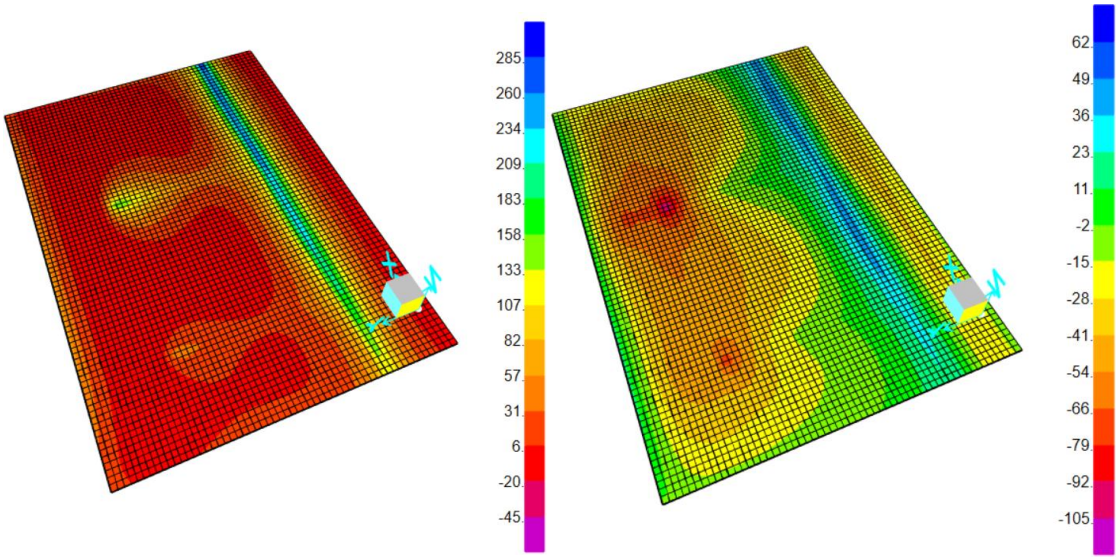


Figura A.14. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

A-3.2 Diseño para esfuerzos

ESPECIFICACIONES GENERALES

Concreto	f'c	35 MPa	Ec	27806 MPa
Acero	fy	420 MPa	Ey	210000 MPa

CATEGORIA Y CLASE DE EXPOSICION (TABLA C.4.2.1) REQUISITOS (TABLA C.4.3.1)

CATEGORÍA	*SEVERIDAD*	*CLASE*	A/C Max	f'c min	Tipo de Cemento
• CONGELAMIENTO	NO ES APLICABLE	F0	0.42	35 MPa	Sin restricciones en el tipo
• SULFATOS	NO ES APLICABLE	S0			
• PERMEABILIDAD	NO ES APLICABLE	P0			
• CLORUROS	NO ES APLICABLE	C0			
• QUIMOS	NO ES APLICABLE	Q0			

CORTANTE EN LOSA CIMENTACION 100cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V13)

Vd maxima: **-631.00 kN**

CORTANTE EN LOSA CIMENTACION 100cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V23)

Vd maxima: **632.00 kN**

MOMENTO EN LOSA CIMENTACION 100cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MAXIMA M11+

M maxima: **327.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA CIMENTACION 100cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MÍNIMA M11-

M minima: **-78.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA CIMENTACION 100cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MAXIMA M22+

M maxima: **285.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA CIMENTACION 100cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MÍNIMA M22-

M minima: **-105.000 kN-m**

DISEÑO A CORTANTE - LOSA CIMENTACION 100cm

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad \text{C.11-1}$$
$$Con\ \emptyset V_n = \emptyset V_c \qquad \text{C.11-2}$$

Ecuación C.11-3

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt[2]{f'c} \cdot \lambda \cdot b \cdot d$$

φ	0.75
λ	1.00
b	100 cm
d	89 cm

Vc	892.39 kN
φVc	**669.29 kN**

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

φVud	**632.00 kN**	≤	**φVc**	**669.3 kN**	bien	ISE	=	**0.94**

DISEÑO A FLEXION - LOSA CIMENTACION 100cm

$$\emptyset M_n \geq M_u$$
$$Con\ \emptyset M_n = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{asum} \leq \rho_{max}$$

$As = \rho_{asum} * b * d$ Para flexión

$As = \rho_{asum} * b * h$ Para retracción y temperatura

El valor de ρmin se obtiene como sigue:

Tipo de elemento	**LOSA**

*** Cuantía mínima por retracción y temperatura y elemento**

La tabla C.7.12 de la NSR-10 define los valores de cuantía mínima para efectos de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas. Así mismo, el capítulo C.14 y C.21.9, establecen las cuantías mínimas horizontal y vertical en muros estructurales

Así mismo, se define la cuantía mínima vertical y horizonal sobre sección bruta de concreto según el tipo de elemento.

Cuantía mínima para refuerzo vertical	0.0018	-->	As	10.80 cm²
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	0.0018	-->	As	10.80 cm²

El refuerzo de retracción y temperatura puede repartirse en la sección bruta de concreto teniendo en cuenta el número de parrillas dispuestas.

Acero mínimo para refuerzo vertical		-->	As	5.40 cm²
Acero mínimo para refuerzo horizontal		-->	As	5.40 cm²

*** Cuantía mínima por flexión**

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt[2]{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$$ C-10.3

Cuantía mínima flexión	0.0033	-->	As	29.28 cm²

*** Cuantía máxima**

ρbal	0.0217		
ρmax	0.01356	--> φ	0.90

REFUERZO HORIZONTAL

Mu	**327.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	100 cm	Rn	0.46 N/cm²	
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00110745	(cuantía requerido por flexion)
		d	88.7 cm	As	9.83 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	29.28 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#8**	**@15.0cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$a = \frac{As\ fy}{0{,}85 f'c * b * d}$ $C = \frac{a}{\beta 1}$ $\varepsilon s = 0{,}003 \frac{d-C}{c}$ $\phi = 0{,}483 + 83.33\varepsilon s$

$0.65 \le \phi \le 0.90$

Acero suministrado

As	34.00 cm²	**a**	4.8	**Mn**	**1232.79 kN-m**
d	88.73 cm	**c**	5.6471		
b	100 cm	**Ɛs**	0.0486	**φMn**	**1109.51 kN-m**
ρ	0.0038	**φ**	0.90	**ISE**	**0.29** OK

REFUERZO VERTICAL

Mu	**285.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90
		h	100 cm	Rn	0.42 N/cm²
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00099821 (cuantía requerido por flexion)
		d	88.7 cm	As	8.86 cm² (Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	29.28 cm² (Acero mínimo a suministrar)
				use	**#8** **@15.00cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$a = \frac{As\ fy}{0{,}85 f'c\ d}$ $C = \frac{a}{\beta 1}$ $\varepsilon s = 0{,}003 \frac{d-C}{c}$ $\phi = 0{,}483 + 83.33\varepsilon s$

$0.65 \le \phi \le 0.90$

As	34.00 cm²	**a**	4.8	**Mn**	**1232.79 kN-m**
d	88.73 cm	**c**	5.6471		
b	100 cm	**Ɛs**	0.0486	**φMn**	**1109.51 kN-m**
ρ	0.0038	**φ**	0.90	**ISE**	**0.26** OK

Chequeo deformacion del acero

$$a=\frac{As\,fy}{0{,}85f'c*\,b*d} \qquad C=\frac{a}{\beta 1} \qquad \varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c} \qquad \phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s \quad 0.65\le\phi\le0.90$$

Acero suministrado

As	34.00 cm²	**a**	4.8	**Mn**	**1232.79 kN-m**	
d	88.73 cm	**c**	5.6471			
b	100 cm	**Ɛs**	0.0486	**φMn**	**1109.51 kN-m**	
ρ	0.0038	**φ**	0.90	**ISE**	**0.29**	OK

REFUERZO VERTICAL

Mu	**285.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	100 cm	Rn	0.42 N/cm²	
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00099821	(cuantía requerido por flexion)
		d	88.7 cm	As	8.86 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	29.28 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#8**	**@15.00cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$$a=\frac{As\,fy}{0{,}85f'c\,d} \qquad C=\frac{a}{\beta 1} \qquad \varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c} \qquad \phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s \quad 0.65\le\phi\le0.90$$

As	34.00 cm²	**a**	4.8	**Mn**	**1232.79 kN-m**	
d	88.73 cm	**c**	5.6471			
b	100 cm	**Ɛs**	0.0486	**φMn**	**1109.51 kN-m**	
ρ	0.0038	**φ**	0.90	**ISE**	**0.26**	OK

Resumen de diseño de losa cimentacion 100cm

f'c	35 MPa
Espesor	100 cm
Refuerzo Horizontal	8 @ 15cm
Refuerzo Vertical	8 @ 15cm

A-3.3 Chequeo de fisuración

A-3.3.1 Máximo momento de servicio para fisuración [kN-m]

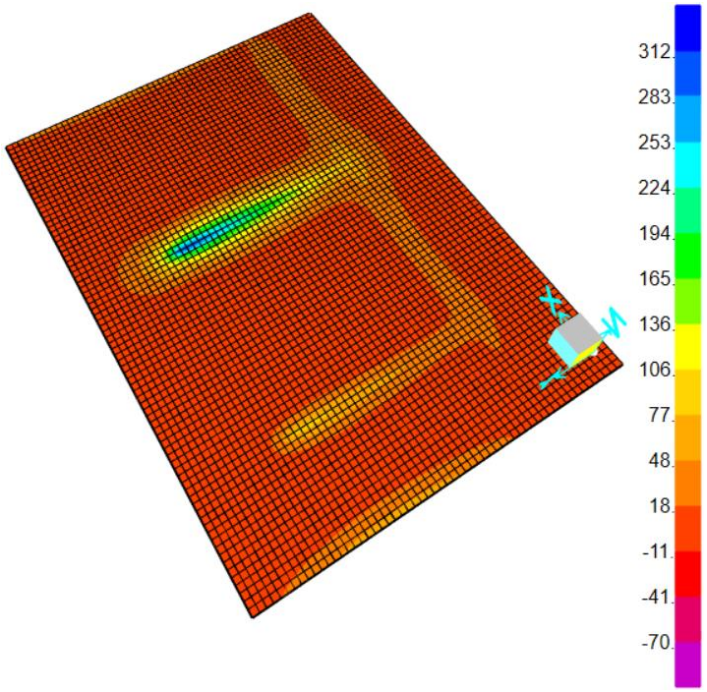


Figura A.15. Máximo momento de servicio en losa para fisuración

REVISION DE ESFUERZOS, SEPARACION DE REFUERZO Y ANCHO DE FISURAS LOSA DE CIMENTACIÓN 100cm

MATERIALES

f´c =	**35 MPa**	**Ec =**	27806 MPa	**εcu =**	0.003
fy =	**420 MPa**	**Es =**	200000 MPa	**εy =**	0.0021

ELEMENTO: MUROS Y LOSAS

$a = \frac{As\ f_s}{0{,}85 f' c\ b}$ $\quad f_s = \frac{M_s}{A_s\left(d - \frac{a}{2}\right)}$ **Agrupando …** $\quad f_s d - \left(\frac{A_s}{2 * 0.85 f_c' d}\right) f_s^2 = \frac{M_s}{A_s}$

b =	**1000 mm**	**barra**	**#8**	**Mss =**	**312.00 kN-m**
h =	**1000 mm**	**φb =**	25.4 mm	**Ms =**	312000000 N-mm
r =	**100 mm**	**φAs =**	510 mm²	**fs =**	**101.5836 MPa**
d` =	**112.7 mm**	**s =**	**150 mm**	**a =**	11.61 mm
d =	**887 mm**	**As =**	3400 mm²	**c =**	13.66 mm

*donde Ms puede tomarse como el momento de servicio de las combinaciones que no incluyan fuerzas sismicas.

ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE PARA EXPOSICION AMBIENTAL NORMAL

$\beta = \frac{h-c}{d-c}$ β = 1.129 $4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2 =$ 15725.160

$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta\sqrt{s^2+4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2}} =$ **250.000 MPa** fs < fs,max por lo tanto cumple con C.23-2

CÁLCULO DEL ANCHO DE GRIETA

$w = 11x10^{-6}\cdot\sqrt[3]{d'\cdot A}\cdot fs =$ **0.13 mm** Ok $A = 2\cdot d'\cdot s =$ 33810 mm²

SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO PARA GARANTIZAR APARIENCIA ADECUADA DEL CONCRETO

la separación s para el refuerzo mas cercano a la cara en tracción no puede exceder el valor dado por la ecuación c.23-5, pero no puede ser mayor de 300 mm.

$S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c =$ **300 mm** s < s maxima por lo tanto cumple con C.23-5

A-4 Muros perimetrales de contención

A-4.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

A-4.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

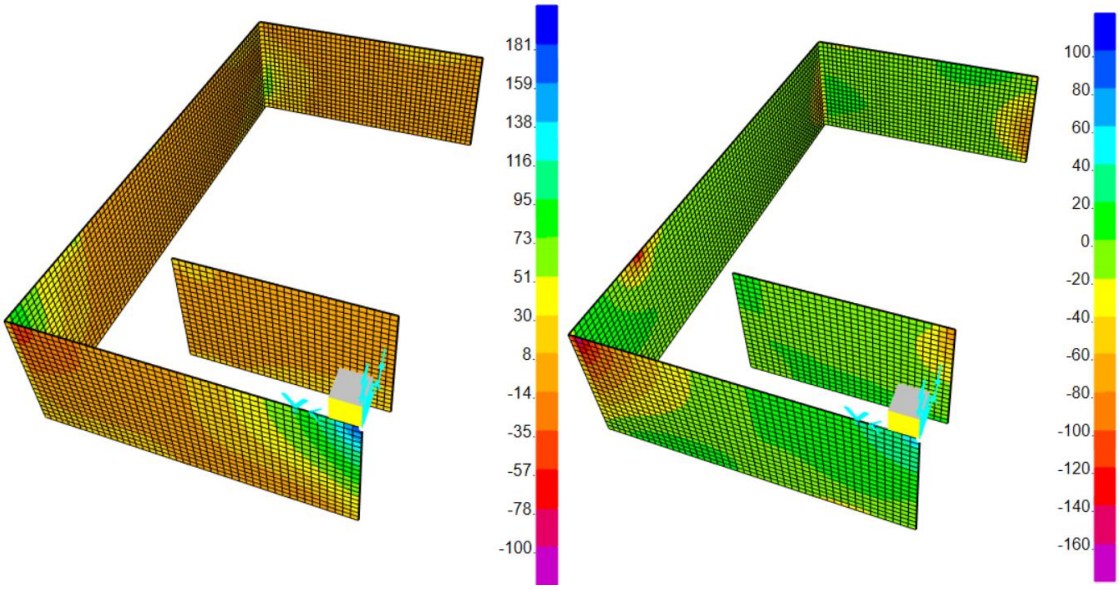


Figura A.16. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

A-4.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

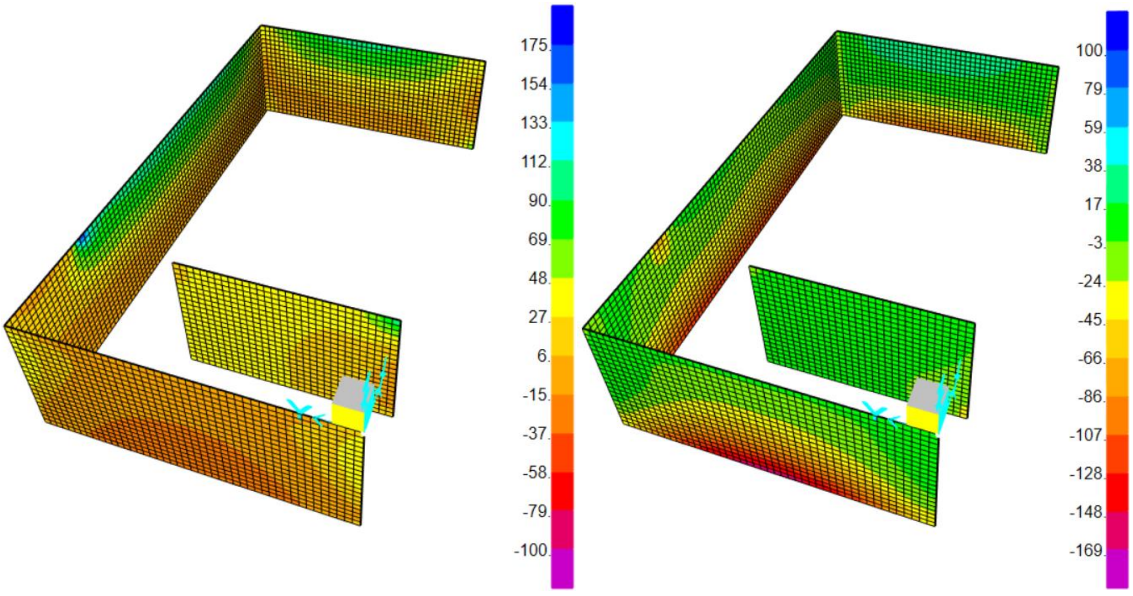


Figura A.17. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

A-4.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

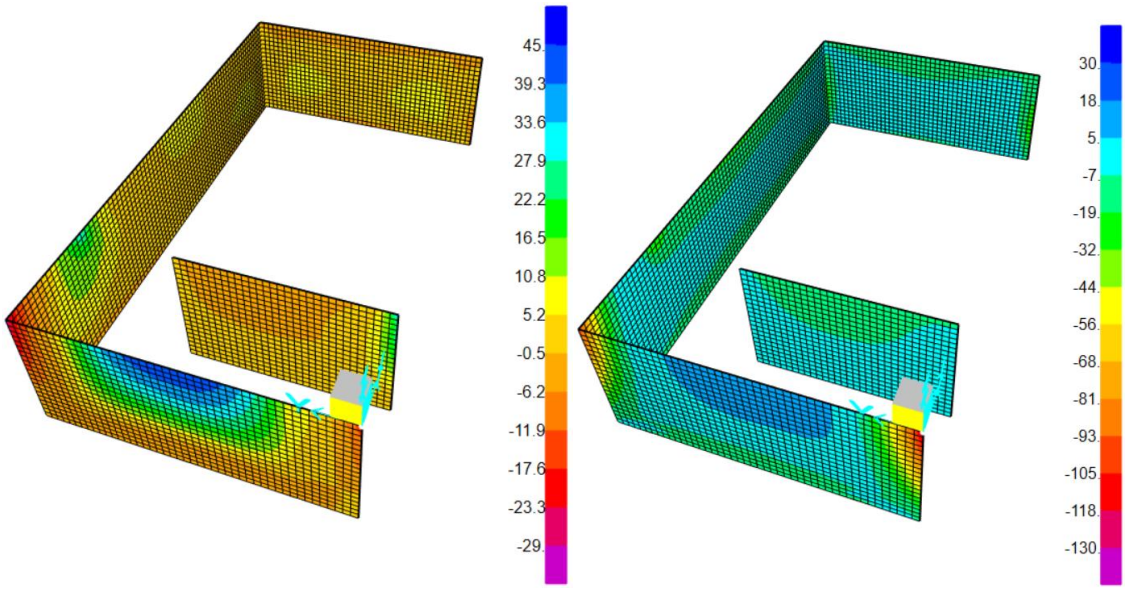


Figura A.18. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

A-4.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

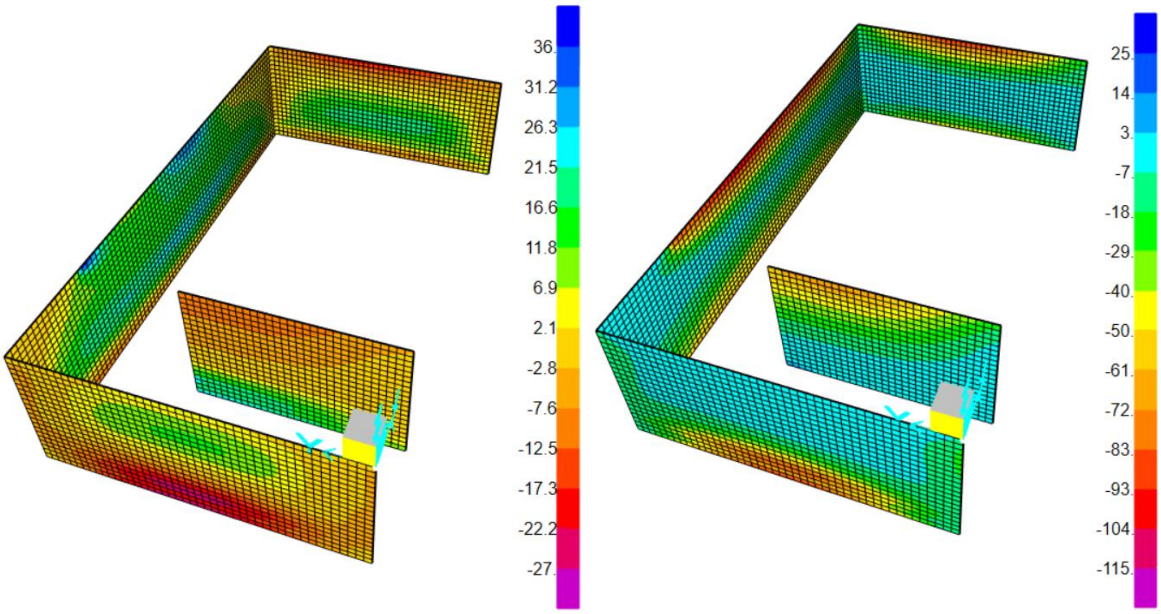


Figura A.19. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

A-4.2 Diseño para esfuerzos

ESPECIFICACIONES GENERALES

Concreto	f'c	35 MPa	Ec	27806 MPa
Acero	fy	420 MPa	Ey	210000 MPa

CATEGORIA Y CLASE DE EXPOSICION (TABLA C.4.2.1) REQUISITOS (TABLA C.4.3.1)

CATEGORÍA	*SEVERIDAD*	*CLASE*	A/C Max	f'c min	Tipo de Cemento
• CONGELAMIENTO	NO ES APLICABLE	F0	0.42	35 MPa	Sin restricciones en el tipo
• SULFATOS	NO ES APLICABLE	S0			
• PERMEABILIDAD	NO ES APLICABLE	P0			
• CLORUROS	NO ES APLICABLE	C0			
• QUIMOS	NO ES APLICABLE	Q0			

CORTANTE EN MURO PERIMETRAL 50cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V13)

Vd maxima: **181.00 kN**

CORTANTE EN MURO PERIMETRAL 50cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V23)

Vd maxima: **175.00 kN**

MOMENTO EN MURO PERIMETRAL 50cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MAXIMA M11+

M maxima: **45.000 kN-m**

MOMENTO EN MURO PERIMETRAL 50cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MÍNIMA M11-

M minima: **-130.000 kN-m**

MOMENTO EN MURO PERIMETRAL 50cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MAXIMA M22+

M maxima: **36.000 kN-m**

MOMENTO EN MURO PERIMETRAL 50cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MÍNIMA M22-

M minima: **-115.000 kN-m**

DISEÑO A CORTANTE - MURO PERIMETRAL 50cm

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad \text{C.11-1}$$
$$Con\ \emptyset V_n = \emptyset V_c \qquad \text{C.11-2}$$

Ecuación C.11-3

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt[2]{f'c} \cdot \lambda \cdot b \cdot d$$

φ	0.75
λ	1.00
b	100 cm
d	39 cm

Vc	394.30 kN
φVc	**295.72 kN**

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

φVud		≤	φVc			ISE	=	
	181.00 kN		**295.7 kN**	bien				**0.61**

DISEÑO A FLEXION - MURO PERIMETRAL 50cm

$$\emptyset M_n \geq M_u$$
$$Con\ \emptyset M_n = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{asum} \leq \rho_{max}$$

$As = \rho_{asum} * b * d$ Para flexión

$As = \rho_{asum} * b * h$ Para retracción y temperatura

El valor de ρmin se obtiene como sigue:

Tipo de elemento	**MURO**

*** Cuantía mínima por retracción y temperatura y elemento**

La tabla C.7.12 de la NSR-10 define los valores de cuantía mínima para efectos de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas. Así mismo, el capítulo C.14 y C.21.9, establecen las cuantías mínimas horizontal y vertical en muros estructurales

Así mismo, se define la cuantía mínima vertical y horizonal sobre sección bruta de concreto según el tipo de elemento.

Cuantía mínima para refuerzo vertical	0.0012	-->	As	6.00 cm²
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	0.0020	-->	As	10.00 cm²

El refuerzo de retracción y temperatura puede repartirse en la sección bruta de concreto teniendo en cuenta el número de parrillas dispuestas.

Acero mínimo para refuerzo vertical		-->	As	3.00 cm²
Acero mínimo para refuerzo horizontal		-->	As	5.00 cm²

*** Cuantía mínima por flexión**

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt[2]{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$$ C-10.3

Cuantía mínima flexión	0.0033	-->	As	12.94 cm²

*** Cuantía máxima**

ρbal	0.0217		
ρmax	0.01356	--> φ	0.90

REFUERZO HORIZONTAL

Mu	**130.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	50 cm	Rn	0.94 N/cm²	
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00227403	(cuantía requerido por flexion)
		d	39.2 cm	As	8.92 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	12.94 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#5**	**@15.0cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$$a=\frac{As\,fy}{0{,}85f'c*\,b*d} \qquad C=\frac{a}{\beta 1} \qquad \varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c} \qquad \phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s \quad 0.65\le\phi\le0.90$$

Acero suministrado

As	13.27 cm²	**a**	1.8729	**Mn**	**213.23 kN-m**	
d	39.21 cm	**c**	2.2035			
b	100 cm	**Ɛs**	0.0554	**φMn**	**191.91 kN-m**	
ρ	0.0034	**φ**	0.90	**ISE**	**0.68**	OK

REFUERZO VERTICAL

Mu	**115.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	50 cm	Rn	0.86 N/cm²	
	recubrimiento		10.0 cm	ρ	0.00207914	(cuantía requerido por flexion)
		d	39.2 cm	As	8.15 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		2	Ass	12.94 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#5**	**@15.00cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$$a=\frac{As\,fy}{0{,}85f'c\,d} \qquad C=\frac{a}{\beta 1} \qquad \varepsilon s=0{,}003\frac{d-C}{c} \qquad \phi=0{,}483+83.33\varepsilon_s \quad 0.65\le\phi\le0.90$$

As	13.27 cm²	**a**	1.8729	**Mn**	**213.23 kN-m**	
d	39.21 cm	**c**	2.2035			
b	100 cm	**Ɛs**	0.0554	**φMn**	**191.91 kN-m**	
ρ	0.0034	**φ**	0.90	**ISE**	**0.60**	OK

Resumen de diseño de muro perimetral 50cm

f'c	35 MPa
Espesor	50 cm
Refuerzo Horizontal	5 @ 15cm
Refuerzo Vertical	5 @ 15cm

A-4.3 Chequeo de fisuración

A-4.3.1 Máximo momento de servicio para fisuración [kN-m]

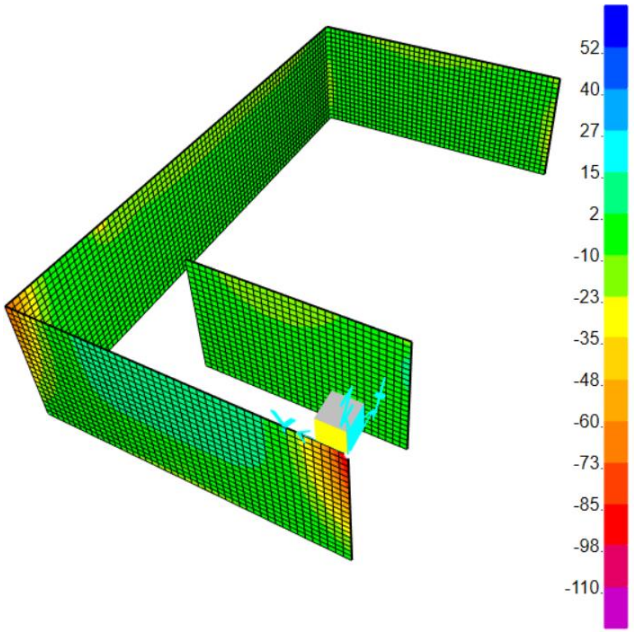


Figura A.20. Máximo momento de servicio en losa para fisuración

REVISION DE ESFUERZOS, SEPARACION DE REFUERZO Y ANCHO DE FISURAS MURO SÓTANO 50cm

MATERIALES

f´c =	**35 MPa**	**Ec =**	27806 MPa	**εcu =**	0.003
fy =	**420 MPa**	**Es =**	200000 MPa	**εy =**	0.0021

ELEMENTO: MUROS Y LOSAS

$a = \frac{As\ f_s}{0{,}85 f'c\ b}$ $\quad f_s = \frac{M_s}{A_s\left(d - \frac{a}{2}\right)}$ **Agrupando …** $\quad f_s d - \left(\frac{A_s}{2 * 0.85 f_c' d}\right) f_s^2 = \frac{M_s}{A_s}$

b =	**1000 mm**	**barra**	**#5**	**Mss =**	**110.00 kN-m**
h =	**500 mm**	**φb =**	15.9 mm	**Ms =**	110000000 N-mm
r =	**100 mm**	**φAs =**	199 mm²	**fs =**	**212.7698 MPa**
d` =	**108.0 mm**	**s =**	**150 mm**	**a =**	9.49 mm
d =	**392 mm**	**As =**	1327 mm²	**c =**	11.16 mm

*donde Ms puede tomarse como el momento de servicio de las combinaciones que no incluyan fuerzas sismicas.

ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE PARA EXPOSICION AMBIENTAL NORMAL

$\beta = \frac{h-c}{d-c}$ β = 1.283 $4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2 =$ 13432.810

$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta\sqrt{s^2+4\left(50+{}^{d_b}/_{2}\right)^2}} =$ **234.294 MPa**

fs < fs,max por lo tanto cumple con C.23-2

CÁLCULO DEL ANCHO DE GRIETA

$w = 11x10^{-6}\cdot\sqrt[3]{d'\cdot A}\cdot fs =$ **0.28 mm** Ok $A = 2\cdot d'\cdot s =$ 32385 mm²

SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO PARA GARANTIZAR APARIENCIA ADECUADA DEL CONCRETO

la separación s para el refuerzo mas cercano a la cara en tracción no puede exceder el valor dado por la ecuación c.23-5, pero no puede ser mayor de 300 mm.

$S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c =$ **300 mm**

s < s maxima por lo tanto cumple con C.23-5

ANEXO B. DIAGRAMAS DE CONTORNO PARA EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE DESEMPEÑO EN PLATAFORMA EXPERIMENTAL.

B-1 Muro de reacción

B-1.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

B-1.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

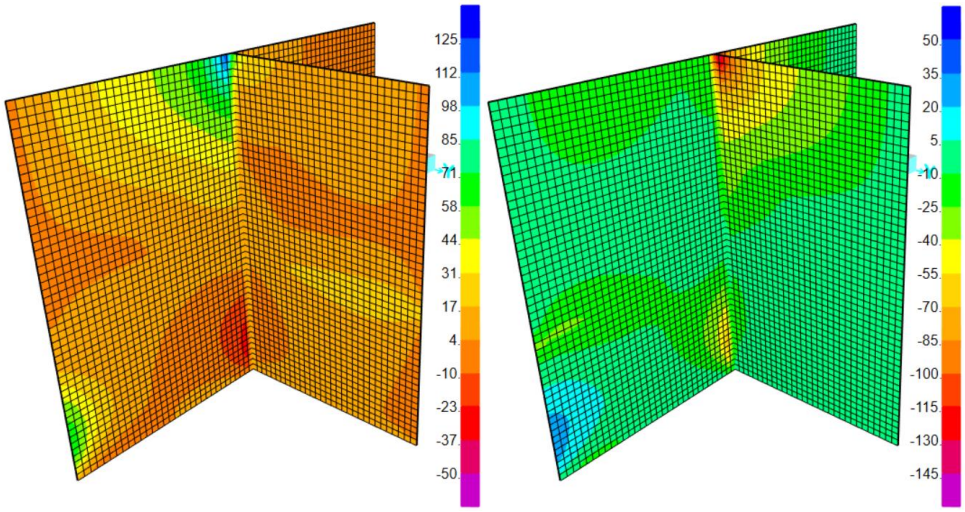


Figura B.1. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

B-1.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

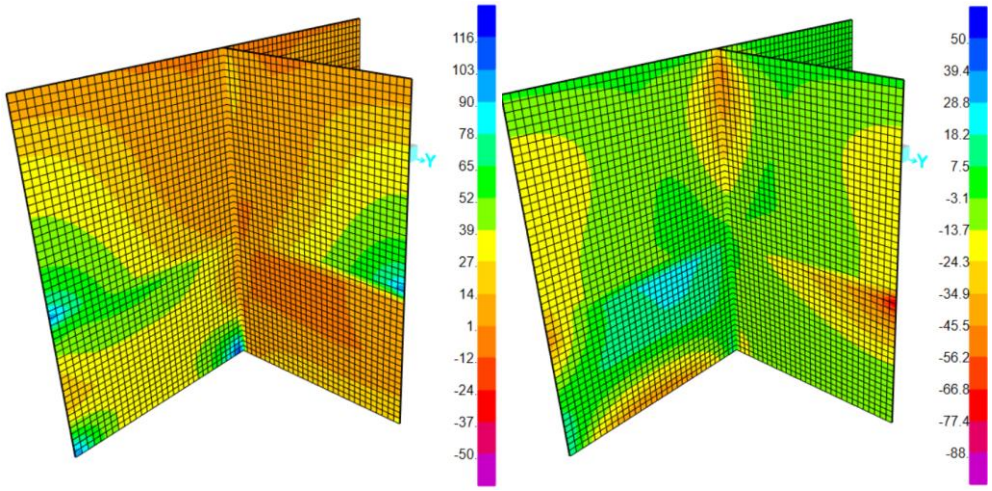


Figura B.2. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

B-1.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

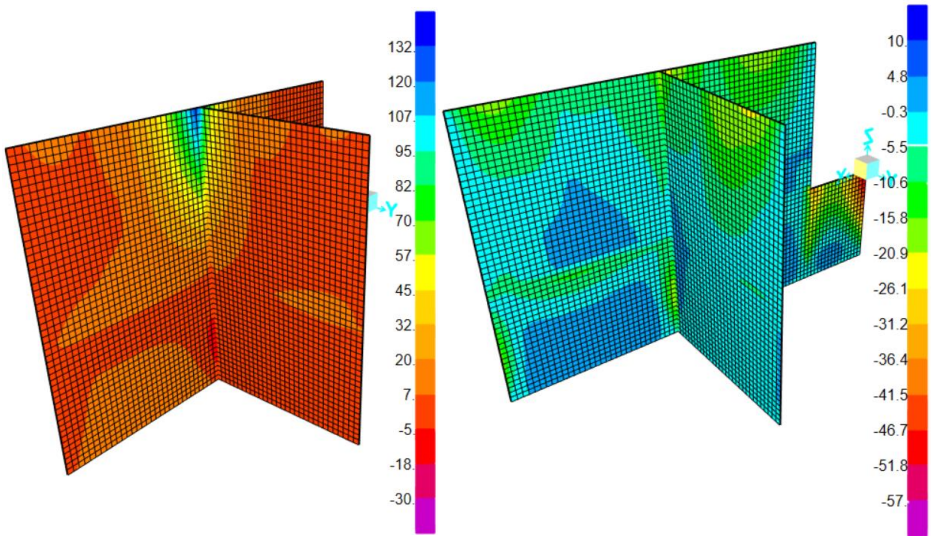


Figura B.3. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

B-1.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

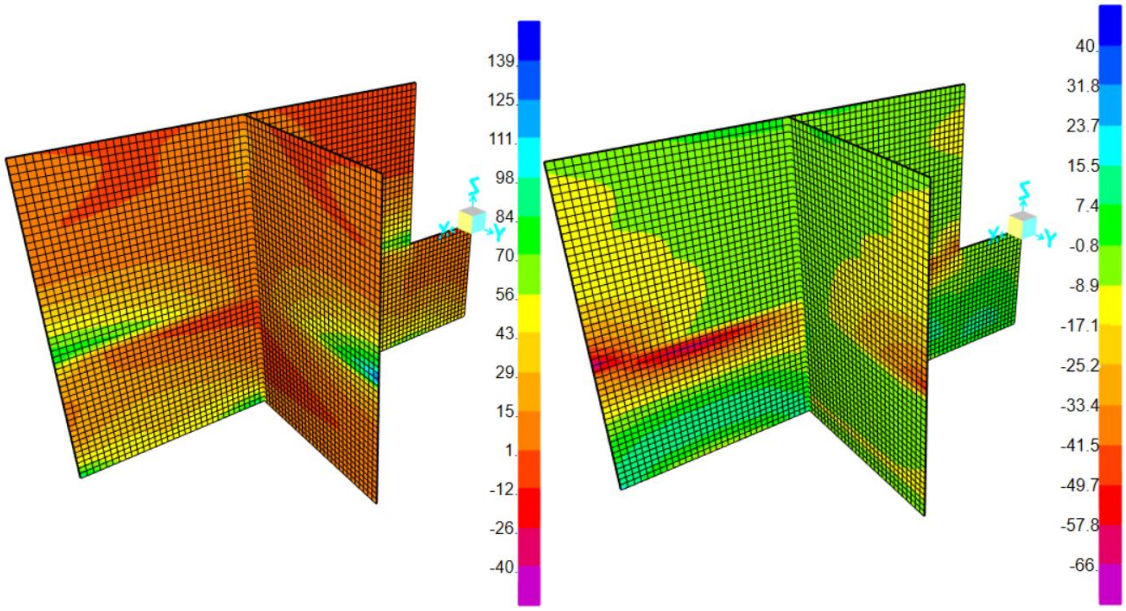


Figura B.4. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

B-2 Losa de reacción

B-2.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

B-2.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

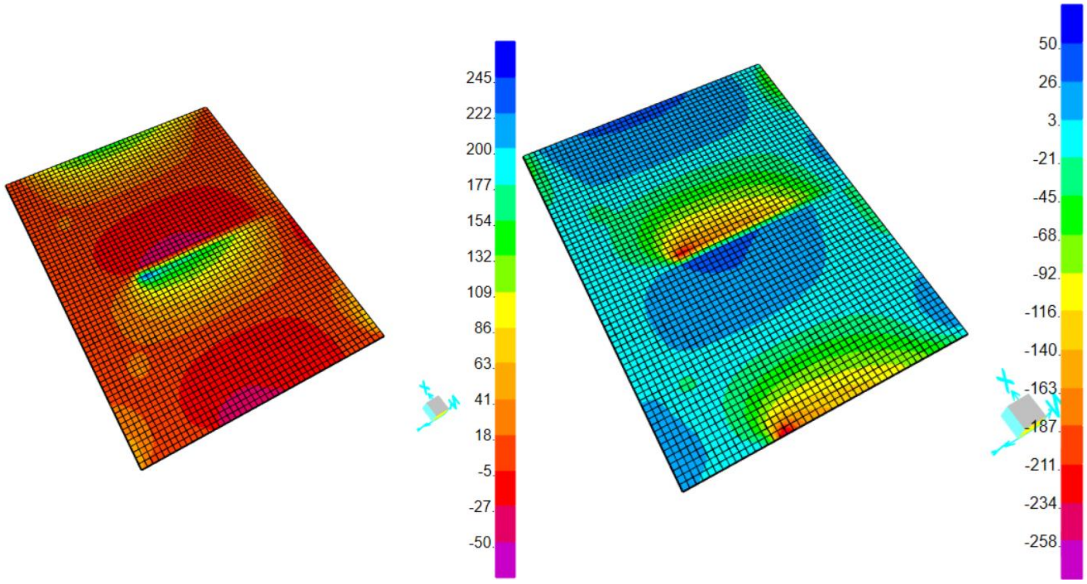


Figura B.5. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

B-2.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

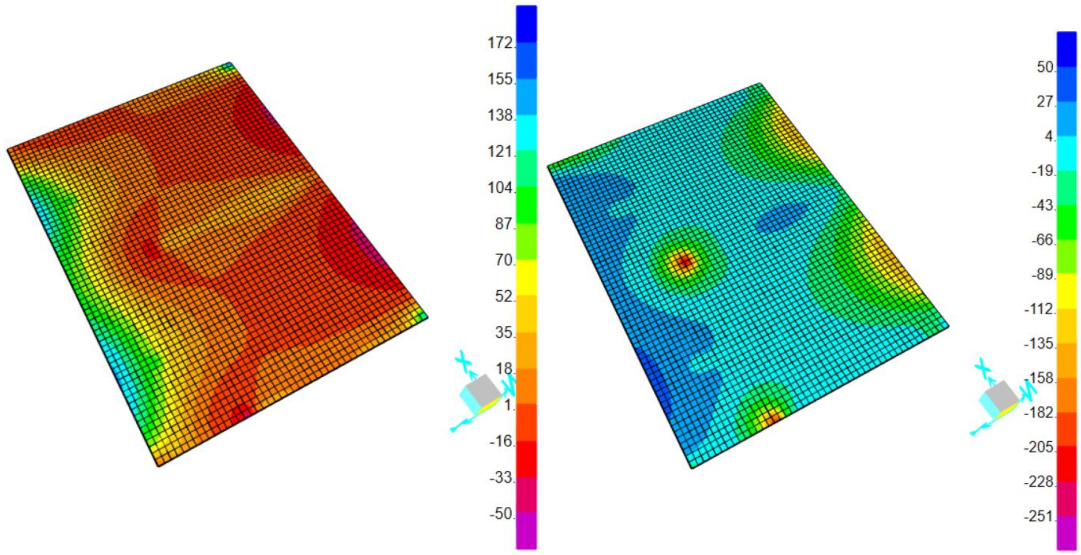


Figura B.6. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

B-2.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

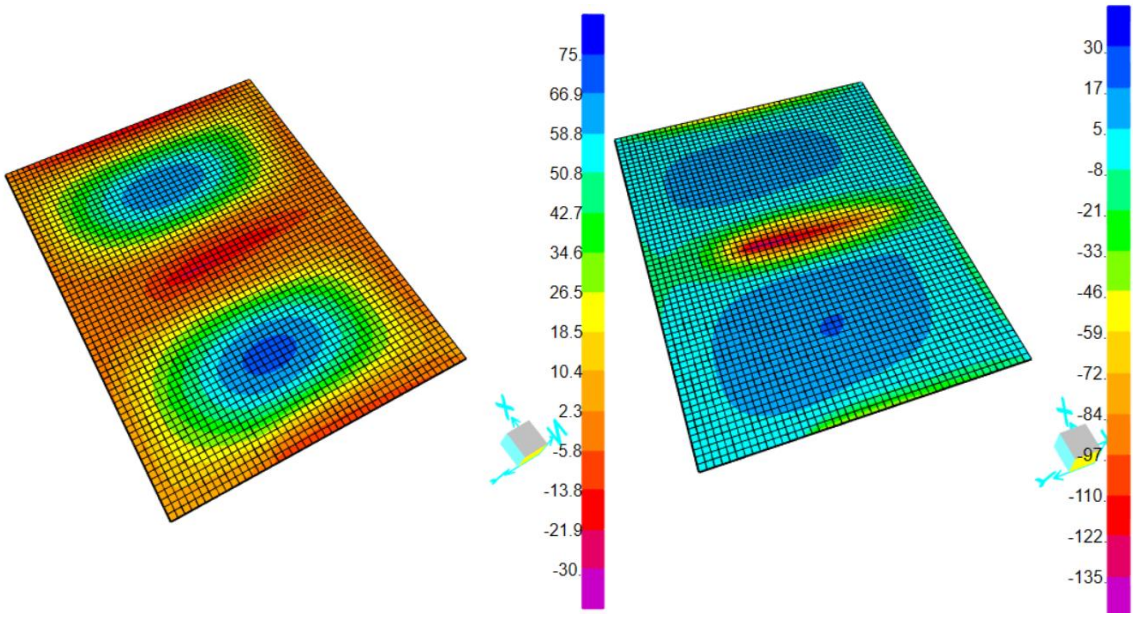


Figura B.7. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

B-2.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

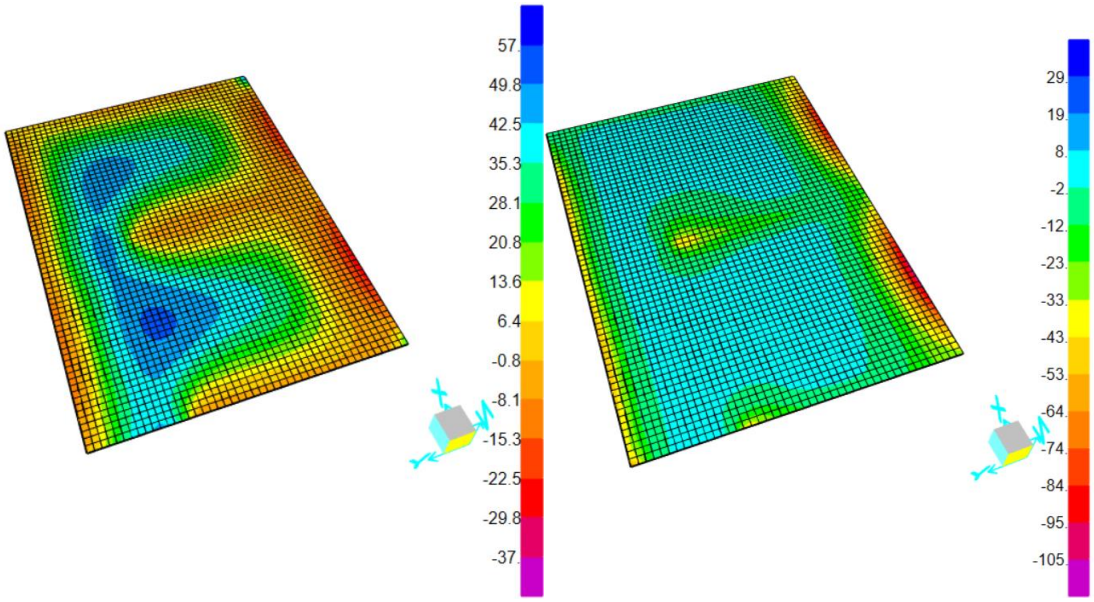


Figura B.8. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

B-3 Losa de cimentación

B-3.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

B-3.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

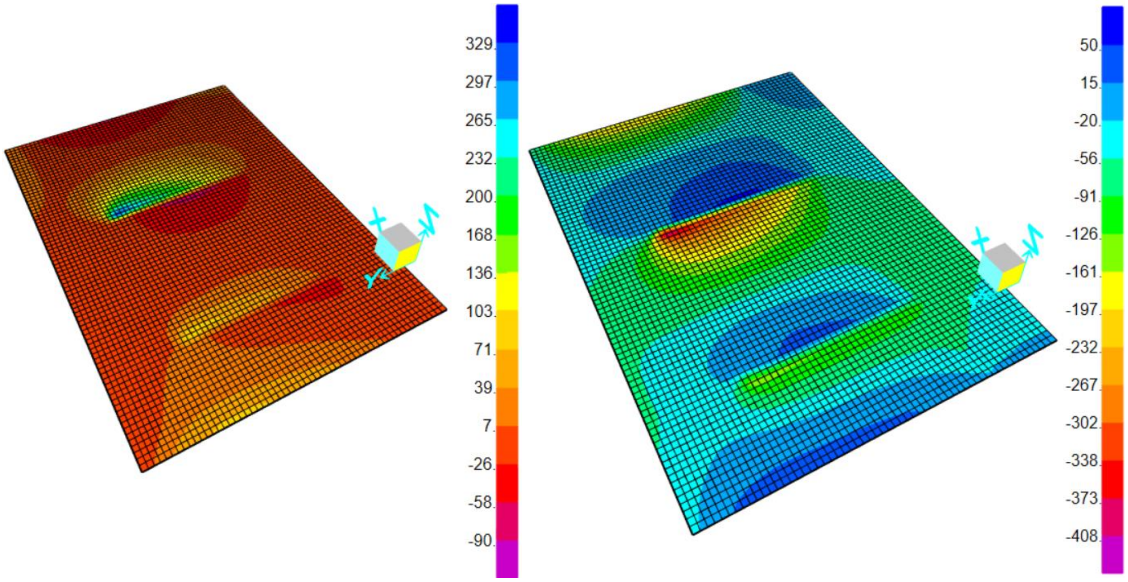


Figura B.9. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

B-3.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

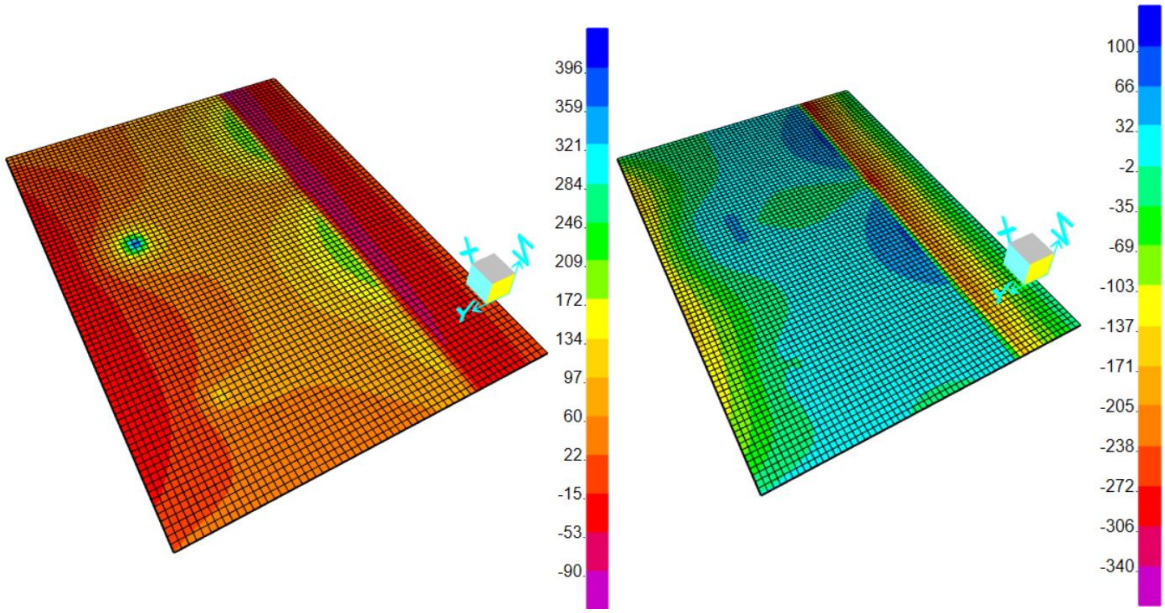


Figura B.10. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

B-3.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

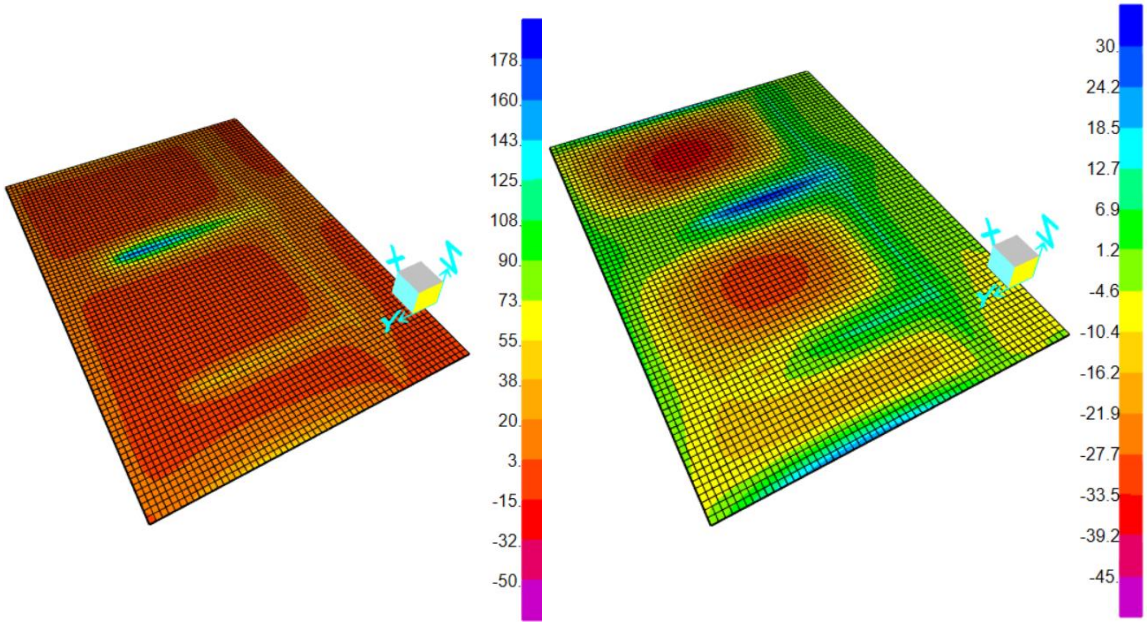


Figura B.11. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

B-3.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

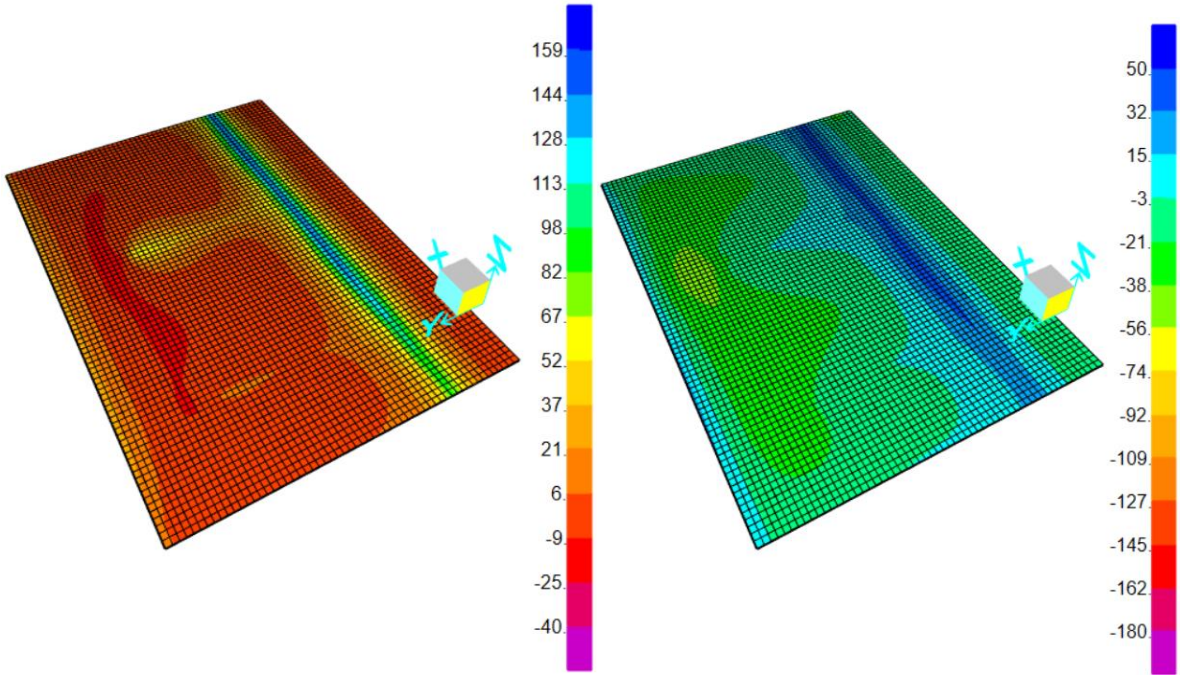


Figura B.12. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

B-4 Muros perimetrales contención

B-4.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

B-4.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

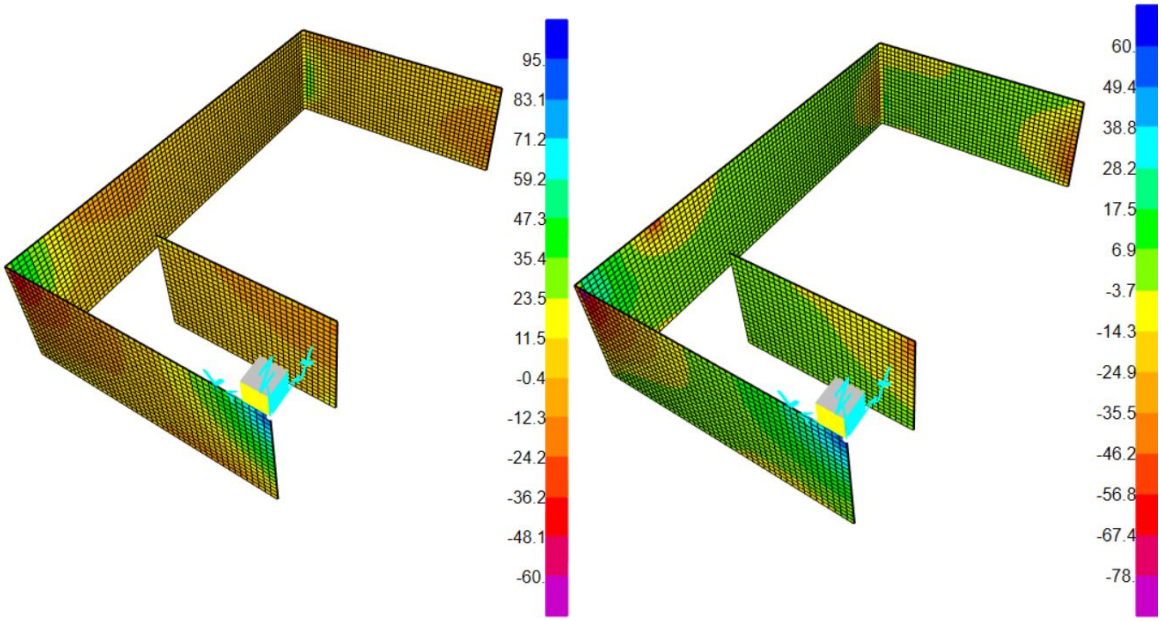


Figura B.13. Cortantes máximas y mínimas dirección 13 [kN]

B-4.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

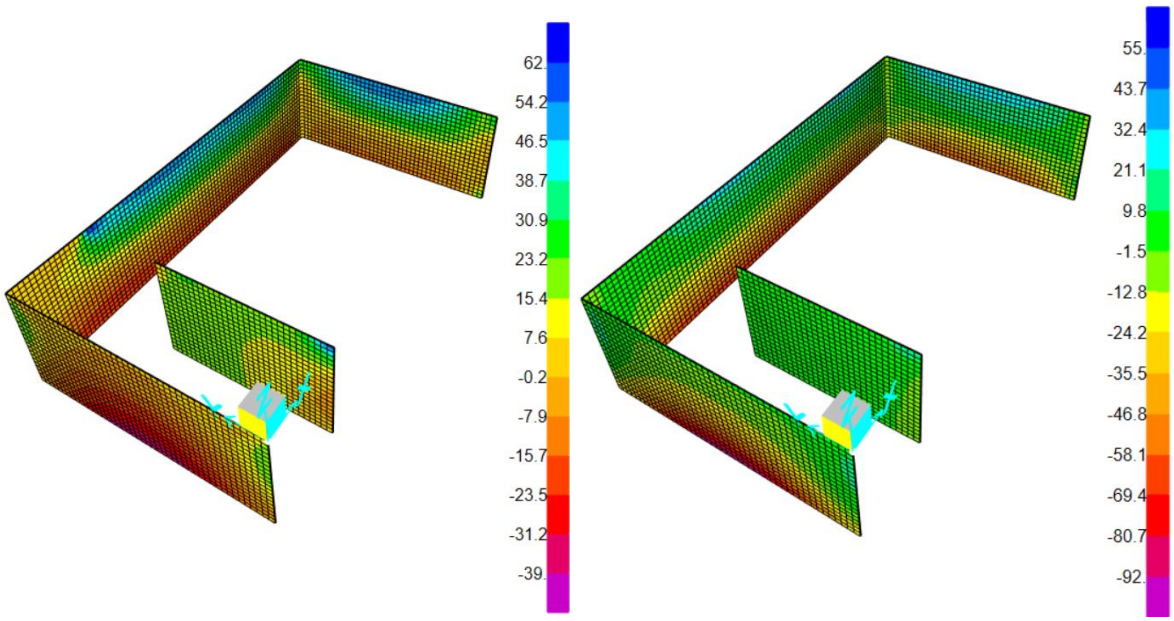


Figura B.14. Cortantes máximas y mínimas dirección 23 [kN]

B-4.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

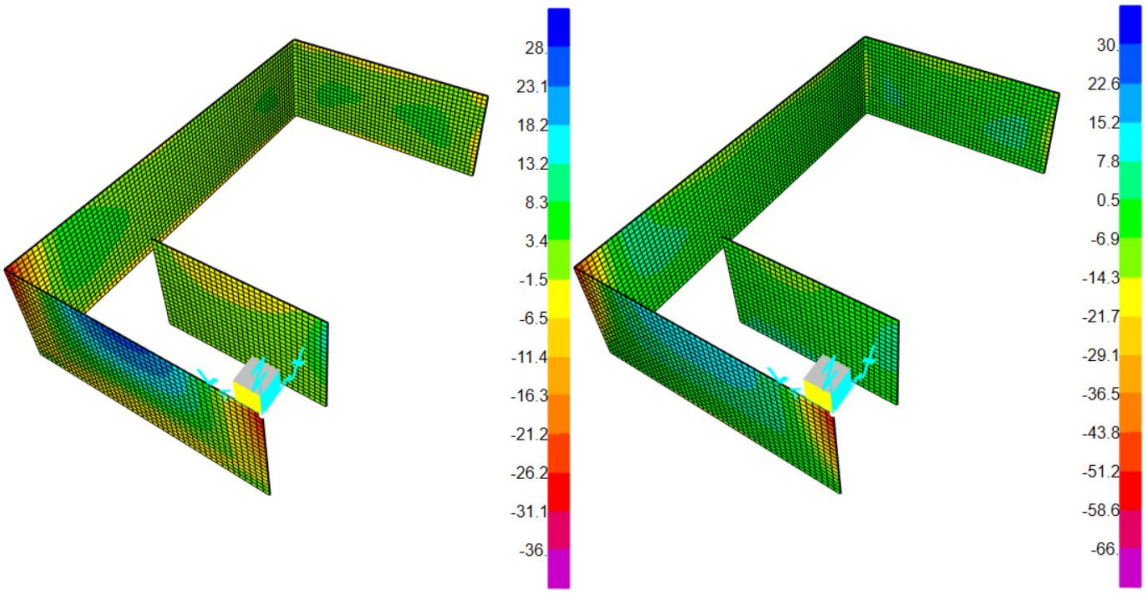


Figura B.15. Momentos máximos y mínimos dirección 11 [kN-m]

B-4.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

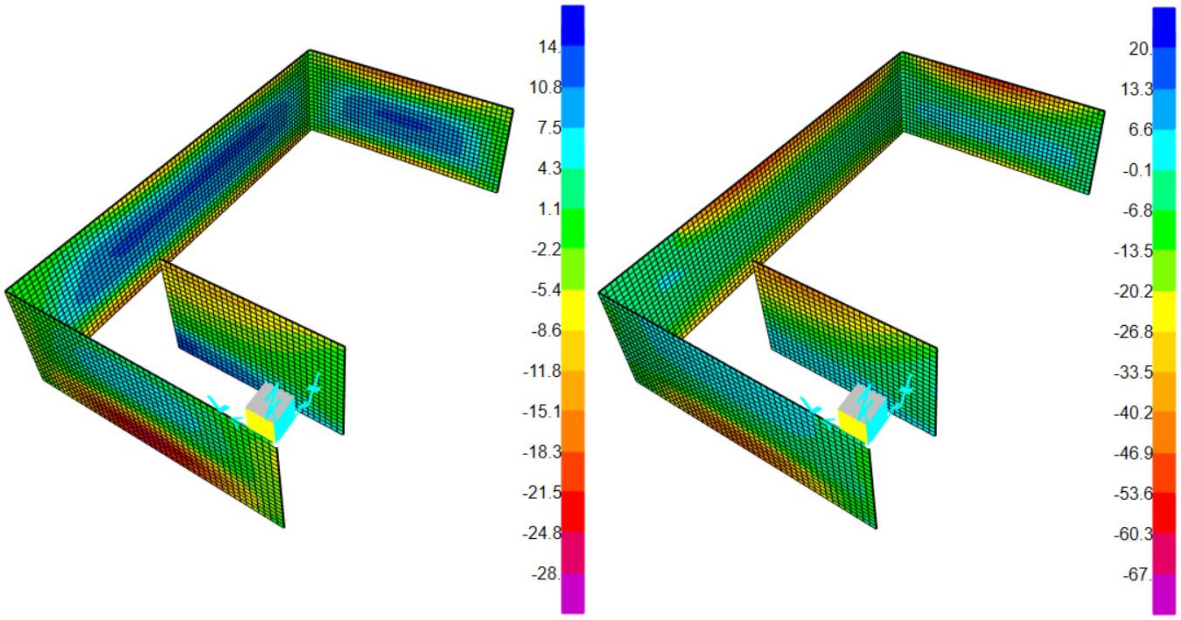


Figura B.16. Momentos máximos y mínimos dirección 22 [kN-m]

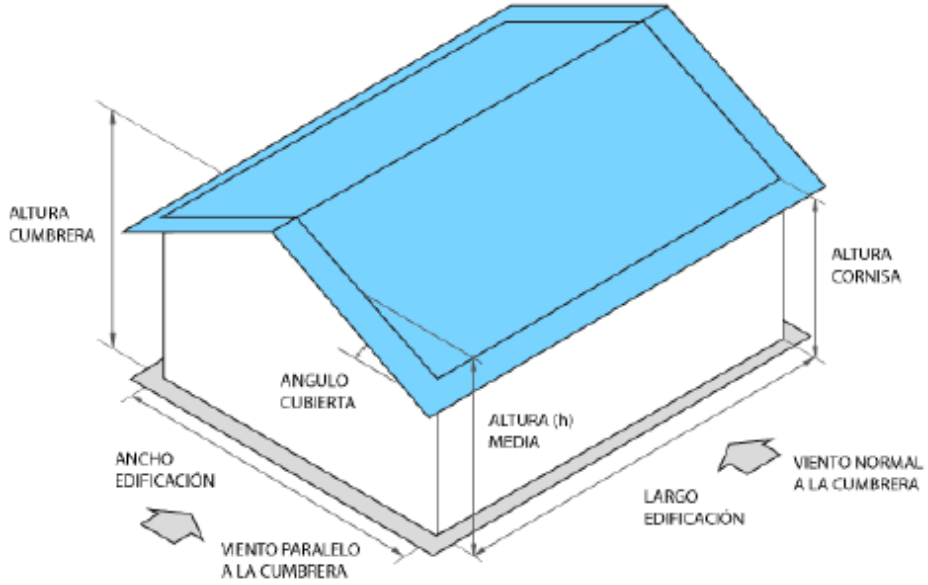
ANEXO C. REPORTE DE ANÁLISIS DE VIENTO PARA CUBIERTA Y FACHADA – LABORATORIO LAMBDA

Proyecto: Cubierta Laboratorio Lambda Uso: Institucional Localización: Fecha de impresión: 15-06-2024	Pontificia Universidad Javeriana Carlos Eduar Bastidas Betancourt 3235803937 caedb2000@outlook.com

REPORTE DEL SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA DE FUERZAS DE VIENTO

DATOS DE ENTRADA

ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA



PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

Altura de la cornisa (m)	8.00
Altura de la cumbrera (m)	8.50
Ancho de la edificación (m)	13.10
Largo de la edificación (m)	18.50
Tipo de cubierta	Dos aguas
Relación de amortiguamiento	0.0500
Coeficiente de periodo	0.0720
Exponente de periodo	0.8000

PARAMETROS DE DISEÑO

Velocidad (m/s)	35.00

Dirección del viento	Normal a la cumbrera
Tipo de edificación	Parcialmente cerrada
Exposición	B
Ocupación	III
Región propensa a huracanes?	NO
Factor topográfico	1.0000

PARAMETROS DE DISEÑO

Inclinación de la cubierta (°)	4.37
Altura media de la cubierta (m)	8.00
Factor de Importancia	1.15
Factor de dirección	0.85
Frecuencia natural del edificio (Hz)	2.63
Presión por velocidad a la altura media de la cubierta (kgf/m2)	50.40

Las presiones de viento de diseño para el Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento de edificios cerrados y parcialmente cerrados de cualquier altura se determinan mediante la ecuación:

$$P_{net} = qGCp - q_h(GC_{pi}) \qquad (NSR-10\ B.6.5-15)$$

$$(NSR-10\ B.6.5-17)$$

donde:
q: Presión por velocidad a la altura z por encima del terreno para paredes a barlovento o presión por velocidad a la altura media de la cubierta para paredes a sotavento, paredes de laterales y cubiertas.

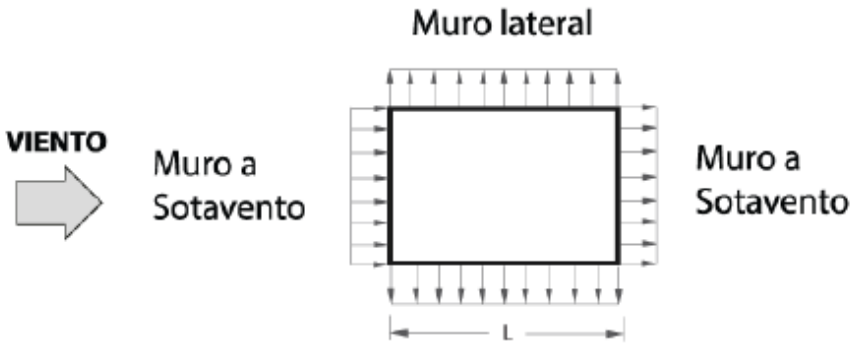
$$q = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \qquad (NSR-10\ B.6.5-13)$$

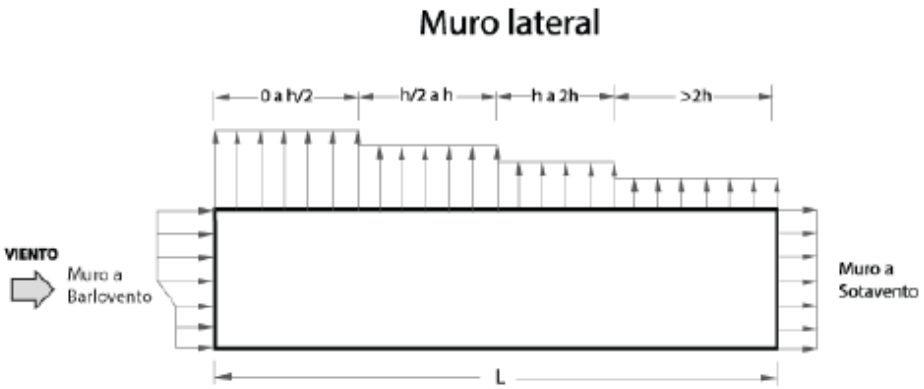
donde:
Kz: Coeficiente de exposición de presión por velocidad tomado de la tabla B.6.5-3 del NSR-10
Kzt Factor topográfico
Kd: Factor de dirección tomado de la tabla B.6.5-4 del NSR-10
V: Velocidad básica del viento
I: Factor de importancia tomado de la tabla B.6.5-1 del NSR-10
G: Factor de efecto de ráfaga. Tomado como 0.85 para una frecuencia natural del edificio mayor a 1.0
Cp:Coeficiente de presión externa tomado de la figura B.6.5-8A del NSR-10
qh: Presión por velocidad a la altura media de la cubierta
GCpi: Coeficiente de presión interna tomado de la figura B.6.5-2 del NSR-10

PRESIONES DE DISEÑO

Superficie	z (m)	G	Cp	qz (kgf/m)	Pnet(GCpi=+) (kgf/m2)	Pnet(GCpi=-) (kgf/m2)
Muro a Barlovento	0.00	0.85	0.80	42.66	1.29	56.73
Muro a Barlovento	2.50	0.85	0.80	42.66	1.29	56.73
Muro a Barlovento	5.00	0.85	0.80	43.91	2.14	57.58
Muro a Barlovento	7.50	0.85	0.80	49.40	5.87	61.31
Muro a Barlovento	8.00	0.85	0.80	50.40	6.55	61.99
Muro a Sotavento	TODO	0.85	-0.50	50.40	-49.14	6.30
Muros Laterales	TODO	0.85	-0.70	50.40	-57.71	-2.27
Cubierta*	0 a h/2	0.85	-0.94	50.40	-68.00	-12.56
Cubierta*	0 a h/2	0.85	-0.18	50.40	-35.43	20.01
Cubierta*	h/2 a h	0.85	-0.86	50.40	-64.38	-8.94
Cubierta*	h/2 a h	0.85	-0.18	50.40	-35.43	20.01
Cubierta*	h a 2h	0.85	-0.54	50.40	-51.04	4.40

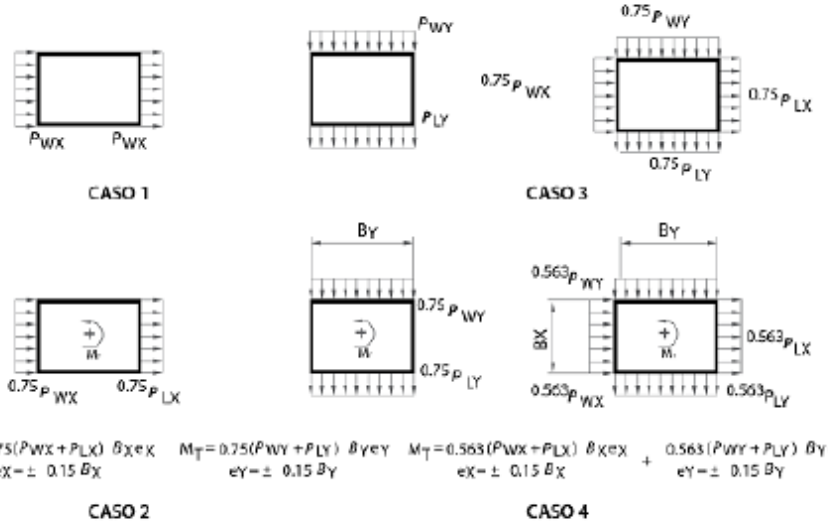
Cubierta*	h a 2h	0.85	-0.18	50.40	-35.43	20.01
Cubierta*	>2h	0.85	-0.39	50.40	-44.36	11.07
Cubierta*	>2h	0.85	-0.18	50.40	-35.43	20.01





CASOS DE CARGA DE VIENTO DE DISEÑO

El Sistema Principal de Resistencia de Fuerza de Viento de edificios cerrados y parcialmente cerrados se debe diseñar teniendo en cuenta los siguientes casos de carga.



Caso 1. La totalidad de la presión de viento de diseño que actúa sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada separadamente para cada eje principal.
Caso 2. Tres cuartas partes de la presión del viento de diseño actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, en conjunto con un momento torsional como el mostrado y considerada separadamente para cada eje principal.
Caso 3. Carga de viento como se define en el caso 1, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.
Caso 4. Carga de viento como se define en el caso 2, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.
Notas:
1. Las presiones de viento de diseño para las caras de barlovento y sotavento se determinarán de acuerdo con lo estipulado en B.6.5.12.2.1 y B.6.5.12.2.3 del NSR-10, aplicable para edificaciones de todas las alturas.
2. Los diagramas muestran vistas en planta de la edificación.
3. Notación:
Pwx, Pwy: Presión de diseño por viento para la cara de barlovento actuando en el eje principal X y el eje principal Y, respectivamente.
Plx, Ply: Presión de diseño por viento para la cara de sotavento actuando en el eje principal X y el eje principal Y, respectivamente.
e (eX, eY): Excentricidad para el eje principal X , y el eje principal Y , respectivamente.
Mt: Momento torsional por unidad de altura actuando alrededor de un eje vertical de la edificación.

ANEXO D. REPORTE DE DISEÑO ELEMENTOS METÁLICOS – LABORATORIO LAMBDA

D-1 Resumen de diseño de los elementos metálicos.

Tabla D-1. Reporte resumen diseño elementos metálicos - Laboratorio Lambda

TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16										
Story	**Label**	**Design Type**	**Design Section**	**PMM Ratio**	**P Ratio**	**M Major Ratio**	**M Minor Ratio**	**V Major Ratio**	**V Minor Ratio**	**Message**
N+8.50	C12	Column	HE260B	0.21	0.01	0.20	0.00	0.07	0.01	No Message
N+8.50	C13	Column	HE260B	0.22	0.00	0.21	0.01	0.09	0.00	No Message
N+8.50	C13	Column	HE260B	0.24	0.00	0.24	0.00			No Message
N+8.50	C14	Column	HE260B	0.23	0.02	0.21	0.00	0.08	0.00	No Message
N+8.50	C14	Column	HE260B	0.22	0.00	0.22	0.00			No Message
N+8.00	C1	Column	HE260B	0.13	0.01	0.13	0.00	0.05	0.00	No Message
N+8.00	C1	Column	HE260B	0.09	0.00	0.09	0.00			No Message
N+8.00	C2	Column	HE260B	0.23	0.02	0.21	0.00	0.08	0.00	No Message
N+8.00	C2	Column	HE260B	0.11	0.00	0.11	0.00			No Message
N+8.00	C3	Column	HE260B	0.23	0.02	0.21	0.00	0.08	0.00	No Message
N+8.00	C3	Column	HE260B	0.11	0.00	0.10	0.00			No Message
N+8.00	C4	Column	HE260B	0.16	0.01	0.15	0.00	0.07	0.00	No Message
N+8.00	C4	Column	HE260B	0.18	0.01	0.17	0.01			No Message
N+8.00	C5	Column	HE260B	0.16	0.01	0.14	0.00	0.07	0.00	No Message
N+8.00	C5	Column	HE260B	0.09	0.00	0.09	0.00			No Message
N+8.00	C6	Column	HE260B	0.24	0.02	0.21	0.01	0.08	0.00	No Message
N+8.00	C6	Column	HE260B	0.14	0.00	0.14	0.00			No Message
N+8.00	C7	Column	HE260B	0.24	0.02	0.21	0.00	0.08	0.00	No Message
N+8.00	C7	Column	HE260B	0.11	0.00	0.10	0.00			No Message
N+8.00	C8	Column	HE260B	0.19	0.02	0.17	0.01	0.09	0.00	No Message
N+8.00	C8	Column	HE260B	0.16	0.01	0.15	0.00			No Message
N+4.30	C1	Column	HE260B	0.30	0.01	0.28	0.02	0.06	0.00	No Message
N+4.30	C1	Column	HE260B	0.27	0.00	0.25	0.01			No Message
N+4.30	C2	Column	HE260B	0.31	0.04	0.25	0.02	0.05	0.00	No Message
N+4.30	C2	Column	HE260B	0.23	0.01	0.20	0.01			No Message
N+4.30	C3	Column	HE260B	0.27	0.02	0.24	0.01	0.05	0.00	No Message
N+4.30	C3	Column	HE260B	0.27	0.01	0.24	0.02			No Message
N+4.30	C4	Column	HE260B	0.28	0.02	0.25	0.01	0.06	0.00	No Message
N+4.30	C4	Column	HE260B	0.30	0.01	0.27	0.02			No Message
N+4.30	C5	Column	HE260B	0.30	0.02	0.27	0.02	0.06	0.00	No Message

TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16										
Story	**Label**	**Design Type**	**Design Section**	**PMM Ratio**	**P Ratio**	**M Major Ratio**	**M Minor Ratio**	**V Major Ratio**	**V Minor Ratio**	**Message**
N+4.30	C5	Column	HE260B	0.27	0.00	0.25	0.01			No Message
N+4.30	C6	Column	HE260B	0.27	0.03	0.22	0.01	0.04	0.00	No Message
N+4.30	C6	Column	HE260B	0.24	0.01	0.21	0.02			No Message
N+4.30	C7	Column	HE260B	0.27	0.04	0.21	0.02	0.04	0.00	No Message
N+4.30	C7	Column	HE260B	0.24	0.01	0.22	0.01			No Message
N+4.30	C8	Column	HE260B	0.31	0.03	0.27	0.01	0.06	0.00	No Message
N+4.30	C8	Column	HE260B	0.27	0.01	0.25	0.01			No Message
N+4.30	C9	Column	HE260B	0.33	0.02	0.31	0.00	0.08	0.00	No Message
N+4.30	C10	Column	HE260B	0.31	0.04	0.27	0.00	0.08	0.00	No Message
N+4.30	C10	Column	HE260B	0.31	0.01	0.30	0.01			No Message
N+4.30	C11	Column	HE260B	0.34	0.04	0.30	0.01	0.08	0.00	No Message
N+4.30	C11	Column	HE260B	0.28	0.01	0.27	0.00			No Message
N+8.50	B140	Beam	IPE270	0.39	0.00	0.37	0.02	0.09	0.07	No Message
N+8.50	B140	Beam	IPE270	0.41	0.01	0.38	0.02			No Message
N+8.50	B141	Beam	IPE270	0.43	0.00	0.40	0.02	0.08	0.07	No Message
N+8.50	B141	Beam	IPE270	0.36	0.01	0.33	0.02			No Message
N+8.50	B152	Beam	IPE270	0.94	0.42	0.52	0.00	0.14	0.03	No Message
N+8.50	B153	Beam	IPE270	0.94	0.42	0.52	0.00	0.14	0.03	No Message
N+8.50	B164	Beam	IPE270	0.94	0.42	0.52	0.00	0.14	0.03	No Message
N+8.50	B165	Beam	IPE270	0.94	0.42	0.52	0.00	0.14	0.03	No Message
N+8.50	B4	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B4	Beam	TENSOR 1"	0.13	0.09	0.03	0.02			No Message
N+8.50	B5	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B5	Beam	TENSOR 1"	0.14	0.10	0.04	0.02			No Message
N+8.50	B6	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B6	Beam	TENSOR 1"	0.13	0.09	0.03	0.02			No Message
N+8.50	B7	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B7	Beam	TENSOR 1"	0.14	0.10	0.04	0.02			No Message
N+8.50	B12	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B12	Beam	TENSOR 1"	0.29	0.24	0.04	0.02			No Message
N+8.50	B13	Beam	TENSOR 1"	0.02	0.00	0.01	0.02	0.01	0.00	No Message
N+8.50	B13	Beam	TENSOR 1"	0.41	0.36	0.04	0.03			No Message
N+8.50	B14	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B14	Beam	TENSOR 1"	0.29	0.24	0.04	0.02			No Message
N+8.50	B15	Beam	TENSOR 1"	0.02	0.00	0.01	0.02	0.01	0.00	No Message
N+8.50	B15	Beam	TENSOR 1"	0.41	0.36	0.04	0.03			No Message
N+8.50	B16	Beam	TENSOR 1"	0.06	0.00	0.00	0.06	0.01	0.00	No Message

TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16										
Story	**Label**	**Design Type**	**Design Section**	**PMM Ratio**	**P Ratio**	**M Major Ratio**	**M Minor Ratio**	**V Major Ratio**	**V Minor Ratio**	**Message**
N+8.50	B16	Beam	TENSOR 1"	0.41	0.34	0.07	0.02			No Message
N+8.50	B18	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.01	0.03	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B18	Beam	TENSOR 1"	0.27	0.23	0.04	0.02			No Message
N+8.50	B19	Beam	TENSOR 1"	0.03	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	No Message
N+8.50	B19	Beam	TENSOR 1"	0.27	0.23	0.04	0.02			No Message
N+8.50	B20	Beam	TENSOR 1"	0.06	0.00	0.00	0.06	0.01	0.00	No Message
N+8.50	B20	Beam	TENSOR 1"	0.41	0.34	0.07	0.02			No Message
N+8.50	B32	Beam	IPE270	0.49	0.02	0.46	0.02	0.14	0.01	No Message
N+8.50	B32	Beam	IPE270	0.02	0.00	0.02	0.00			No Message
N+8.50	B33	Beam	IPE270	0.29	0.02	0.27	0.00	0.06	0.05	No Message
N+8.50	B33	Beam	IPE270	0.16	0.00	0.07	0.09			No Message
N+8.50	B34	Beam	IPE270	0.49	0.00	0.47	0.02	0.13	0.01	No Message
N+8.50	B34	Beam	IPE270	0.02	0.00	0.02	0.00			No Message
N+8.50	B35	Beam	IPE270	0.33	0.02	0.31	0.01	0.07	0.05	No Message
N+8.50	B35	Beam	IPE270	0.16	0.00	0.07	0.09			No Message
N+8.00	B1	Beam	IPE270	0.24	0.00	0.24	0.00	0.02	0.00	No Message
N+8.00	B1	Beam	IPE270	0.21	0.00	0.21	0.00			No Message
N+8.00	B2	Beam	IPE270	0.08	0.00	0.08	0.00	0.02	0.00	No Message
N+8.00	B2	Beam	IPE270	0.07	0.00	0.07	0.00			No Message
N+8.00	B3	Beam	IPE270	0.24	0.00	0.24	0.00	0.02	0.00	No Message
N+8.00	B3	Beam	IPE270	0.21	0.00	0.21	0.00			No Message
N+8.00	B8	Beam	IPE270	0.24	0.00	0.24	0.00	0.02	0.00	No Message
N+8.00	B8	Beam	IPE270	0.21	0.00	0.21	0.00			No Message
N+8.00	B9	Beam	IPE270	0.08	0.00	0.08	0.00	0.02	0.00	No Message
N+8.00	B9	Beam	IPE270	0.07	0.00	0.07	0.00			No Message
N+8.00	B10	Beam	IPE270	0.24	0.00	0.24	0.00	0.02	0.00	No Message
N+8.00	B10	Beam	IPE270	0.21	0.00	0.21	0.00			No Message
N+8.00	B21	Beam	IPE300	0.01	0.00	0.01	0.00	0.10	0.00	No Message
N+8.00	B21	Beam	IPE300	0.17	0.00	0.14	0.02			No Message
N+8.00	B22	Beam	IPE300	0.17	0.00	0.14	0.02	0.10	0.00	No Message
N+8.00	B22	Beam	IPE300	0.01	0.00	0.01	0.00			No Message
N+8.00	B24	Beam	IPE300	0.02	0.00	0.02	0.00	0.12	0.00	No Message
N+8.00	B24	Beam	IPE300	0.20	0.00	0.17	0.02			No Message
N+8.00	B26	Beam	IPE300	0.20	0.00	0.17	0.02	0.12	0.00	No Message
N+8.00	B26	Beam	IPE300	0.02	0.00	0.02	0.00			No Message
N+8.00	B28	Beam	IPE300	0.02	0.00	0.02	0.00	0.12	0.00	No Message
N+8.00	B28	Beam	IPE300	0.20	0.00	0.17	0.02			No Message

TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16										
Story	**Label**	**Design Type**	**Design Section**	**PMM Ratio**	**P Ratio**	**M Major Ratio**	**M Minor Ratio**	**V Major Ratio**	**V Minor Ratio**	**Message**
N+8.00	B29	Beam	IPE300	0.20	0.00	0.17	0.02	0.12	0.00	No Message
N+8.00	B29	Beam	IPE300	0.02	0.00	0.02	0.00			No Message
N+8.00	B30	Beam	IPE300	0.01	0.00	0.01	0.00	0.10	0.00	No Message
N+8.00	B30	Beam	IPE300	0.17	0.00	0.14	0.02			No Message
N+8.00	B31	Beam	IPE300	0.17	0.00	0.14	0.02	0.10	0.00	No Message
N+8.00	B31	Beam	IPE300	0.01	0.00	0.01	0.00			No Message
N+8.00	B36	Beam	IPE400	0.62	0.00	0.36	0.25	0.07	0.01	No Message
N+8.00	B36	Beam	IPE400	0.40	0.00	0.20	0.20			No Message
N+8.00	B37	Beam	IPE400	0.35	0.00	0.17	0.18	0.07	0.01	No Message
N+8.00	B37	Beam	IPE400	0.01	0.00	0.01	0.00			No Message
N+8.00	B38	Beam	IPE400	0.61	0.00	0.36	0.25	0.07	0.01	No Message
N+8.00	B38	Beam	IPE400	0.03	0.00	0.03	0.00			No Message
N+8.00	B39	Beam	IPE400	0.62	0.00	0.36	0.25	0.07	0.01	No Message
N+8.00	B39	Beam	IPE400	0.40	0.00	0.20	0.20			No Message
N+8.00	B40	Beam	IPE400	0.35	0.00	0.17	0.18	0.07	0.01	No Message
N+8.00	B40	Beam	IPE400	0.01	0.00	0.01	0.00			No Message
N+8.00	B41	Beam	IPE400	0.61	0.00	0.36	0.25	0.07	0.01	No Message
N+8.00	B41	Beam	IPE400	0.03	0.00	0.03	0.00			No Message
N+4.30	B1	Beam	IPE270	0.10	0.00	0.10	0.00	0.01	0.00	No Message
N+4.30	B1	Beam	IPE270	0.10	0.00	0.10	0.00			No Message
N+4.30	B2	Beam	IPE270	0.03	0.00	0.03	0.00	0.01	0.00	No Message
N+4.30	B2	Beam	IPE270	0.03	0.00	0.03	0.00			No Message
N+4.30	B3	Beam	IPE270	0.10	0.00	0.10	0.00	0.01	0.00	No Message
N+4.30	B3	Beam	IPE270	0.10	0.00	0.10	0.00			No Message
N+4.30	B8	Beam	IPE270	0.10	0.00	0.10	0.00	0.01	0.00	No Message
N+4.30	B8	Beam	IPE270	0.10	0.00	0.10	0.00			No Message
N+4.30	B9	Beam	IPE270	0.02	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	No Message
N+4.30	B9	Beam	IPE270	0.02	0.00	0.02	0.00			No Message
N+4.30	B10	Beam	IPE270	0.04	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	No Message
N+4.30	B10	Beam	IPE270	0.04	0.00	0.04	0.00			No Message
N+4.30	B11	Beam	IPE270	0.55	0.00	0.55	0.00	0.15	0.00	No Message
N+4.30	B11	Beam	IPE270	0.58	0.00	0.58	0.00			No Message
N+4.30	B17	Beam	IPE270	0.61	0.00	0.61	0.00	0.16	0.00	No Message
N+4.30	B17	Beam	IPE270	0.55	0.00	0.55	0.00			No Message
N+4.30	B23	Beam	IPE270	0.38	0.00	0.38	0.00	0.05	0.00	No Message
N+4.30	B23	Beam	IPE270	0.34	0.00	0.34	0.00			No Message
N+4.30	B25	Beam	IPE270	0.50	0.00	0.50	0.00	0.06	0.00	No Message

TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16										
Story	**Label**	**Design Type**	**Design Section**	**PMM Ratio**	**P Ratio**	**M Major Ratio**	**M Minor Ratio**	**V Major Ratio**	**V Minor Ratio**	**Message**
N+4.30	B25	Beam	IPE270	0.49	0.00	0.49	0.00			No Message
N+4.30	B27	Beam	IPE270	0.52	0.00	0.52	0.00	0.06	0.00	No Message
N+4.30	B27	Beam	IPE270	0.47	0.00	0.47	0.00			No Message
N+8.00	D1	Brace	T135x135x4	0.45	0.44	0.01	0.01	0.00	0.00	No Message
N+8.00	D1	Brace	T135x135x4	0.09	0.08	0.01	0.01			No Message
N+8.00	D2	Brace	T135x135x4	0.44	0.43	0.01	0.01	0.00	0.00	No Message
N+8.00	D2	Brace	T135x135x4	0.10	0.08	0.01	0.01			No Message
N+8.00	D3	Brace	T135x135x4	0.40	0.39	0.00	0.01	0.00	0.00	No Message
N+8.00	D3	Brace	T135x135x4	0.09	0.08	0.01	0.01			No Message
N+8.00	D4	Brace	T135x135x4	0.44	0.43	0.00	0.01	0.00	0.00	No Message
N+8.00	D4	Brace	T135x135x4	0.09	0.07	0.01	0.01			No Message
N+4.30	D1	Brace	T135x135x4	0.57	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00	No Message
N+4.30	D1	Brace	T135x135x4	0.10	0.08	0.01	0.00			No Message
N+4.30	D2	Brace	T135x135x4	0.55	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	No Message
N+4.30	D2	Brace	T135x135x4	0.10	0.09	0.01	0.00			No Message
N+4.30	D3	Brace	T135x135x4	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	No Message
N+4.30	D3	Brace	T135x135x4	0.10	0.08	0.01	0.01			No Message
N+4.30	D4	Brace	T135x135x4	0.55	0.54	0.00	0.01	0.00	0.00	No Message
N+4.30	D4	Brace	T135x135x4	0.09	0.07	0.01	0.01			No Message

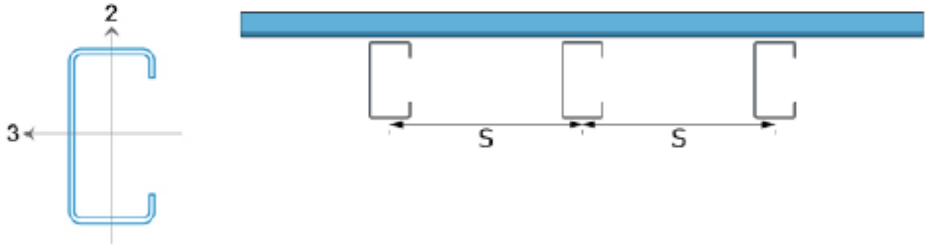
ANEXO E. REPORTE DE DISEÑO CORREAS PARA CUBERTA – LABORATORIO LAMBDA

Proyecto: Cubierta Laboratorio Lambda Uso: Institucional Localización: Fecha de impresión: 15-06-2024	Pontificia Universidad Javeriana Carlos Eduar Bastidas Betancourt 3235803937 caedb2000@outlook.com

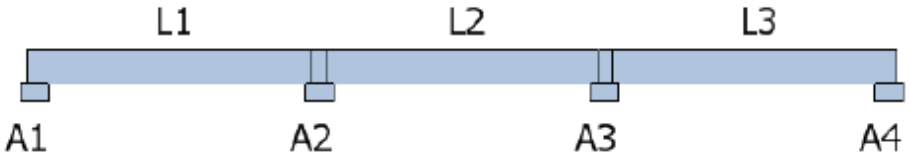
REPORTE TÉCNICO PARA CORREAS

PHR C 254x67x18-2mm, Fy = 345 MPa
Separación (S) 1.03 m
REGLAMENTO NSR-10 / AISI S100-12

CUMPLE	OBSERVACIONES
✓	Sin Observaciones



SECCIÓN LONGITUDINAL



En el diseño se consideran apoyos sin continuidad
Las solicitaciones se calculan al borde del apoyo

VISTA EN PLANTA

CONFIGURACIÓN Y PESO POR CORREA

Vano	Arriostramiento del vano	Espesor del perfil (m)	Longitud vano (m)	Longitud correa (m)	Peso propio (kgf/m)	Total (kgf)
1	L/2	2.00E-03	6.62	6.62	6.37	42.17
2	L/2	2.00E-03	4.85	4.85	6.37	30.89
3	L/2	2.00E-03	6.63	6.63	6.37	42.23
						115.30

APOYOS

A1	0.10(m)
A2	0.10(m)
A3	0.10(m)
A4	0.10(m)

GEOMETRÍA

Pendiente en %	7.64%
Pendiente en Grados	4.37°
Separación - S (m)	1.03
Sujeción de cubierta	Clip de fijación

CARGAS DISTRIBUIDAS UNIFORMES

Caso de carga	Carga muerta sobreimpuesta	Carga viva de cubierta	Carga de granizo	Carga de viento a succión	Carga de viento a compresión
Dirección	Gravedad	Gravedad	Gravedad	Eje 2-2 (+)	Eje 2-2 (-)
Magnitud (kgf/m2)	100.00	50.00	0.00	68.00	68.00

PARÁMETROS DE DISEÑO

Consideración de cubierta como panel rígido*	NO
Consideración de arrugamiento del alma	NO

Deflexión debido a carga viva de cubierta (L/??)	240.00
Deflexión debido a carga muerta y viva de cubierta (L/??)	240.00
Deflexión debido a viento a succión/compresión (L/??)	280.00
Deflexión debido a viento a granizo (L/??)	280.00

DISEÑO DE LAS CORREAS

Solicitación	Resistente	Calculada/Requerida	Luz/apoyo	Cumplimiento
Envolvente a flexión	1.00	0.84	3	✓
Envolvente a cortante	1.00	0.26	3	✓
Envolvente a flexión y cortante	1.00	0.80	3	✓
Deflexión (m)	0.0237	0.0000	3	✓

ANEXO F. REPORTE DE DISEÑO CIMENTACIÓN EN ZAPATAS - LABORATORIO LAMBDA

F-1 Zapata tipo 1 – 1.8x3.2x0.4

Your company name	Project: LABORATORIO LAMBDA	Page # ___
	Engineer: CARLOS BASTIDAS	17/10/2024
	Descrip: ZAP T1 - 1.8X3.2X0.4	

ASDIP Foundation 4.8.1.7 **SPREAD FOOTING DESIGN** *www.asdipsoft.com*

GEOMETRY

Footing Length (X-dir)	3.20	m	
Footing Width (Z-dir)	1.80	m	
Footing Thickness	40.0	cm	OK
Soil Cover	1.60	m	
Column Length (X-dir)	55.0	cm	
Column Width (Z-dir)	55.0	cm	
Offset (X-dir)	0.00	cm	OK
Offset (Z-dir)	60.00	cm	OK
Pedestal Height	1.60	m	

SOIL PRESSURES (Service)

Gross Allow. Soil Pressure ..	25.7	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 1	22.4	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 2	0.0	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 3	0.0	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 4	22.0	Tn/m²	
Bearing Pressure Ratio	0.87		OK
Ftg. Area in Contact with Soil ..	66.9	%	
X-eccentricity / Ftg. Length	0.00		OK
Z-eccentricity / Ftg. Width	0.28		OK

APPLIED LOADS

	Service	Factored	
Axial Force P	24.3	33.0	Tn
Moment about X Mx	6.0	8.2	Tn-m
Moment about Z Mz	0.3	0.4	Tn-m
Shear Force Vx	0.0	0.0	Tn
Shear Force Vz	0.0	0.0	Tn

MATERIALS

Column Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Column Dowels fy	4218.4	Kg/cm²
Column Ties fy	4218.4	Kg/cm²
Footing Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Footing Rebars fy	4218.4	Kg/cm²
Soil Cover Density	1610.0	Kg/m³

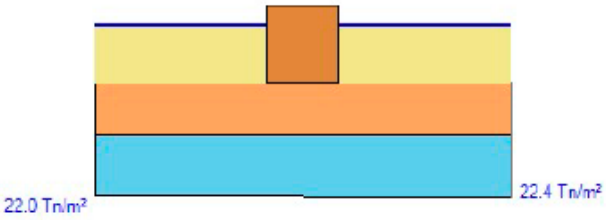
OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: Service)

OVERTURNING	Force	Arm	Moment
- About X-X	Tn	m	Tn-m
Moment Mx	---	---	6.0
Shear Force Vz	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	6.0
- About Z-Z			
Moment Mz	---	---	0.3
Shear Force Vx	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	0.3

	X-X	Z-Z	
Arm of Vertical Resultant =	0.40	1.59	m
Overturning Safety Factor =	3.87	99.99	> 3

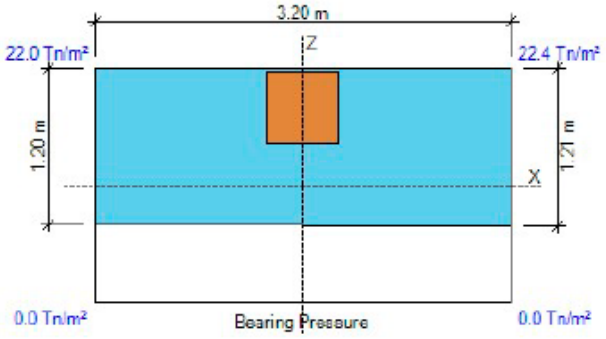
OK

RESISTING	Force	Arm	Moment
- About X-X	Tn	m	Tn-m
Footing Weight ..	5.5	0.90	5.0
Column Weight ..	1.2	0.30	0.3
Soil Cover	14.1	0.90	12.7
Axial Force P	24.3	0.30	7.3
Water Buoyancy .	-2.3	0.90	-2.1
Rv =	42.8	RM =	23.2
- About Z-Z			
Footing Weight ..	5.5	1.60	8.9
Column Weight ..	1.2	1.60	1.9
Soil Cover	14.1	1.60	22.5
Axial Force P	24.3	1.60	38.9
Water Buoyancy .	-2.3	0.90	-2.1
Rv =	42.8	RM =	68.4



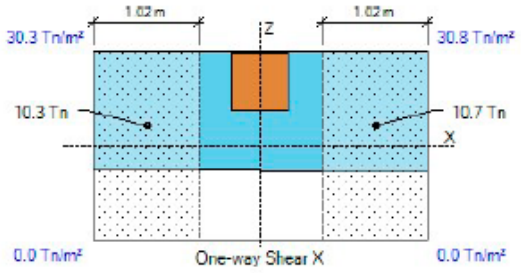
SLIDING (combDlg. Service)

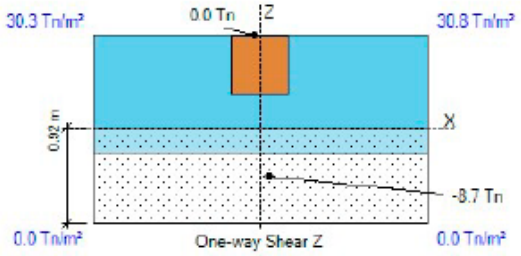
Footing-Soil Friction Coeff.	0.35		
Friction Force at Base	15.0		Tn
Passive Pressure Coeff. Kp	2.36		
	X-X	Z-Z	
Passive Force @ Ftg ...	7.6	11.4	Tn
Horiz. Resisting Force	22.6	26.4	Tn
Horiz. Sliding Force	0.0	0.0	Tn
Sliding Safety Factor ...	99.99	99.99 > 1.6	OI



UPLIFT (Comb: Service)

Uplift Force P	0.0	Tn
Pedestal Selfweight	1.2	Tn
Footing Selfweight	5.5	Tn
Soil Cover Weight	14.1	Tn
Downward Force W	20.8	Tn
Uplift Safety Factor	99.99 > 1.0	OK





PUNCHING SHEAR (Comb: Factored)

Unbalanced Moment Factor γ_{vx} ...	0.38	
Unbalanced Moment Factor γ_{vz} ...	0.42	
Punching Shear due to Axial	3.1	Kg/cm²
Punching Shear due to Mx	1.6	Kg/cm²
Punching Shear due to Mz	0.1	Kg/cm²
Punching Shear Stress Vu	4.8	Kg/cm²
Effective Perimeter bo	231.6	cm
Average Effective Depth d	30.8	cm
Column Location Factor αs	30 (Edge)	
Column Aspect Ratio β	1.00	
Punching Shear Strength ϕVc ..	12.5	Kg/cm²
Punching Shear Ratio Vu/ϕVc	0.38	OK

ONE-WAY SHEAR (Comb: Factored)

	- Side	+ Side		
One-way Shear Vux ...	10.3	10.7	Tn	
One-way Shear Vuz ...	-8.7	0.0	Tn	
Under-strength ϕ Factor		0.75		
One-way Shear Strength ϕVcx		37.8	Tn	OK
One-way Shear Strength ϕVcz		63.9	Tn	OK
Max. One-way Shear Ratio Vu/ϕVc ..		0.28		OK

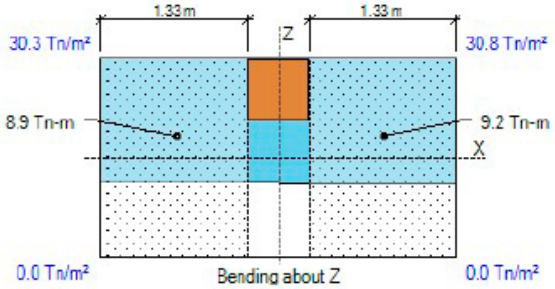
FLEXURE (Comb: Factored)

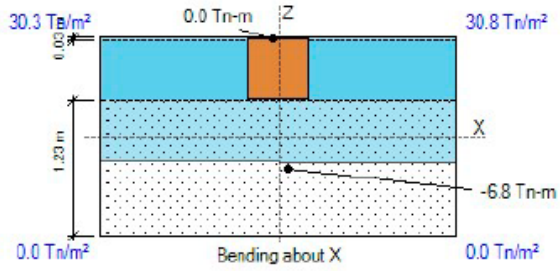
- Top Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment -Mux ...	-6.8	0.0	Tn-m	
Bending Moment -Muz ...	0.0	0.0	Tn-m	
No Top Reinforcement Provided at the Footing				
Use Plain Concrete Flexural Strength at Top				
X-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Z-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Min. Top Steel Area Ratio		N.A.		
Under-strength ϕ Factor		0.60		
Bending Strength -ϕMnx		11.4	Tn-m	OK
Bending Strength -ϕMnz		6.4	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio -Mu/ϕMn		0.60		OK
Max. Bar Spacing Ratio		N.A.		

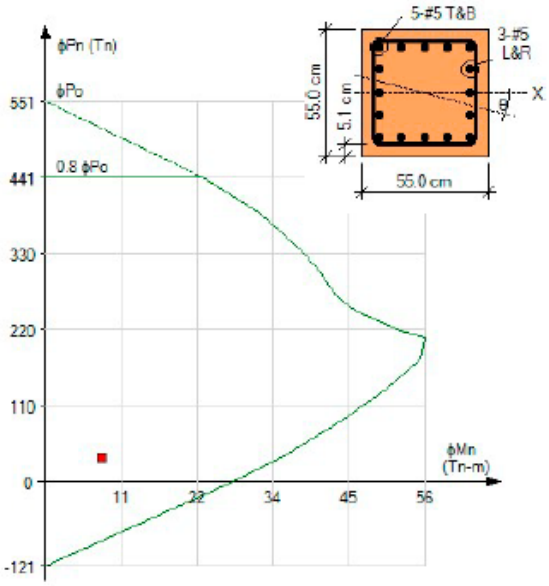
- Bottom Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment +Mux ...	0.0	0.0	Tn-m	
Bending Moment +Muz ...	8.9	9.2	Tn-m	
Use 12 #5 Bars Parallel to X (Bot) , d = 31.6 cm				
Use 21 #5 Bars Parallel to Z (Bot) , d = 30.0 cm				
X-Bars Development Length Ratio ..		0.12		OK
Z-Bars Development Length Ratio ..		0.13		OK
Min. Bottom Steel Area Ratio		0.55		OK
Under-strength ϕ Factor		0.90		
Bending Strength +ϕMnx		36.3	Tn-m	OK
Bending Strength +ϕMnz		27.7	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio +Mu/ϕMn		0.33		OK
Max. Bar Spacing Ratio		0.33		OK

LOAD TRANSFER (Comb: Factored)

Bearing Under-strength ϕ Factor	0.65		
Use 16 #5 x 1.55 m hooked dowels , As = 32.00 cm²			
Bearing Stress Pbu	41.9	Kg/cm²	
Column Bearing Strength ϕPn ...	183.7	Kg/cm²	OK
Footing Bearing Strength ϕPn ...	197.8	Kg/cm²	OK
Shear Force Transfer Vu	0.0	Tn	
Shear Friction Strength ϕVn	60.7	Tn	OK
Min. Steel Area As = 0.005 A1 ...	15.13	cm²	OK
Develop. Length Ratio at Column	0.19		OK
Develop. Length Ratio at Footing	0.46		OK







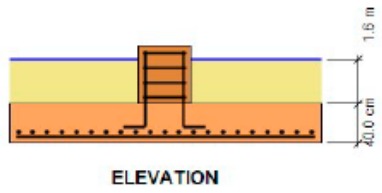
INTERACTION DIAGRAM AT θ = 3°
Controlling Load Comb: Factored

DESIGN CODES

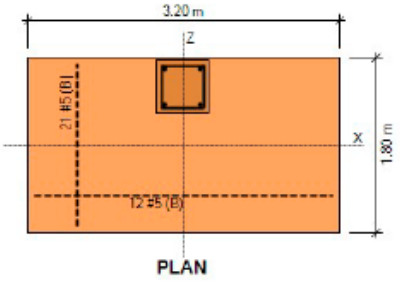
Concrete Design	ACI 318-14
Load Combinations	Pre-combined

COLUMN (Comb: Factored)

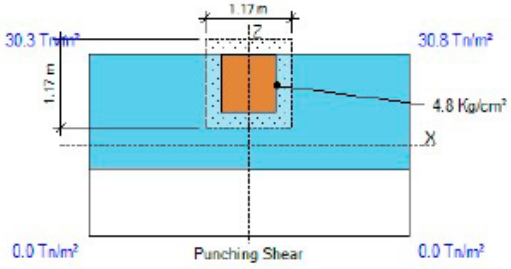
Axial Load Pu	34.4	Tn
Bending Moment Mu	8.2	Tn-m
Axial Strength ϕPn	439.5	Tn
Flexural Strength ϕMn	34.5	Tn-m
Biaxial Strength Ratio	0.24	OK



ELEVATION



PLAN



F-2 Zapata tipo 2 – 1.8x2.5x0.4

Your company name

Project: LABORATORIO LAMBDA — Page # ___
Engineer: CARLOS BASTDAS — 17/10/2024
Descrip: ZAP T2 - 1.8X2.5X0.4

ASDIP Foundation 4.8.1.7 — **SPREAD FOOTING DESIGN** — *www.asdipsoft.com*

GEOMETRY

Footing Length (X-dir)	2.50	m	
Footing Width (Z-dir)	1.80	m	
Footing Thickness	40.0	cm	OK
Soil Cover	1.60	m	
Column Length (X-dir)	55.0	cm	
Column Width (Z-dir)	55.0	cm	
Offset (X-dir)	0.00	cm	OK
Offset (Z-dir)	60.00	cm	OK
Pedestal Height	1.60	m	

SOIL PRESSURES (Service)

Gross Allow. Soil Pressure ..	25.7	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 1	19.3	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 2	0.0	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 3	0.0	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 4	18.7	Tn/m²	
Bearing Pressure Ratio	0.75		OK
Ftg. Area in Contact with Soil ..	54.8	%	
X-eccentricity / Ftg. Length	0.01		OK
Z-eccentricity / Ftg. Width	0.32		OK

APPLIED LOADS

	Service	Factored	
Axial Force P	8.9	11.8	Tn
Moment about X Mx	7.3	10.1	Tn-m
Moment about Z Mz	0.3	0.5	Tn-m
Shear Force Vx	0.0	0.0	Tn
Shear Force Vz	0.0	0.0	Tn

MATERIALS

Column Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Column Dowels fy	4218.4	Kg/cm²
Column Ties fy	4218.4	Kg/cm²
Footing Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Footing Rebars fy	4218.4	Kg/cm²
Soil Cover Density	1610.0	Kg/m³

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: Service)

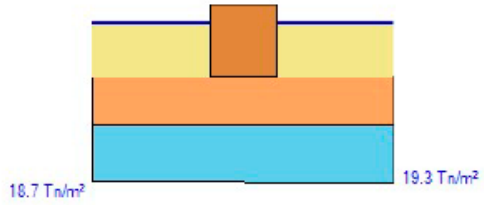
OVERTURNING

- About X-X	Force Tn	Arm m	Moment Tn-m
Moment Mx	---	---	7.3
Shear Force Vz	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	7.3
- About Z-Z			
Moment Mz	---	---	0.3
Shear Force Vx	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	0.3

RESISTING

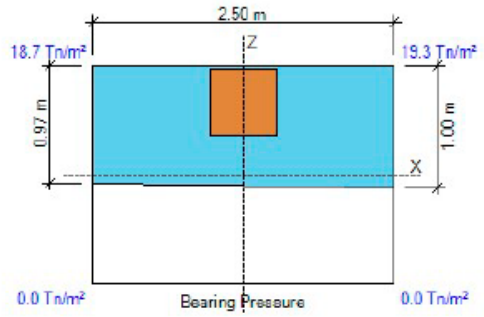
- About X-X	Force Tn	Arm m	Moment Tn-m
Footing Weight ..	4.3	0.90	3.9
Column Weight ..	1.2	0.30	0.3
Soil Cover	10.8	0.90	9.7
Axial Force P	8.9	0.30	2.7
Water Buoyancy .	-1.8	0.90	-1.6
Rv =	23.4	RM =	15.0
- About Z-Z			
Footing Weight ..	4.3	1.25	5.4
Column Weight ..	1.2	1.25	1.5
Soil Cover	10.8	1.25	13.5
Axial Force P	8.9	1.25	11.1
Water Buoyancy .	-1.8	0.90	-1.6
Rv =	23.4	RM =	29.3

	X-X	Z-Z		
Arm of Vertical Resultant =	0.33	1.24	m	
Overturning Safety Factor =	2.06	97.52	> 2	OK



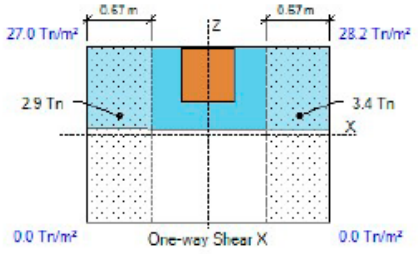
SLIDING (combDlg. Service)

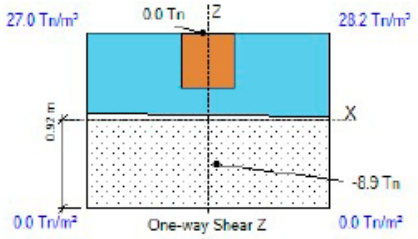
Footing-Soil Friction Coeff.	0.35		
Friction Force at Base	8.2	Tn	
Passive Pressure Coeff. Kp	2.36		
	X-X	Z-Z	
Passive Force @ Ftg ...	7.6	9.5	Tn
Horiz. Resisting Force	15.8	17.7	Tn
Horiz. Sliding Force	0.0	0.0	Tn
Sliding Safety Factor ...	99.99	99.99 > 1.1	OK



UPLIFT (Comb: Service)

Uplift Force P	0.0	Tn
Pedestal Selfweight	1.2	Tn
Footing Selfweight	4.3	Tn
Soil Cover Weight	10.8	Tn
Downward Force W	16.3	Tn
Uplift Safety Factor	99.99 > 1.0	OK





PUNCHING SHEAR (Comb: Factored)

Unbalanced Moment Factor γ_{vx} ...	0.38	
Unbalanced Moment Factor γ_{vz} ...	0.42	
Punching Shear due to Axial	0.6	Kg/cm²
Punching Shear due to Mx	1.9	Kg/cm²
Punching Shear due to Mz	0.1	Kg/cm²
Punching Shear Stress Vu	2.6	Kg/cm²
Effective Perimeter bo	231.6	cm
Average Effective Depth d	30.8	cm
Column Location Factor αs	30 (Edge)	
Column Aspect Ratio β	1.00	
Punching Shear Strength ϕVc ..	12.5	Kg/cm²
Punching Shear Ratio Vu/ϕVc	0.21	OK

ONE-WAY SHEAR (Comb: Factored)

	- Side	+ Side		
One-way Shear Vux ...	2.9	3.4	Tn	
One-way Shear Vuz ...	-8.9	0.0	Tn	
Under-strength ϕ Factor		0.75		
One-way Shear Strength ϕVcx		37.8	Tn	OK
One-way Shear Strength ϕVcz		49.9	Tn	OK
Max. One-way Shear Ratio Vu/ϕVc ..		0.18		OK

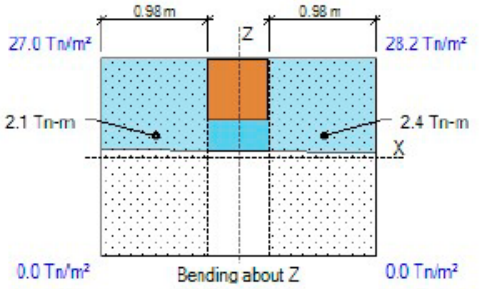
FLEXURE (Comb: Factored)

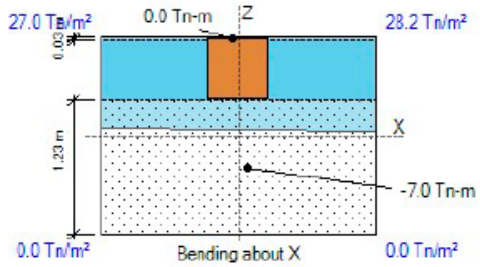
- Top Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment -Mux ...	-7.0	0.0	Tn-m	
Bending Moment -Muz ...	0.0	0.0	Tn-m	
No Top Reinforcement Provided at the Footing				
Use Plain Concrete Flexural Strength at Top				
X-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Z-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Min. Top Steel Area Ratio		N.A.		
Under-strength ϕ Factor		0.60		
Bending Strength -ϕMnx		8.9	Tn-m	OK
Bending Strength -ϕMnz		6.4	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio -Mu/ϕMn		0.78		OK
Max. Bar Spacing Ratio		N.A.		

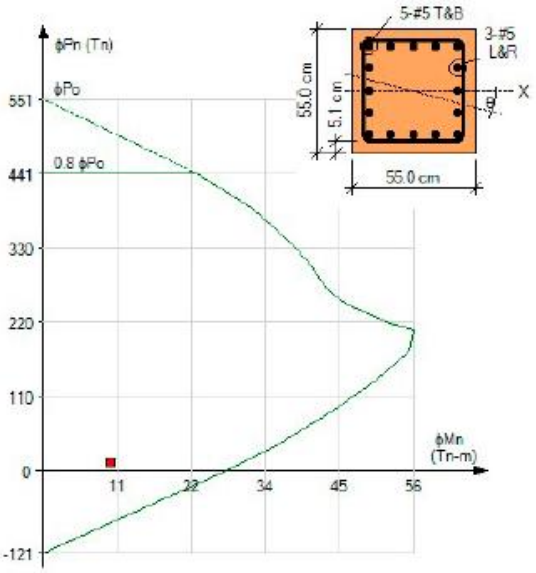
- Bottom Bars -	- Side	+ Side	
Bending Moment +Mux ...	0.0	0.0	Tn-m
Bending Moment +Muz ...	2.1	2.4	Tn-m
Use 12 #5 Bars Parallel to X (Bot) , d = 31.6 cm			
Use 16 #5 Bars Parallel to Z (Bot) , d = 30.0 cm			
X-Bars Development Length Ratio ..	0.16		OK
Z-Bars Development Length Ratio ..	0.13		OK
Min. Bottom Steel Area Ratio	0.56		OK
Under-strength ϕ Factor	0.90		
Bending Strength +ϕMnx	30.3	Tn-m	OK
Bending Strength +ϕMnz	27.7	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio +Mu/ϕMn	0.09		OK
Max. Bar Spacing Ratio	0.34		OK

LOAD TRANSFER (Comb: Factored)

Bearing Under-strength ϕ Factor	0.65		
Use 16 #5 x 1.55 m hooked dowels , As = 32.00 cm²			
Bearing Stress Pbu	42.1	Kg/cm²	
Column Bearing Strength ϕPn ...	183.7	Kg/cm²	OK
Footing Bearing Strength ϕPn ...	197.8	Kg/cm²	OK
Shear Force Transfer Vu	0.0	Tn	
Shear Friction Strength ϕVn	60.7	Tn	OK
Min. Steel Area As = 0.005 A1 ...	15.13	cm²	OK
Develop. Length Ratio at Column	0.19		OK
Develop. Length Ratio at Footing	0.46		OK







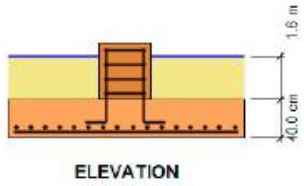
INTERACTION DIAGRAM AT θ = 3°
Controlling Load Comb: Factored

DESIGN CODES

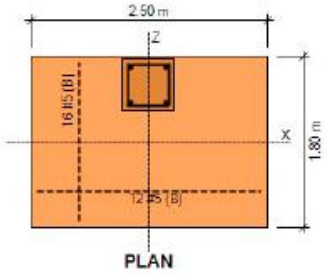
Concrete Design	ACI 318-14
Load Combinations	Pre-combined

COLUMN (Comb: Factored)

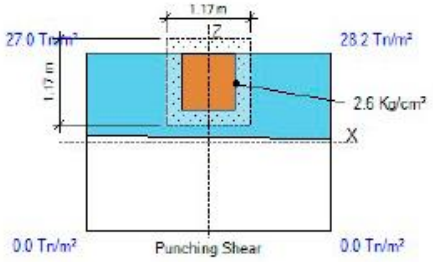
Axial Load Pu	13.2	Tn
Bending Moment Mu	10.1	Tn-m
Axial Strength ϕPn	439.5	Tn
Flexural Strength ϕMn	29.2	Tn-m
Biaxial Strength Ratio	0.35	OK



ELEVATION



PLAN



F-3 Zapata tipo 3 – 1.8x1.8x0.4

Your company name

Project: LABORATORIO LAMBDA
Engineer: CARLOS BASTIDAS
Descrip: ZAP T3 - 1.8X1.8X0.4 - V1

Page # ___
17/10/2024

ASDIP Foundation 4.8.1.7 **SPREAD FOOTING DESIGN** *www.asdipsoft.com*

GEOMETRY

Footing Length (X-dir)	1.80	m	
Footing Width (Z-dir)	1.80	m	
Footing Thickness	40.0	cm	OK
Soil Cover	1.60	m	
Column Length (X-dir)	55.0	cm	
Column Width (Z-dir)	55.0	cm	
Offset (X-dir)	0.00	cm	OK
Offset (Z-dir)	0.00	cm	OK
Pedestal Height	1.60	m	

SOIL PRESSURES (Service)

Gross Allow. Soil Pressure ..	25.7	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 1	15.1	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 2	0.0	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 3	0.0	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 4	14.2	Tn/m²	
Bearing Pressure Ratio	0.59		OK
Ftg. Area in Contact with Soil ..	76.4	%	
X-eccentricity / Ftg. Length	0.01		OK
Z-eccentricity / Ftg. Width	0.24		OK

APPLIED LOADS

	Service	Factored	
Axial Force P	7.6	10.1	Tn
Moment about X Mx	8.0	11.6	Tn-m
Moment about Z Mz	0.3	0.5	Tn-m
Shear Force Vx	0.0	0.0	Tn
Shear Force Vz	0.0	0.0	Tn

MATERIALS

Column Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Column Dowels fy	4218.4	Kg/cm²
Column Ties fy	4218.4	Kg/cm²
Footing Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Footing Rebars fy	4218.4	Kg/cm²
Soil Cover Density	1610.0	Kg/m³

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: Service)

OVERTURNING

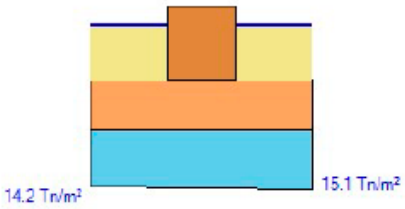
	Force Tn	Arm m	Moment Tn-m
- About X-X			
Moment Mx	---	---	8.0
Shear Force Vz	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	8.0
- About Z-Z			
Moment Mz	---	---	0.3
Shear Force Vx	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	0.3

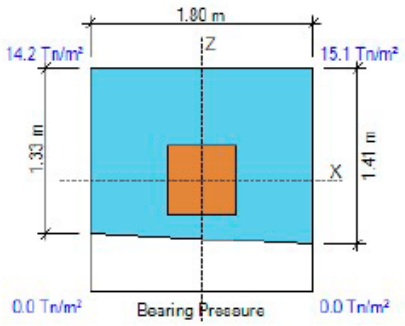
	X-X	Z-Z	
Arm of Vertical Resultant =	0.46	0.88	m
Overturning Safety Factor =	2.04	54.46	> 2

OK

RESISTING

	Force Tn	Arm m	Moment Tn-m
- About X-X			
Footing Weight ..	3.1	0.90	2.8
Column Weight ..	1.2	0.90	1.0
Soil Cover	7.6	0.90	6.8
Axial Force P	7.6	0.90	6.8
Water Buoyancy .	-1.3	0.90	-1.2
Rv =	18.2	RM =	16.3
- About Z-Z			
Footing Weight ..	3.1	0.90	2.8
Column Weight ..	1.2	0.90	1.0
Soil Cover	7.6	0.90	6.8
Axial Force P	7.6	0.90	6.8
Water Buoyancy .	-1.3	0.90	-1.2
Rv =	18.2	RM =	16.3



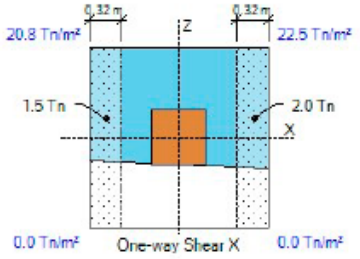


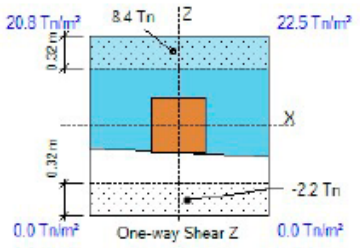
SLIDING (combDlg. Service)

Footing-Soil Friction Coeff.	0.35		
Friction Force at Base	6.4		Tn
Passive Pressure Coeff. Kp	2.36		
	X-X	Z-Z	
Passive Force @ Ftg ...	7.6	7.6	Tn
Horiz. Resisting Force	13.9	13.9	Tn
Horiz. Sliding Force	0.0	0.0	Tn
Sliding Safety Factor ...	99.99	99.99 > 1.1	OK

UPLIFT (Comb: Service)

Uplift Force P	0.0	Tn
Pedestal Selfweight	1.2	Tn
Footing Selfweight	3.1	Tn
Soil Cover Weight	7.6	Tn
Downward Force W	11.8	Tn
Uplift Safety Factor	99.99 > 1.0	OK





PUNCHING SHEAR (Comb: Factored)

Unbalanced Moment Factor γvx ...	0.40	
Unbalanced Moment Factor γvz ...	0.40	
Punching Shear due to Axial	0.9	Kg/cm²
Punching Shear due to Mx	1.5	Kg/cm²
Punching Shear due to Mz	0.1	Kg/cm²
Punching Shear Stress Vu	2.4	Kg/cm²
Effective Perimeter bo	343.3	cm
Average Effective Depth d	30.8	cm
Column Location Factor αs	40 (Interior)	
Column Aspect Ratio β	1.00	
Punching Shear Strength ϕVc ..	12.5	Kg/cm²
Punching Shear Ratio Vu/ϕVc	0.19	OK

ONE-WAY SHEAR (Comb: Factored)

	- Side	+ Side		
One-way Shear Vux ...	1.5	2.0	Tn	
One-way Shear Vuz ...	-2.2	8.4	Tn	
Under-strength ϕ Factor		0.75		
One-way Shear Strength ϕVcx		37.8	Tn	OK
One-way Shear Strength ϕVcz		35.9	Tn	OK
Max. One-way Shear Ratio Vu/ϕVc ..		0.24		OK

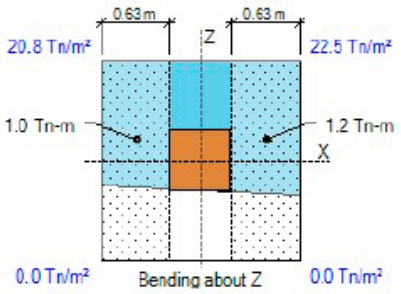
FLEXURE (Comb: Factored)

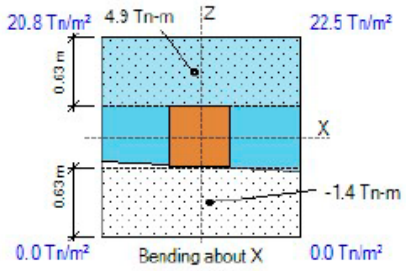
- Top Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment -Mux ...	-1.4	0.0	Tn-m	
Bending Moment -Muz ...	0.0	0.0	Tn-m	
No Top Reinforcement Provided at the Footing				
Use Plain Concrete Flexural Strength at Top				
X-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Z-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Min. Top Steel Area Ratio		N.A.		
Under-strength ϕ Factor		0.60		
Bending Strength -ϕMnx		6.4	Tn-m	OK
Bending Strength -ϕMnz		6.4	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio -Mu/ϕMn		0.21		OK
Max. Bar Spacing Ratio		N.A.		

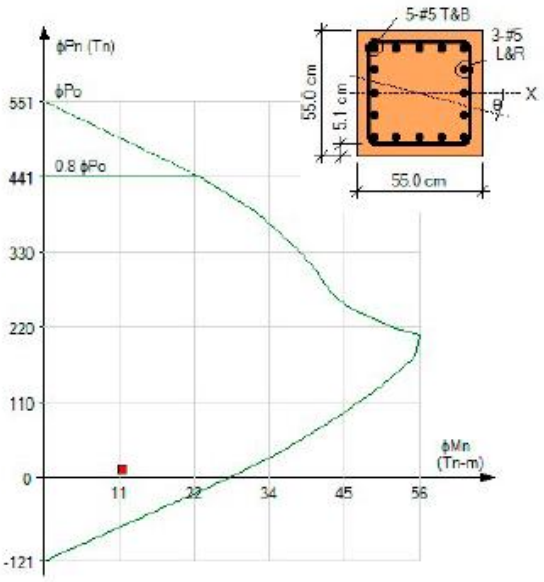
- Bottom Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment +Mux ...	0.0	4.9	Tn-m	
Bending Moment +Muz ...	1.0	1.2	Tn-m	
Use 12 #5 Bars Parallel to X (Bot) , d = 31.6 cm				
Use 12 #5 Bars Parallel to Z (Bot) , d = 30.0 cm				
X-Bars Development Length Ratio ..		0.27		OK
Z-Bars Development Length Ratio ..		0.27		OK
Min. Bottom Steel Area Ratio		0.54		OK
Under-strength ϕ Factor		0.90		
Bending Strength +ϕMnx		26.3	Tn-m	OK
Bending Strength +ϕMnz		27.7	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio +Mu/ϕMn		0.19		OK
Max. Bar Spacing Ratio		0.33		OK

LOAD TRANSFER (Comb: Factored)

Bearing Under-strength ϕ Factor	0.65		
Use 16 #5 x 1.55 m hooked dowels , As = 32.00 cm²			
Bearing Stress Pbu	47.0	Kg/cm²	
Column Bearing Strength ϕPn ...	183.7	Kg/cm²	OK
Footing Bearing Strength ϕPn ...	338.4	Kg/cm²	OK
Shear Force Transfer Vu	0.0	Tn	
Shear Friction Strength ϕVn	60.7	Tn	OK
Min. Steel Area As = 0.005 A1 ...	15.13	cm²	OK
Develop. Length Ratio at Column	0.19		OK
Develop. Length Ratio at Footing	0.46		OK







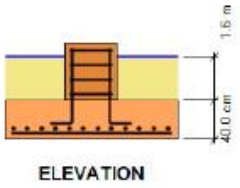
INTERACTION DIAGRAM AT θ = 2°
Controlling Load Comb: Factored

DESIGN CODES

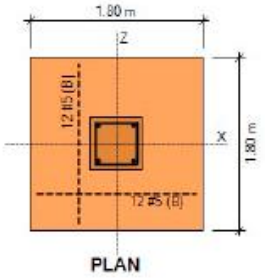
Concrete Design	ACI 318-14
Load Combinations	Pre-combined

COLUMN (Comb: Factored)

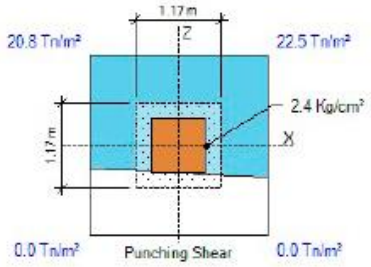
Axial Load Pu	11.5	Tn
Bending Moment Mu	11.6	Tn-m
Axial Strength ϕPn	439.5	Tn
Flexural Strength ϕMn	29.6	Tn-m
Biaxial Strength Ratio	0.39	OK



ELEVATION



PLAN



F-4 Zapata tipo 3 v2 – 1.8x1.8x0.4

Your company name	Project: LABORATORIO LAMBDA	Page # ___
	Engineer: CARLOS BASTIDAS	17/10/2024
	Descrip: ZAP T3 - 1.8X1.8X0.4 - V2	

ASDIP Foundation 4.8.1.7 **SPREAD FOOTING DESIGN** *www.asdipsoft.com*

GEOMETRY

Footing Length (X-dir)	1.80	m	
Footing Width (Z-dir)	1.80	m	
Footing Thickness	40.0	cm	OK
Soil Cover	1.60	m	
Column Length (X-dir)	55.0	cm	
Column Width (Z-dir)	55.0	cm	
Offset (X-dir)	0.00	cm	OK
Offset (Z-dir)	0.00	cm	OK
Pedestal Height	1.60	m	

SOIL PRESSURES (Service)

Gross Allow. Soil Pressure ..	25.7	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 1	18.2	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 2	4.2	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 3	3.6	Tn/m²	
Soil Pressure at Corner 4	17.6	Tn/m²	
Bearing Pressure Ratio	0.71		OK
Ftg. Area in Contact with Soil ..	100.0	%	
X-eccentricity / Ftg. Length	0.00		OK
Z-eccentricity / Ftg. Width	0.11		OK

APPLIED LOADS

	Service	Factored	
Axial Force P	24.7	34.9	Tn
Moment about X Mx	6.8	9.3	Tn-m
Moment about Z Mz	0.3	0.5	Tn-m
Shear Force Vx	0.0	0.0	Tn
Shear Force Vz	0.0	0.0	Tn

MATERIALS

Column Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Column Dowels fy	4218.4	Kg/cm²
Column Ties fy	4218.4	Kg/cm²
Footing Concrete f'c	280.0	Kg/cm²
Footing Rebars fy	4218.4	Kg/cm²
Soil Cover Density	1610.0	Kg/m³

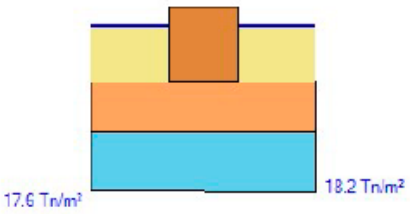
OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: Service)

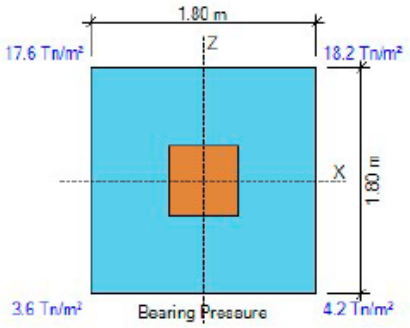
OVERTURNING	Force Tn	Arm m	Moment Tn-m
- About X-X			
Moment Mx	---	---	6.8
Shear Force Vz	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	6.8
- About Z-Z			
Moment Mz	---	---	0.3
Shear Force Vx	0.0	2.00	0.0
Passive Pressure	0.0	0.16	0.0
Rh =	0.0	OTM =	0.3

RESISTING	Force Tn	Arm m	Moment Tn-m
- About X-X			
Footing Weight ..	3.1	0.90	2.8
Column Weight ..	1.2	0.90	1.0
Soil Cover	7.6	0.90	6.8
Axial Force P	24.7	0.90	22.2
Water Buoyancy .	-1.3	0.90	-1.2
Rv =	35.3	RM =	31.7
- About Z-Z			
Footing Weight ..	3.1	0.90	2.8
Column Weight ..	1.2	0.90	1.0
Soil Cover	7.6	0.90	6.8
Axial Force P	24.7	0.90	22.2
Water Buoyancy .	-1.3	0.90	-1.2
Rv =	35.3	RM =	31.7

	X-X	Z-Z	
Arm of Vertical Resultant =	0.71	0.89	m
Overturning Safety Factor =	4.67	99.99	> 2

OK



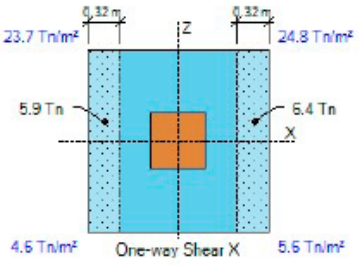


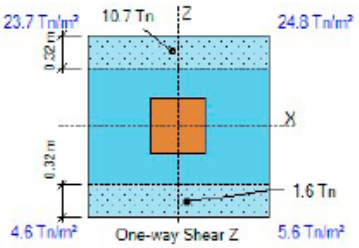
SLIDING (combDlg. Service)

Footing-Soil Friction Coeff.	0.35		
Friction Force at Base	12.3		Tn
Passive Pressure Coeff. Kp	2.36		
	X-X	Z-Z	
Passive Force @ Ftg ...	7.6	7.6	Tn
Horiz. Resisting Force	19.9	19.9	Tn
Horiz. Sliding Force	0.0	0.0	Tn
Sliding Safety Factor ...	99.99	99.99 > 1.1	OK

UPLIFT (Comb: Service)

Uplift Force P	0.0	Tn
Pedestal Selfweight	1.2	Tn
Footing Selfweight	3.1	Tn
Soil Cover Weight	7.6	Tn
Downward Force W	11.8	Tn
Uplift Safety Factor	99.99 > 1.0	OK





PUNCHING SHEAR (Comb: Factored)

Unbalanced Moment Factor ɣvx ...	0.40	
Unbalanced Moment Factor ɣvz ...	0.40	
Punching Shear due to Axial	2.5	Kg/cm²
Punching Shear due to Mx	1.2	Kg/cm²
Punching Shear due to Mz	0.1	Kg/cm²
Punching Shear Stress Vu	3.8	Kg/cm²
Effective Perimeter bo	343.3	cm
Average Effective Depth d	30.8	cm
Column Location Factor αs	40 (Interior)	
Column Aspect Ratio β	1.00	
Punching Shear Strength ϕVc ..	12.5	Kg/cm²
Punching Shear Ratio Vu/ϕVc	0.30	OK

ONE-WAY SHEAR (Comb: Factored)

	- Side	+ Side		
One-way Shear Vux ...	5.9	6.4	Tn	
One-way Shear Vuz ...	1.6	10.7	Tn	
Under-strength ϕ Factor		0.75		
One-way Shear Strength ϕVcx		37.8	Tn	OK
One-way Shear Strength ϕVcz		35.9	Tn	OK
Max. One-way Shear Ratio Vu/ϕVc ..		0.30		OK

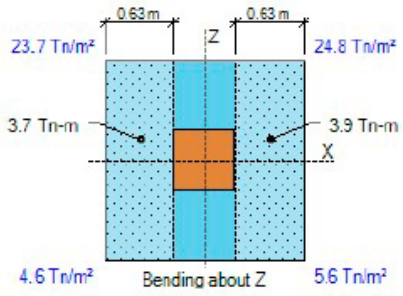
FLEXURE (Comb: Factored)

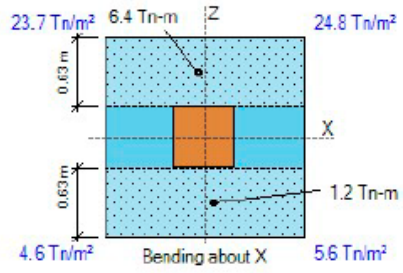
- Top Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment -Mux ...	0.0	0.0	Tn-m	
Bending Moment -Muz ...	0.0	0.0	Tn-m	
No Top Reinforcement Provided at the Footing				
Use Plain Concrete Flexural Strength at Top				
X-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Z-Bars Development Length Ratio ..		N.A.		
Min. Top Steel Area Ratio		N.A.		
Under-strength ϕ Factor		0.60		
Bending Strength -ϕMnx		6.4	Tn-m	OK
Bending Strength -ϕMnz		6.4	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio -Mu/ϕMn		0.00		OK
Max. Bar Spacing Ratio		N.A.		

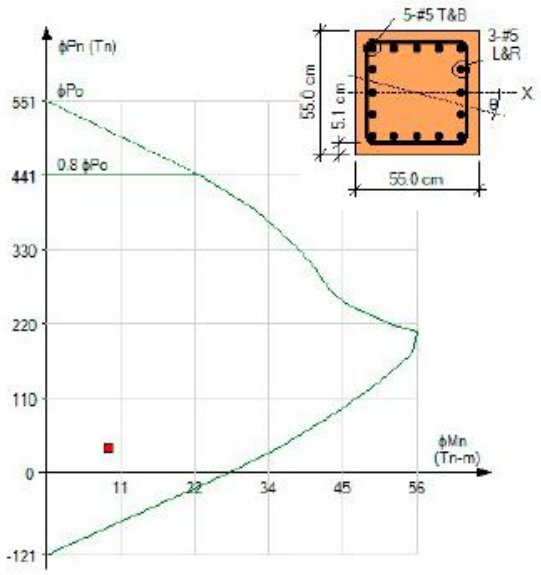
- Bottom Bars -	- Side	+ Side		
Bending Moment +Mux ...	1.2	6.4	Tn-m	
Bending Moment +Muz ...	3.7	3.9	Tn-m	
Use 12 #5 Bars Parallel to X (Bot) , d = 31.6 cm				
Use 12 #5 Bars Parallel to Z (Bot) , d = 30.0 cm				
X-Bars Development Length Ratio ..		0.27		OK
Z-Bars Development Length Ratio ..		0.27		OK
Min. Bottom Steel Area Ratio		0.54		OK
Under-strength ϕ Factor		0.90		
Bending Strength +ϕMnx		26.3	Tn-m	OK
Bending Strength +ϕMnz		27.7	Tn-m	OK
Max. Bending Ratio +Mu/ϕMn		0.24		OK
Max. Bar Spacing Ratio		0.33		OK

LOAD TRANSFER (Comb: Factored)

Bearing Under-strength ϕ Factor	0.65		
Use 16 #5 x 1.55 m hooked dowels , As = 32.00 cm²			
Bearing Stress Pbu	46.9	Kg/cm²	
Column Bearing Strength ϕPn ...	183.7	Kg/cm²	OK
Footing Bearing Strength ϕPn ...	338.4	Kg/cm²	OK
Shear Force Transfer Vu	0.0	Tn	
Shear Friction Strength ϕVn	60.7	Tn	OK
Min. Steel Area As = 0.005 A1 ...	15.13	cm²	OK
Develop. Length Ratio at Column	0.19		OK
Develop. Length Ratio at Footing	0.46		OK







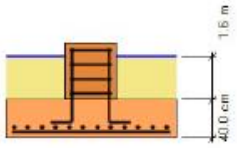
INTERACTION DIAGRAM AT θ = 3°
Controlling Load Comb: Factored

DESIGN CODES

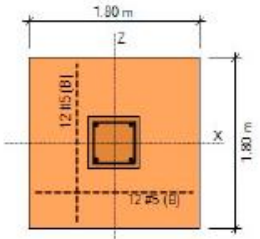
Concrete Design	ACI 318-14
Load Combinations	Pre-combined

COLUMN (Comb: Factored)

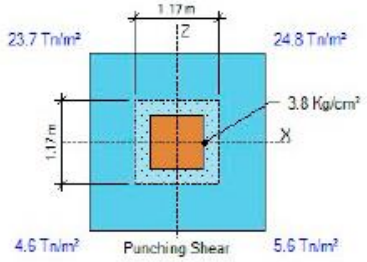
Axial Load Pu	36.3	Tn
Bending Moment Mu	9.3	Tn-m
Axial Strength ϕPn	439.5	Tn
Flexural Strength ϕMn	34.5	Tn-m
Biaxial Strength Ratio	0.27	OK



ELEVATION



PLAN



ANEXO G FICHA TÉCNICA LADRILLO ESTRUCTURAL 6.5X12X24

CM.LADRILLERA San Benito s.a.s
¡Hacemos lo mejor de nuestra tierra!



LADRILLO ESTRUCTURAL 6.5x12x24			
Dimensión en Cm	Alto	Largo	Ancho
	6,5 cm	24 cm	12 cm

Color	Terracota Claro / Blanco Sahara
Presentación	A granel o estiba plastificado
Uso	Mampostería Estructural
Peso/Unid (Kg)	2.1 Kg
Textura	Liso por sus cuatro vistas
Rendimiento	53 Und / M(2)
Absorción de agua (%)	Terracota Claro <12% - Blanco Sahara <16%
Resistencia a la compresión *Kf/Cm(2)*	180
Clasificación	Perforación Vertical (PV)
Normas Aplicables	ICONTEC NTC 4205-1 SISMO RESISTENTE NSR-10

ANEXO H PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN F'M DE LA MAMPOSTERÍA

De acuerdo con lo definido en D.3.7 de la NSR-10, la resistencia a la compresión f'm de la mampostería puede terminarse basado en la calidad de los materiales siguiendo el procedimiento establecido en D.3.7.5.

CÁLCULO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MURETE DE MAMPOSTERÍA

Especificaciones:

- **Esfuerzo de Fluencia del Acero** : **fy =** **4200 Kg/cm²**
  Es = **2000000 Kg/cm²**

- **Tipo de mamposteria** (ARCILL) ESTRUCTURAL 6.5x12x24 SAN BENITO
  - Largo : 24.0 cm
  - Ancho : 12.0 cm
  - Alto : 6.5 cm
  - Peso : 111.3 Kg/m²

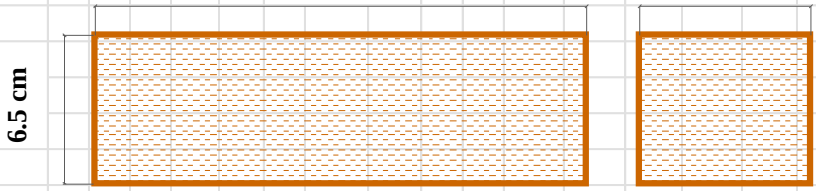
  f'cu= **180 Kg/cm²**

- **Uso de la mampostería** Mamposteria reforzada
- **Grado de ductilidad** DMO

UNIDAD DE MAMPOSTERIA

ALZADA1 ALZADA

24.0 cm **12.0 cm**



- **Resistencia a Compresion de morteros**
  - Mortero de Pega : Tipo **M** **f'cp=** 175 Kg/cm²
  - Mortero de Relleno : **f'cr=** **175 Kg/cm²**

Resistencia Nominal a la compresion de la mampostería f'm D.3.7.6

$$Rm = \left(\frac{2h}{75+3h}\right) f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75+3h}\right) f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu} \qquad D.3.7\text{-}1$$

h : Altura de la unidad de mamposteria, en mm.

K_p : Factor de corrección por absorción de la unidad.

K_p : 1.4, unidades de concreto

K_p : 0.8, unidades de arcilla

h : **65 mm** **K_p :** **0.80**

Rm : **112.6 Kg/cm²** $< 0.8f'cu$ **= 144 Kg/cm²**

$$f'_m = 0.75[rR_m + 0.9k_r(1-r)f'_{cr}] \leq 0.94R_m \qquad D.3.7\text{-}3.$$

Determinación espesor efectivo bef

Nota: Para la determinación del espesor efectivo, se tomará dentro del cálculo el mínimo espesor efectivo probable, correspondiente al mínimo número de dovelas que garanticen las separaciones dadas en D.7 y D.8 para mampostería reforzada y parcialmente reforzada

Número mínimo de bloques	5.00		Área bruta del muro	1488.00	cm2
Número de celdas	10.00		Área celdas vacías	468.00	cm2
Área de la celda	78.00	cm2	Área neta del muro	1020.00	cm2
Número celdas rellenas	**4.00**				
Número de celdas vacías	6.00				

r : *Relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mamposteria.* = **0.69**

K_r : *Factor de corrección por absorción de la unidad en la mamposteria inyectada.* = **0.75**

K_r : *0.90, Para unidades de concreto*

K_r : *0.75, Para unidades de arcilla o sílico - calcáreas*

F'm : **85.7 Kg/cm²** ≤ **106 Kg/cm²** **f'm** **85.7 Kg/cm²**

f'm dis **80.0 Kg/cm²**

Límite inferior

F'm : ***80.0 Kg/cm²***

Independeinte del chequeo anterior, se debe corroborar que la resistencia nominal a la compresión de la mampostería (f'm), obtenida mediante ensayos sobre muérete, realizados de acuerdo a la norma NTC 3495 y cumpliendo lo establecido en D.3.7.2 (NSR10), no sea menor que f'm=80 kg/cm2

Modulos de Elasticidad y Cortante.

- **Mamposteria** **En Arcilla** **Em :** **60000.0 Kg/cm²**

ANEXO I ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES PARA AMPLIACIÓN EN ZONA DE MEZCLAS

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES - AMPLIACIÓN CUARTO DE MEZCLAS

1. Determinación del coeficiente de reducción sísmica básico R0

El sistema estructural del proyecto consiste en un sistema de "MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE BLOQUE DE PERFOCACIÓN VERTICAL DMO

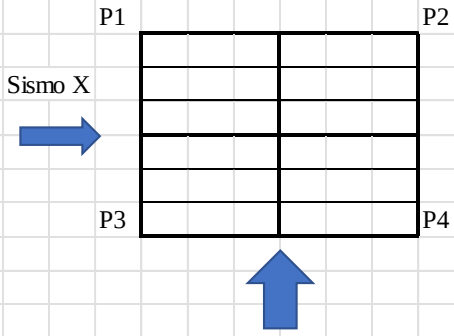
A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite

Tabla A.3-3 reglamento NSR-10

R0 = 2.5

2. Determinación de irregularidades en planta

IRREGULARIDAD TORSIONAL TIPO 1aP Y 1bP



Tipo 1aP — Irregularidad torsional

$\phi_p = 0.9$

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

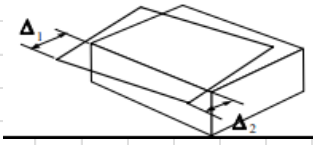
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema

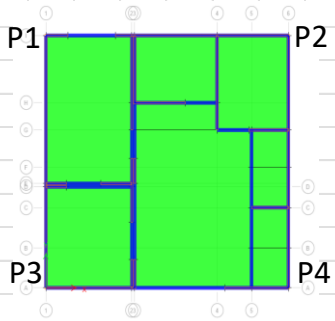
$\phi_p = 0.8$

$$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Sismo espectral direccion X

Nodo	DES X (cm)	DES Y (cm)
P1	0.470	0.026
P2	0.471	0.084
P3	0.704	0.029
P4	0.698	0.070

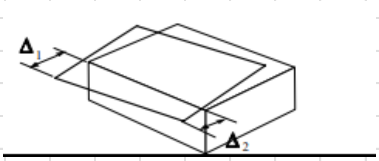




Nodos	Dir.X (1aP)	Dir.X (1bP)	Chequeo	Tipo de irreg	ϕt
P1-P3	0.70	0.82	REGULAR	REGULAR	1.0
P2-P4	0.70	0.82	REGULAR	REGULAR	1.0

Sismo espectral direccion Y

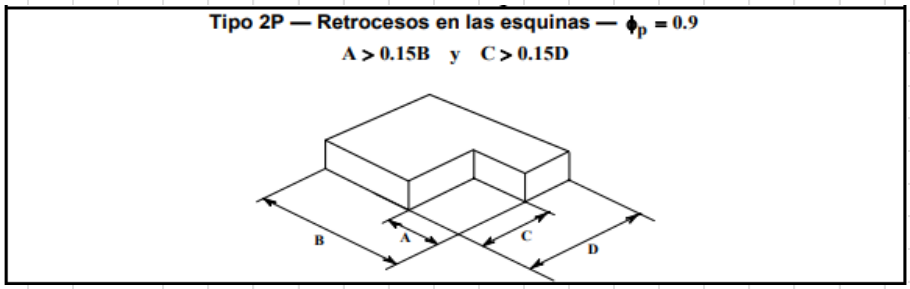
Nodo	DES X (cm)	DES Y (cm)
P1	0.0365	0.656
P2	0.0379	0.5965
P3	0.0502	0.6565
P4	0.0591	0.5965



Nodos	Dir.Y (1aP)	Dir.Y (1bP)	Chequeo	Tipo de irreg	ϕt
P3-P4	0.75	0.88	REGULAR	REGULAR	1.0
P1-P2	0.75	0.88	REGULAR	REGULAR	1.0

ϕ1P= 1.00 **El sistema es regular**

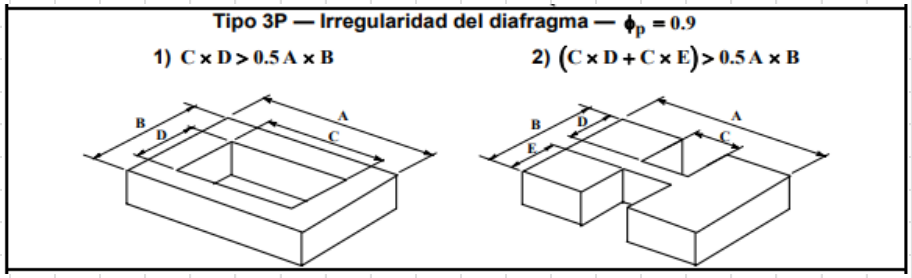
RETROCESO EN LAS ESQUINAS TIPO 2P



A=	0	m			
B=	10.38	m	A>0.15B	NO APLICA	**Para que exista irregularidad tipo 2P Retroceso en las esquinas, se debe cumplir que para ambas direcciones la irregularidad sea aplicable**
C=	0	m	C>0.15D	NO APLICA	
D=	9.37	m			

ϕ2P= 1.00 **No existe irregularidad tipo 2P**

IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA TIPO 3P

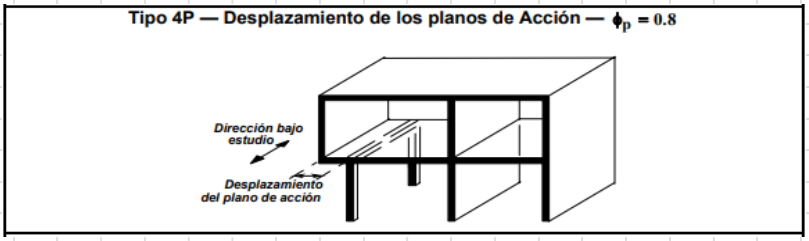


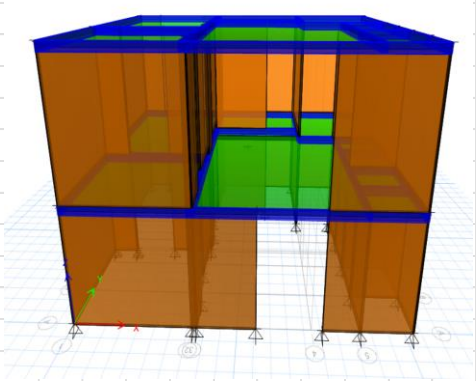
Para que exista irregularidad del diafragma tipo 3P, las abuerturas en la estructura deben constituir más del 50% del área total proyectada.

No se presentan aberturas en el sistema, por lo que la irregularidad no aplica

ϕ3P= 1.00 **No existe irregularidad tipo 3P**

DESPLAZAMIENTO DE LOS PLANOS DE ACCIÓN TIPO 4P

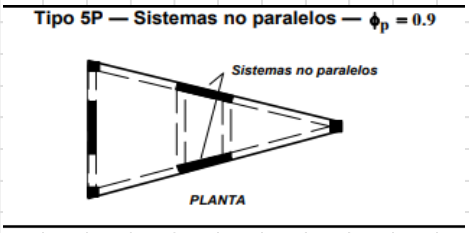


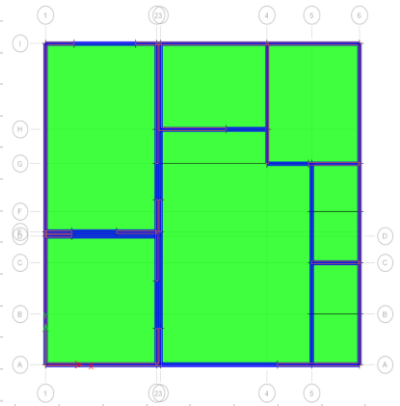


Acorde a la configuración de la estructura, no se presenta desplazamiento de los planos de acción

ϕ4P= 1.00

SISTEMAS NO PARALELOS TIPO 5P





No hay presencia de sistemas no paralelos

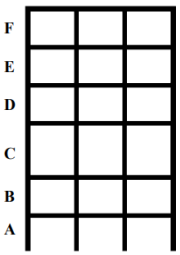
ϕ5P= 1.00

IRREGULARIDAD EN PLANTA	
1P	1.00
2P	1.00
3P	1.00
4P	1.00
5P	1.00

φP 1.00

3. Determinación de irregularidades en altura

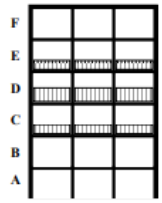
PISO FLEXIBLE 1aP Y PISO FLEXIBLE EXTREMO 1bP

Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D o $0.70\ (K_D+K_E+K_F)\ /3 \leq$ Rigidez $K_C < 0.80\ (K_D+K_E+K_F)\ /3$	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C < 0.60$ Rigidez K_D o Rigidez $K_C < 0.70\ (K_D+K_E+K_F)\ /3$	

Dada la configuración estructural, el nivel inferior tiene más muros que el superior, por lo que tiene mas rigidez. De forma que la irregularidad no aplica

φ1A = 1.0

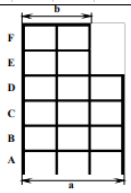
DISTRIBUCIÓN DE LA MASA TIPO 2A

Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$	

φ2A 1.00

La masa del nivel inferior no es mayor que 1.5 veces la masa del nivel superior. Por lo que la irregularidad no aplica

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA TIPO 3A

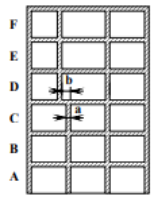
Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30\ b$	

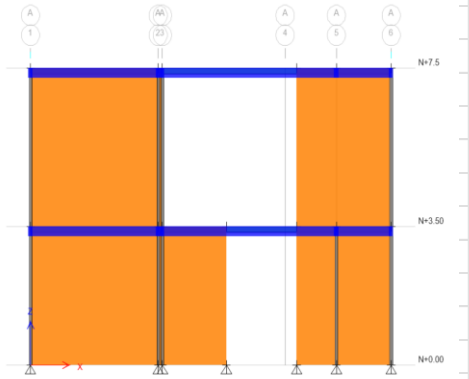
DIRECCIÓN 1			**DIRECCIÓN 2**		
a	=	10.38	a	=	9.37
b	=	10.38	b	=	9.37
NO APLICA			NO APLICA		

Dado que no existen retrocesos en altura, esta irregularidad no aplica.

φ3A 1.00

DESPLAZAMIENTO DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN

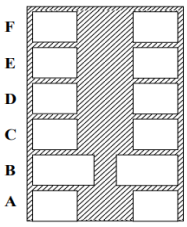
Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ **b > a**	



No Hay desplazamiento dentro del plano de acción

φ4A 1.00

PISO DEBIL Y PISO DEBIL EXTREMO

Tipo 5aA — Piso débil **$\phi_a = 0.9$** **0.65 Resist. Piso C ≤ Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C**	
Tipo 5bA — Piso débil extremo **$\phi_a = 0.8$** **Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C**	

Dada la configuración estructural en altura, el nivel inferior tiene más muros que el nivel superior. Por lo que se descarta la presencia de piso débil

φ5A 1.00

IRREGULARIDAD EN ALTURA

1A	1.00
2A	1.00
3A	1.00
4A	1.00
5A	1.00

φA 1.00

4. Determinación de irregularidad por ausencia de redundancia

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le debe asignar un valor de $\phi_r = 0.75$. Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le debe asignar un valor igual a la unidad $(\phi_r = 1.0)$ si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso.

Dado que no se cumplen las condiciones prescritas en A.3.3.8 del reglamento NSR-10 y considerando que el numero de vanos equivalente para los muros de estudio no supera los dos, se asume conservadoramente que el sistema no es redundante.

φr	**0.75**

5. Determinación del coeficiente de reducción de sismo R

El capitulo A.3.3.3 del reglamento NSR-10 define que el sismo se puede reducir por un factor R el cual a su vez es reducido por factores de irregularidad en planta, altura y ausencia de redundancia, este factir R está dado por la forma

R=φA*φP*φR*R0 A.3.3-1 NSR-10

φA=	1.00
φP=	1.00
φr=	0.75
R0=	2.5

R=1 * 1 * 0.75 * 2.5 = 1.88

Así mismo el capítulo A.3.1.1 "Procedimiento de diseño" del reglamento NSR-10 en su literal (e) sugiere implementar para el diseño de todos los elementos la fuerza sísmica reducida obtenida como E=Fs/R a las combinaciones de carga preescritas en el titulo B del reglamento y que fueron consideradas en el presente proyecto.

ANEXO J ESQUEMA DE REFORZAMIENTO EN PRIMER NIVEL – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS.

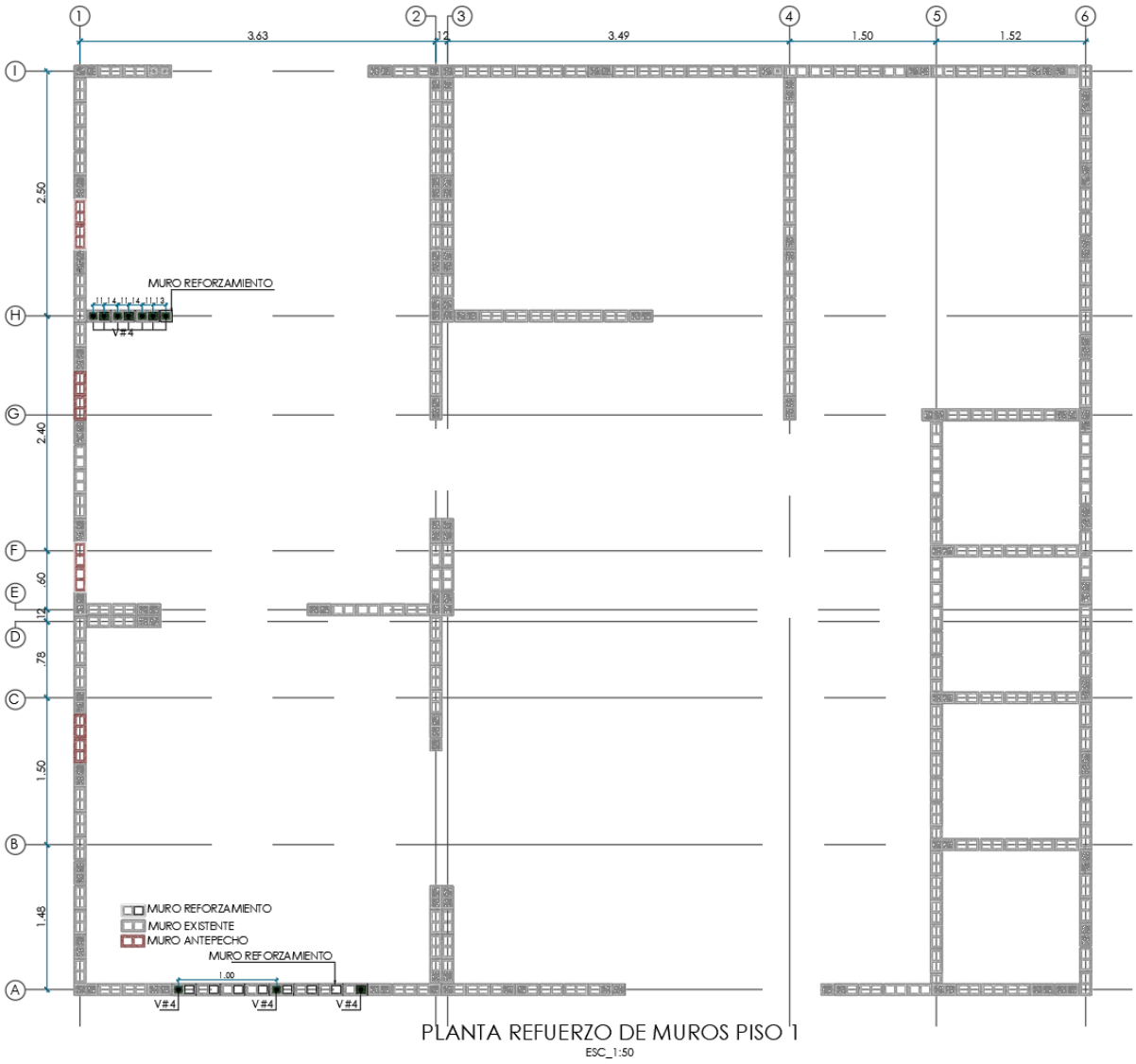


Figura J.1. Muros de reforzamiento en primel nivel - Laboratorio de mezclas

Fuente (Elaboración propia)

ANEXO K DISEÑO DETALLADO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS.

K-1 Asignación de etiquetas o Piers a los muros de mampostería.

Para ejecutar el diseño, en cada uno de los muros de la estructura se deben incorporar piers, sobre los cuales se asigna un acero de refuerzo y posibilita la verificación del cumplimiento de los requisitos de resistencia. La Figura K. muestra su incorporación.

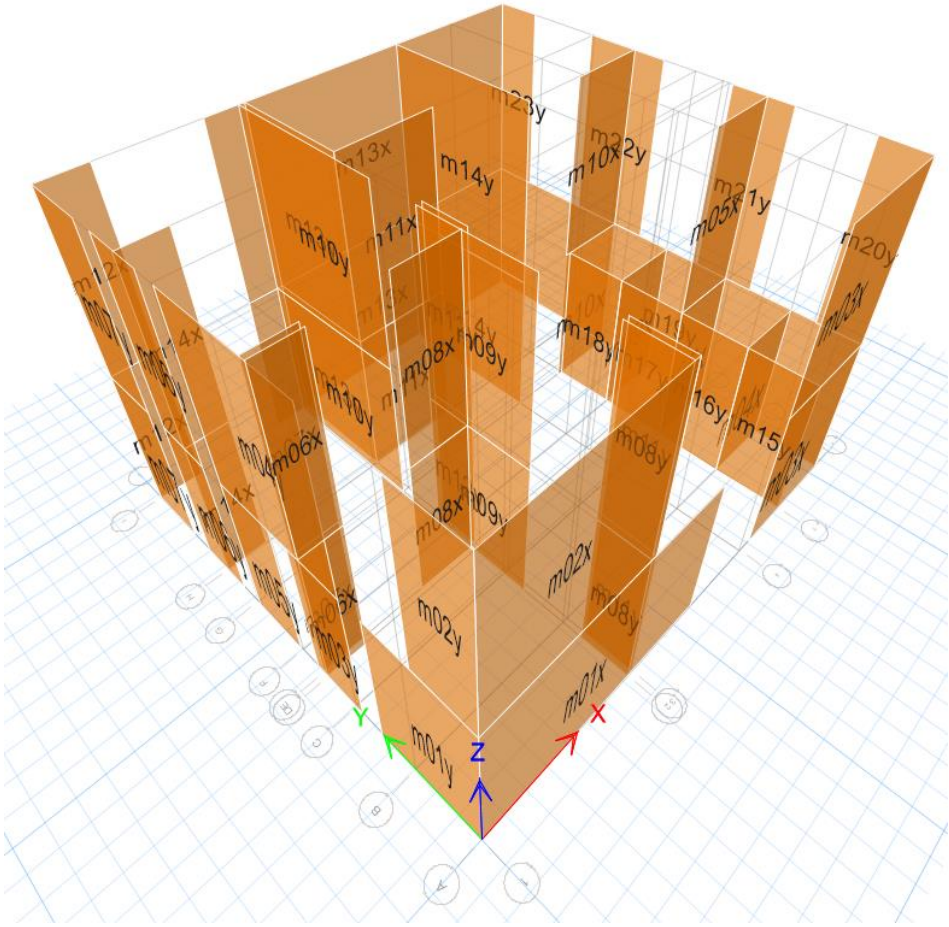


Figura K.1. Piers asignados a los muros de mampostería de la estructura.

Siguiendo un patrón de refuerzo uniforme en cada muro y respetando los valores consignados en la Figura 8.29, se suministraron las áreas de acero que se muestran en la Figura K.2 y Figura K.3.

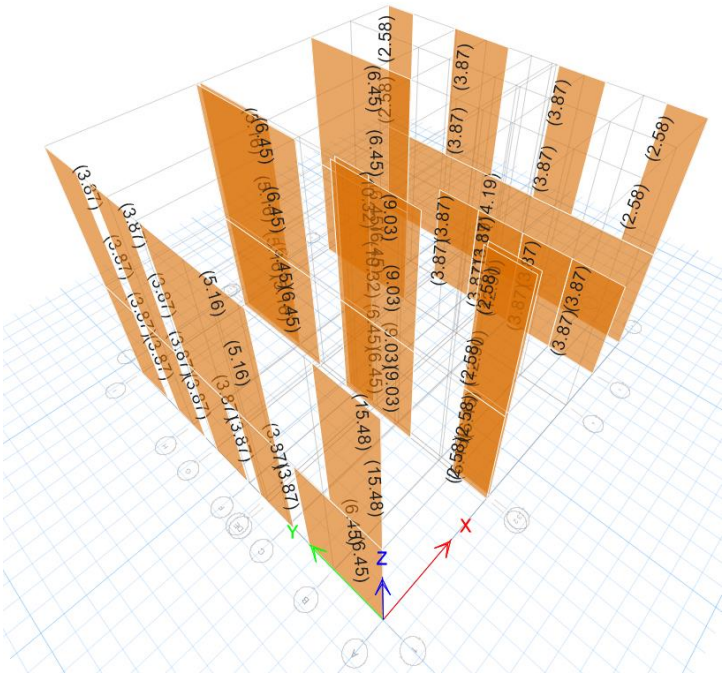


Figura K.2. Asignación de refuerzo muros sentido Y [cm²]

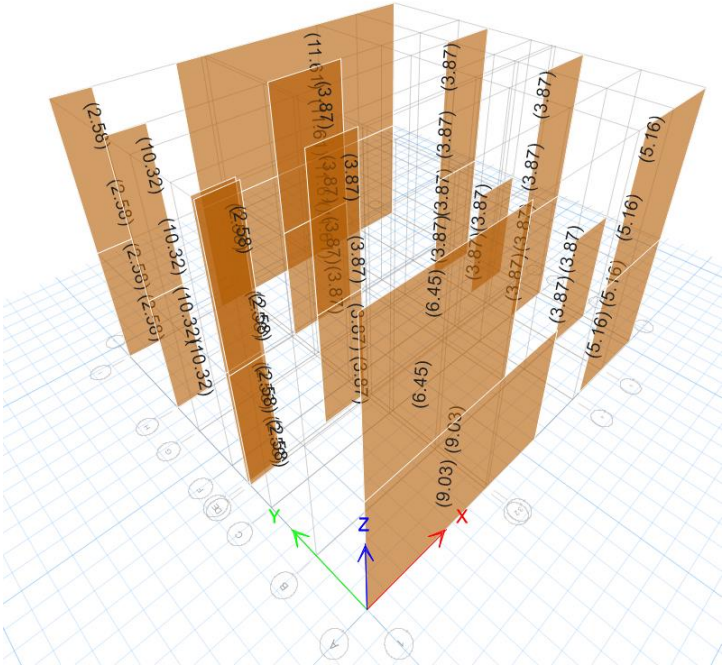


Figura K.3. Asignación de refuerzo muros sentido X [cm²]

El reporte resumen de diseño para cada uno de los muros se consigna en la Tabla K-.

Tabla K-1. Resumen del diseño para muros de mampostería.

TABLE: Shear Wall Pier Design Summary - ACI 530-11 Masonry											
Story	**Pier Label**	**Station**	**Design Type**	**Edge Rebar**	**End Rebar**	**Rebar Spacing**	**D/C Ratio**	**Length**	**Thickness**	**Shear Rebar**	**Warnings**
						m		**m**	**m**	**cm²/m**	
N+3.50	m01x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.71	5.57	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m01x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.66	5.57	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m02x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.62	3.75	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m02x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.36	3.75	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m03x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.71	2.69	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m03x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.53	2.69	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m03x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.39	2.69	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m03x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.71	2.69	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m04x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.17	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m04x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.12	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m05x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.62	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m05x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.18	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m05x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.07	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m05x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.12	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m06x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.45	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m06x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.47	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m06x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.25	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m06x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.22	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m01y	Top	Uniform	N4	N4	0.60	0.94	2.31	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m01y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.60	0.70	2.31	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m02y	Top	Uniform	N4	N4	0.12	0.81	1.32	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m02y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.12	0.68	1.32	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m03y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.21	1.24	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m03y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.38	1.24	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m04y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.68	2.99	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m04y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.66	2.99	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m05y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.35	1.28	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m05y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.38	1.28	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m06y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.52	1.24	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m06y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.44	1.24	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m06y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.21	1.24	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m06y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.23	1.24	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m07x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.26	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m07x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.34	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m07x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.21	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m07x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.19	0.86	0.0823	0.55	No Message

TABLE: Shear Wall Pier Design Summary - ACI 530-11 Masonry											
Story	**Pier Label**	**Station**	**Design Type**	**Edge Rebar**	**End Rebar**	**Rebar Spacing**	**D/C Ratio**	**Length**	**Thickness**	**Shear Rebar**	**Warnings**
						m		**m**	**m**	**cm²/m**	
N+7.5	m08x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.43	1.31	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m08x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.25	1.31	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m08x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.23	1.31	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m08x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.25	1.31	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m07y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.78	1.32	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m07y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.49	1.32	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m07y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.48	1.32	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m07y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.21	1.32	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m08y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.51	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m08y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.54	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m08y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.40	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m08y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.28	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m09x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.14	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m09x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.13	1.56	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m10x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.28	1.67	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m10x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.22	1.67	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m10x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.12	1.67	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m10x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.27	1.67	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m10y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.23	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m10y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.43	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m10y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.16	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m10y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.48	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m11x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.83	2.14	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m11x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.90	2.14	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m11x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.59	2.14	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m11x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.56	2.14	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m11y	Top	Uniform	N4	N4	0.11	0.90	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m11y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.11	0.56	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m11y	Top	Uniform	N4	N4	0.25	0.48	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m11y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.25	0.15	1.06	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m12x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.88	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m12x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.71	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m12x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.52	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m12x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.53	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m12y	Top	Uniform	N4	N4	0.12	0.54	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m12y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.12	0.52	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m12y	Top	Uniform	N4	N4	0.25	0.27	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m12y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.25	0.18	0.93	0.0823	0.55	No Message

TABLE: Shear Wall Pier Design Summary - ACI 530-11 Masonry											
Story	**Pier Label**	**Station**	**Design Type**	**Edge Rebar**	**End Rebar**	**Rebar Spacing**	**D/C Ratio**	**Length**	**Thickness**	**Shear Rebar**	**Warnings**
						m		**m**	**m**	**cm²/m**	
N+7.5	m13x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.18	7.32	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m13x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.64	7.32	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m13x	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.60	7.32	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m13x	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.66	7.32	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m13y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.10	2.50	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m13y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.22	2.50	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m13y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.12	2.50	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m13y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.32	2.50	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m14x	Top	Uniform	N4	N4	0.12	0.47	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m14x	Bottom	Uniform	N4	N4	0.12	0.45	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m14x	Top	Uniform	N4	N4	0.12	0.21	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m14x	Bottom	Uniform	N4	N4	0.12	0.25	0.86	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m14y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.16	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m14y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.54	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m14y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.37	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m14y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.46	3.51	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m15y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.07	1.48	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m15y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.15	1.48	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m09y	Top	Uniform	N4	N4	0.40	0.72	2.37	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m09y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.40	0.56	2.37	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m09y	Top	Uniform	N4	N4	0.40	0.33	2.37	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m09y	Bottom	Uniform	N4	N4	0.40	0.23	2.37	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m16y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.20	1.50	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m16y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.15	1.50	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m17y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.11	1.50	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m17y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.16	1.50	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m18y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.07	1.39	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m18y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.19	1.39	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m19y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.21	9.38	0.0823	0.55	No Message
N+3.50	m19y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.65	9.38	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m20y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.40	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m20y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.77	0.93	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m21y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.44	1.26	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m21y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.38	1.26	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m22y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.53	1.75	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m22y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.65	1.75	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m23y	Top	Uniform	N4	N4	1.00	0.94	0.94	0.0823	0.55	No Message
N+7.5	m23y	Bottom	Uniform	N4	N4	1.00	0.64	0.94	0.0823	0.55	No Message

El muro más cargado tiene un ISE de 0.937 y corresponde al pier M01Y nivel N+3.50. A continuación se presenta su verificación manual acorde con los requisitos mínimos dados en el titulo D del reglamento NSR-10.

MUROS DE MAMPOSTERÍA - M01Y

Especificaciones:

- **Esfuerzo de Fluencia del Acero** : **fy =** **4200 Kg/cm²**
  Es = **2000000 Kg/cm²**

- **Tipo de mamposteria** (ARCILL) ESTRUCTURAL 6.5x12x24 SAN BENITO
  - Largo : 24.0 cm
  - Ancho : 12.0 cm
  - Alto : 6.5 cm
  - Peso : 111.3 Kg/m²

  f'cu= **180 Kg/cm²**

- **Uso de la mampostería** Mamposteria reforzada
- **Grado de ductilidad** DMO

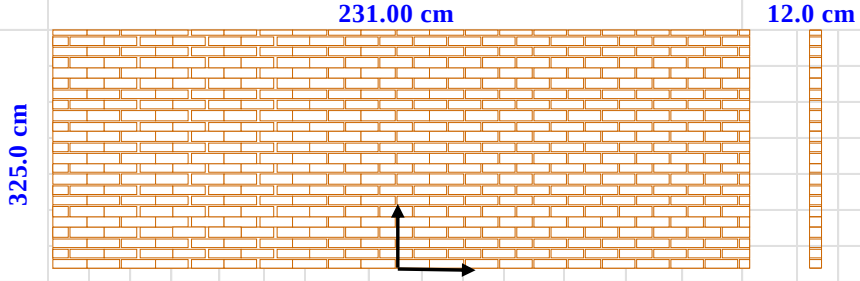
UNIDAD DE MAMPOSTERIA



- **Resistencia a Compresion de morteros**
  - Mortero de Pega : Tipo M **f'cp=** 175 Kg/cm²
  - Mortero de Relleno : **f'cr=** **175 Kg/cm²**

- **Dimensiones del muro**
  - Alto : **325.0 cm**
  - Espesor : **12.0 cm**
  - Largo : **231.0 cm**
  - Número de dovelas **4.00**
  - Recubrimiento **8.75 cm**

Correspondiente al recubrimiento de las dovelas de los extremos del muro



Resistencia Nominal a la compresion de la mampostería f'm D.3.7.6

$$Rm = \left(\frac{2h}{75+3h}\right) f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75+3h}\right) f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu} \qquad D.3.7\text{-}1$$

h : *Altura de la unidad de mamposteria, en mm.*
K_p : *Factor de corrección por absorción de la unidad.*

K_p : *1.4, unidades de concreto*
K_p : *0.8, unidades de arcilla*

h : **65 mm** **Kp :** **0.80**

Rm : **112.6 Kg/cm²** < 0.8f'cu **= 144 Kg/cm²**

$$f'_m = 0.75[rR_m + 0.9k_r(1-r)f'_{cr}] \leq 0.94R_m \qquad D.3.7\text{-}3.$$

Determinación espesor efectivo bef

Nota: Para la determinación del espesor efectivo, se tomará dentro del cálculo el mínimo espesor efectivo probable, correspondiente al mínimo número de dovelas que garanticen las separaciones dadas en D.7 y D.8 para mampostería reforzada y parcialmente reforzada

Número mínimo de bloques	5.00		Área bruta del muro	1488.00	cm2
Número de celdas	10.00		Área celdas vacías	468.00	cm2
Área de la celda	78.00	cm2	Área neta del muro	1020.00	cm2
Número celdas rellenas	**4.00**				
Número de celdas vacías	6.00				

r : *Relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mamposteria.* = **0.69**
K_r : *Factor de corrección por absorción de la unidad en la mamposteria inyectada.* = **0.75**

K_r : *0.90, Para unidades de concreto*
K_r : *0.75, Para unidades de arcilla o sílico - calcáreas*

F'm : **85.7 Kg/cm²** ≤ **106 Kg/cm²** **f'm** **85.7 Kg/cm²**
f'm dis **80.0 Kg/cm²**

Límite inferior
F'm : ***80.0 Kg/cm²***

Independeinte del chequeo anterior, se debe corroborar que la resistencia nominal a la compresión de la mampostería (f'm), obtenida mediante ensayos sobre muérete, realizados de acuerdo a la norma NTC 3495 y cumpliendo lo establecido en D.3.7.2 (NSR10), no sea menor que f'm=80 kg/cm2

Modulos de Elasticidad y Cortante.

- **Mamposteria** **En Arcilla** **Em :** **60000.0 Kg/cm²**

SOLICITACIONES DE CARGA

PARALELO AL PLANO				PERPENDICULAR AL PLANO			
Carga axial Pu	=	120.85	kN	Cortante Vu	=	1.640	kN
Cortante Vu	=	66.11	kN	Momento Mu	=	4.713	kN-m
Momento Mu	=	50.71	kN-m				

VALORES DE F SEGÚN TIPO DE CARGA

PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO

Flexión y flexocompresión	=	0.80
Cortante	=	0.60

PARALELO AL PLANO DEL MURO

Flexión	=	0.85
Compresión y flexo - comp	=	0.60
Cortante	=	0.60

DISPOSICIÓN DEL REFUERZO EN MUROS

De la información previa se tiene que

Número de dovelas	=	4.00	t'	=	**8.23 cm**
Recubrimiento	=	**8.75 cm**			

id Dovela	Coord x (m)	Denom	id Dovela	Coord x (m)	Denom	id Dovela	Coord x (m)	Denom
1	-1.068	#4	6	0.0000	#4	11	0.00	#4
2	-0.36	#4	7	0.00	#4	12	0.00	#4
3	0.36	#4	8	0.00	#4	13	0.00	#4
4	1.07	#4	9	0.00	#4	14	0.00	#4
5	0.00	#4	10	0.00	#4	15	0.00	#4

Nota: La hoja de cálculo se encuentra programada para un total de máximo 15 dovelas distribuidas en todo el muro. Su coordenada se mide desde el centro plástico del elemento el cual se asume que estará ubicado en la mitad de la longitud total del muro de análisis

Separación máxima entre dovelas	0.71	m	
Separación máxima permitida	1.20	m	Mamposteria reforzada

RESISTENCIA PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN (D.5.5)

La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin excentricidad, se obtiene de la siguiente forma

$$P_o = 0.80 f'_m \left(A_e - A_{st}\right) + A_{st} f_y \le f'_m A_e \qquad \text{(D.5.5-1)}$$

f'm	=	Resistencia a la compresión murete de mampostería	=	8.00	Mpa
Ae	=	Área efectiva de la sección de mampostería	=	102000.00	mm2
Ast	=	Área total de acero de refuerzo en la sección del muro	=	516.00	mm2
fy	=	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	=	420.00	MPa

$P_o = 0.80 f'_m \left(A_e - A_{st}\right) + A_{st} f_y$ = 866.22 kN

$f'_m A_e$ = 816.00 kN

$Po =$ ***816.0 kN***

- **Reducción de resistencia axial por esbeltez**

El efecto de esbeltez del muro en la resistencia nominal para carga axial se obtiene por medio de Re

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t}\right]^2 \quad \text{para } h'/t \le 30 \qquad \text{(D.5.5-2)}$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'}\right]^2 \quad \text{para } h'/t > 30$$

* *Tipo de muro*	**Apoyado lateralmente arriba**	* *h'*	**325.00 cm**
		* *h'/t*	**27.08**

Re= **0.584** **D.5.5-2**

- **Resistencia nominal para carga axial**

$P_n = 0.80 P_o R_e$ = ***381.4 kN***

- **Máxima resistencia de diseño para carga axial**

Se debe determinar el valor de reducción f

Determinación de la carga balanceada

$P_b = 0.8 f'_m b a_b$ Donde a_b, es igual a: $a_b = 0.85 d \dfrac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \dfrac{f_y}{E_s}}$

d	=	Se puede aproximar a lw (Longitud del muro)	=	2310.00	mm
emu	=	Deformación máxima de la mampostería	=	0.003	
Es	=	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	=	200000	Mpa

ab	=	1155.00	mm	
Pb	=	608.05	kN	
0.25Pb	=	152.01	kN	

Chequeo de carga última de resistencia

- Si $P_u < 0.1\, f'_m\, A_e$ ó $0.25\, P_b$, entonces: si $P_u > 0.1\, f'_m\, A_e$ ó $0.25\, P_b$, $\phi = 0.60$

$$\phi = 0.85 - 0.25\frac{P_u}{0.1 f'_m A_e} \quad \text{Si } 0.1\, f_m\, A_e < 0.25\, P_b$$

si no:

$$\phi = 0.85 - 0.25\frac{P_u}{0.25 P_b}$$

Pu	=	120.85	kN				
0.1f'm*Ae	=	81.60	kN	φ	=	0.65	
0.25*Pb	=	152.01	kN				

$\varphi Pn = \varphi * 0.8 * P0 * Re$ = ***248.4 kN*** > ***120.9 kN*** OK

RESISTENCIA A FLEXIÓN SIN CARGA AXIAL D.5.6

Este caso no es aplicable al diseño de muros de mampostería como sistema principal de resistencia sísmica, pues el peso propio de los elementos y las cargas sobreimpuestas siempre generarán carga axial.

DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A SU PLANO D.5.7

$0.1 * f'm * Ae =$ ***81.6 kN*** < ***120.9 kN*** **Requiere verificación con diagramas de interacción**

- **Resistencia a flexión para muros con carga axial menor que 0.1f'm*Ae**

$$M_u \le \phi R_e M_n \qquad \text{(D.5.7-1)}$$

Re = Valor de reducción por esbeltez = 0.58

$$M_n = A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad \text{(D.5.7-2)}$$

Donde

$$A_{se} = \frac{A_s f_y + P_u}{f_y} \qquad \text{(D.5.7-3)}$$

Ase = 803.74 mm2

$$a = \frac{A_s f_y + P_u}{0.80 f'_m b} \qquad \text{(D.5.7-4)}$$

a = 22.83 mm

Mn	=	***16.4 kN-m***				
$\varphi * Re * Mn$	=	***7.7 kN-m***	>	***4.7 kN-m***	OK	

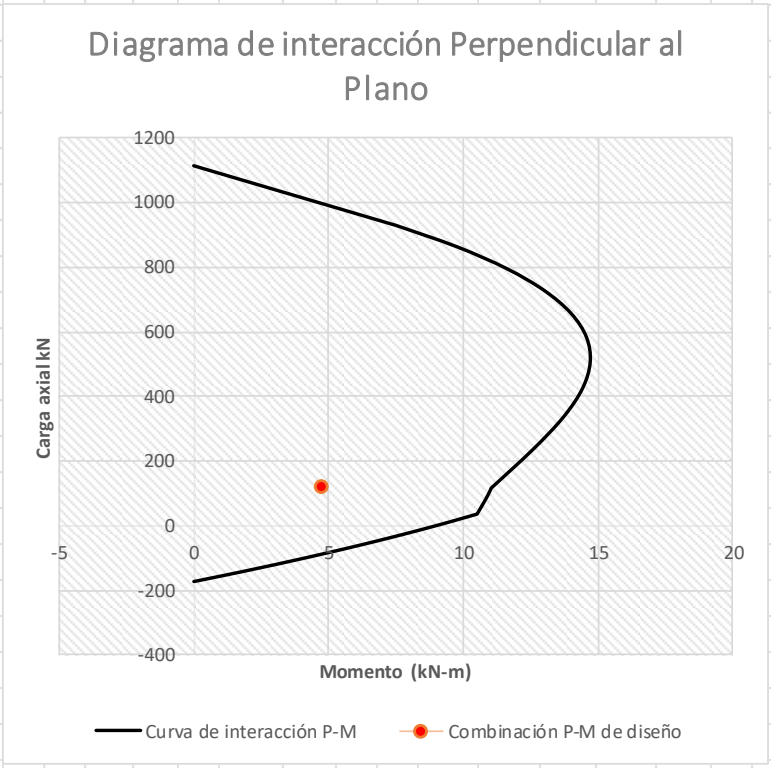
- **Resistencia a flexión para muros con carga axial mayor que 0.1f'm*Ae**

Se debe cumplir que la relación de esbeltez h'/t no sea mayor que 30, y el momento de diseño debe cumplir la siguiente expresión

$$M_u \leq \phi R_e M_n \qquad \text{(D.5.7-5)}$$

$\varphi * Re * Mn$ Se obtiene de la interacción entre momento y carga axial

h'/t	27.08	<	30.00	OK



Dado que la combinación P-M se encuentra dentro del diagrama de interacción, el muro chequea para flexión perpendicular a su plano

- **Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano**

Se debe cumplir la siguiente condición

$$V_u \le \phi V_n \qquad \text{(D.5.7-6)}$$

Donde

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \qquad \text{(D.5.7-7)}$$

Amv	=	Área efectiva para determinar esfuerzos cortantes			=	190016.13	mm2

Vn	=	***89.6 kN***			
φVn	=	***53.7 kN***	>	1.64	OK

DISENO DE MUROS EN LA DIRECCION PARALELA A SU PLANO D.5.8

- **Resistencia mínima a la flexión D.5.8.2**

Cuando Pu < 0.25Pb o <0.1f'm*Ae, el modo de falla predominante es la flexión

Pu	=	120.85	kN	
0.1f'm*Ae	=	81.60	kN	NO CHEQUEAR
0.25*Pb	=	152.01	kN	

Se debe cumplir la siguiente relación

$$M_n \ge \alpha M_{cr} \qquad \text{(D.5.8-1)}$$

α	=	1.8 para mampostería con todas sus celdas inyectadas y 3 para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo	=	3.00	
Mcr	=	Momento de agrietamiento del muro de mampostería	=	43.45	kN-m

$$M_{cr} = \frac{b \ell_w^2}{6} f_r \qquad \text{(D.5.8-2)}$$

b	=	Ancho efectivo de la sección	=	82.26	mm
lw	=	Longitud horizontal del muro	=	2310.00	mm
fr	=	Módulo de ruptura de la mampostería	=	0.59	Mpa

- Para mampostería totalmente inyectada:

$f_r = 0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6MPa$

- Para mampostería donde sólo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo:

$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8MPa$

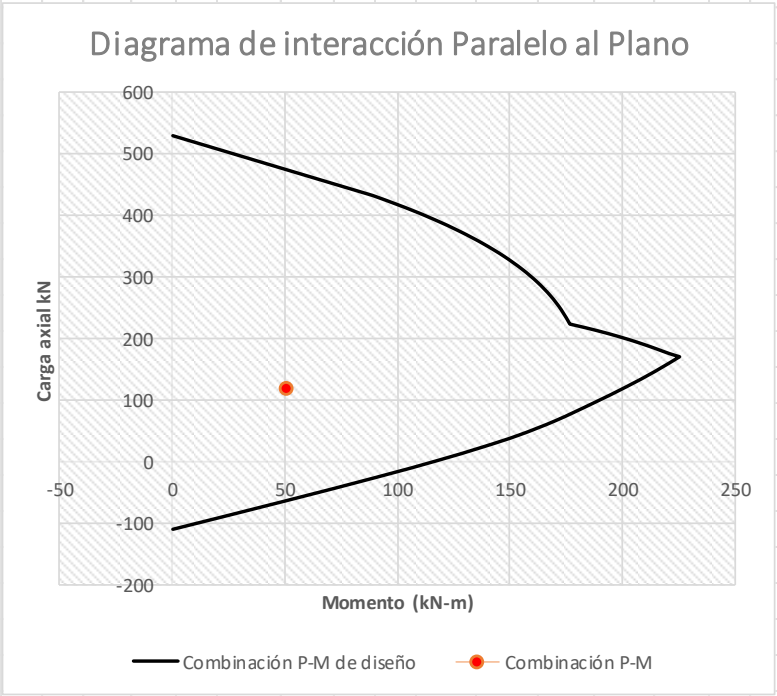
fr	=	0.59	Mpa			
Mcr	=	43.45	kN-m			
αMcr	=	***130.4 kN-m***		>	***50.7 kN-m***	OK

- **Resistencia a la flexo-compresión D.5.8.3**

El momento de diseño Mu, que acompaña a la carga axial Pu debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.8.2 para el nivel de carga Pu

$$M_u \leq \phi M_n \qquad \text{(D.5.8-3)}$$

Mn se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial.



Dado que la combinación P-M se encuentra dentro del diagrama de interacción, el muro chequea para flexocompresión

- **Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro D.5.8.4**

Se debe cumplir la siguiente condición

$$V_u \le \phi V_n \qquad \text{(D.5.8-4)}$$

Donde

$$V_n = V_m + V_s \qquad \text{(D.5.8-5)}$$

Relación Mu/Vu*d

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.42$$

El valor del cortante nominal resistido por la mampostería Vm depende de la relación Mu/Vu*d

$\frac{M_u}{V_u d}$	V_m
$\frac{M_u}{V_u d} \le 0.25$	$V_m = 0.30 A_{mv}\sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$V_m = \left[0.33 - 0.13\left(\frac{M_u}{V_u d}\right)\right] A_{mv}\sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$\frac{M_u}{V_u d} \ge 1.00$	$V_m = 0.20 A_{mv}\sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$

Amv	=	Área efectiva para determinar esfuerzos cortantes	=	190016.13	mm2
f'm	=	Resistencia a la compresión de la mampostería	=	8.00	Mpa
Pu	=	Carga axial de diseño	=	120850.00	N
Mu	=	Momento de diseño paralelo al plano	=	5.07E+07	N-mm
Vu	=	Cortante de diseño paralelo al plano	=	66110.00	N
d	=	0.8lw	=	1848.00	mm

Vm = ***178.6 kN*** > ***66.1 kN*** OK

No Requiere ref. cortante

Independientemente de que el muro de mampostería resista la cortante de diseño, se debe proporcionar una cuantía mínima según los requisitos dados en D.7 y D.8

El cortante nominal resistido por el refuerzo horizontal de cortante Vs, se calcula de la siguiente forma

$$V_s = \rho_n f_y A_{mv} \qquad \text{(D.5.8-7)}$$

Disposición de escalerilla

2	#	**Φ5.5mm**	@	**0.33 m**	As =	1.44	cm2/m	

$$\rho_n = \frac{A_v}{sb}\eta \qquad \text{(D.5.8-8)}$$

η = Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

η =	0.35	Refuerzo de junta
ρn =	0.00061	

Vs = ***48.9 kN***

$V_n = V_m + V_s$ = ***227.5 kN***

φVn = ***136.5 kN*** > 66.11 OK

Adicionalmente, el cortante nominal Vn, no debe exceder de los valores máximos dados a continuación

$\frac{M_u}{V_u d}$	máximo valor permitido para V_n
$\frac{M_u}{V_u d} \le 0.25$	$0.50 A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M_u}{V_u d}\right)\right] A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$\frac{M_u}{V_u d} \ge 1.00$	$0.33 A_{mv}\sqrt{f'_m}$

Vn max = ***249.7 kN*** > 227.46 OK

- **Determinación de las cuantías horizontales y verticales:**

ρv =	0.0027	>	0.00070	OK
ρh =	0.0025	>	0.00070	OK
$\rho v + \rho h$ =	0.0052	>	0.0020	OK

DISPOSICIÓN FINAL DEL REFUERZO

Refuerzo vertical	**1**	#	**#4**	@	**0.71 m**
Refuerzo horizontal	**2**	#	**Φ5.5mm**	@	**0.33 m**

ANEXO L DISEÑO DETALLADO DE LOSA DE ENTREPISO – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS.

L-1 Losa entrepiso

L-1.1 Esfuerzos obtenidos de modelo estructural

L-1.1.1 Cortante V13 Envolvente máxima y mínima [kN]

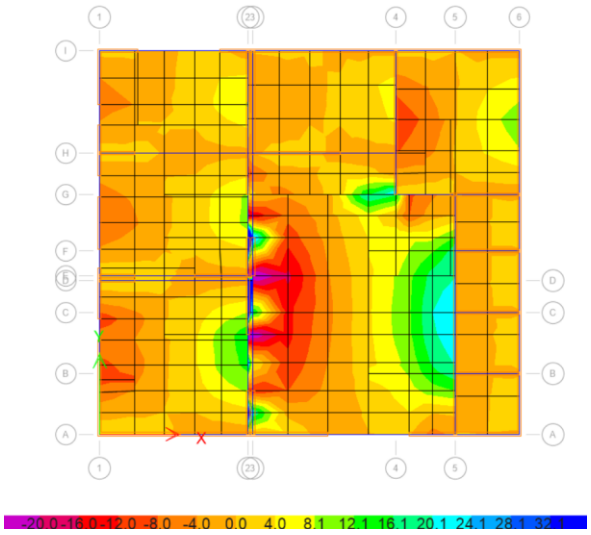


Figura L.1. Cortantes máximas dirección 13 [kN]

L-1.1.2 Cortante V23 Envolvente máxima y mínima [kN]

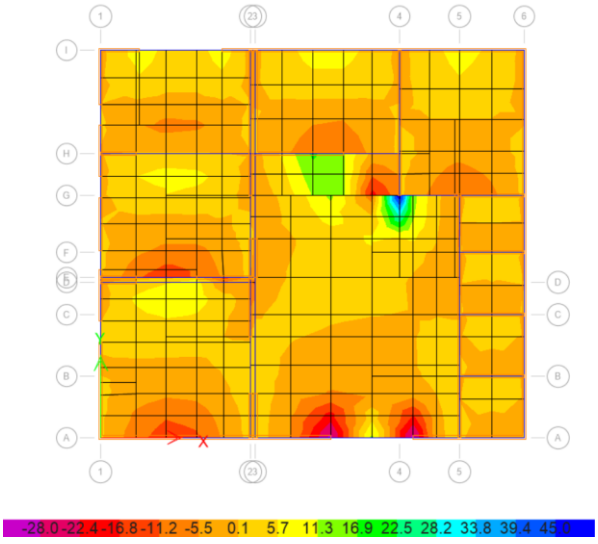


Figura L.2. Cortantes máximas dirección 23 [kN]

L-1.1.3 Momento 11 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

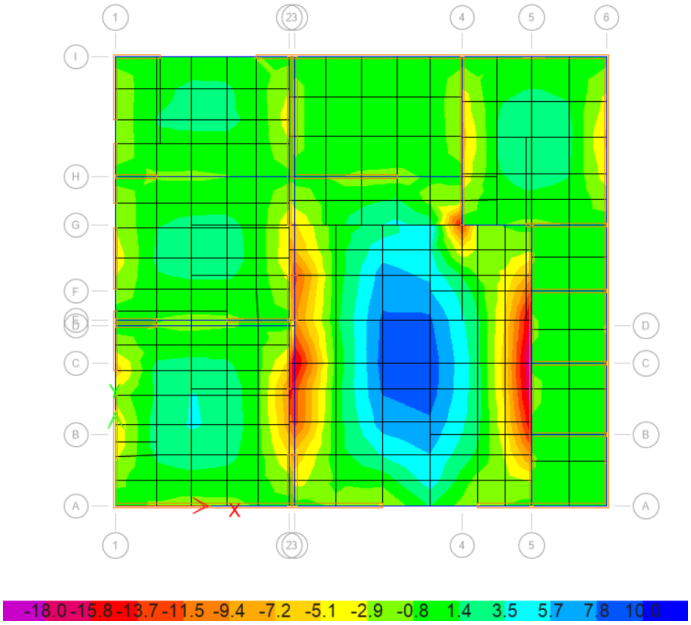


Figura L.3. Momentos máximos dirección 11 [kN-m]

L-1.1.4 Momento 22 Envolvente máxima y mínima [kN-m]

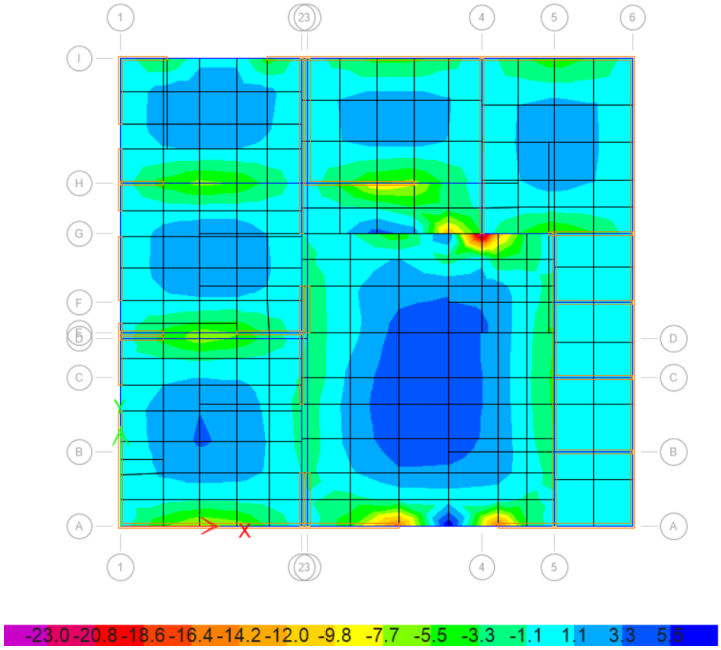


Figura L.4. Momentos máximos dirección 22 [kN-m]

L-1.2 Diseño para esfuerzos

ESPECIFICACIONES GENERALES

Concreto	f'c	28 MPa	Ec	24870 MPa
Acero	fy	420 MPa	Ey	210000 MPa

CATEGORIA Y CLASE DE EXPOSICION (TABLA C.4.2.1) REQUISITOS (TABLA C.4.3.1)

CATEGORÍA	*SEVERIDAD*	*CLASE*	A/C Max	f'c min	Tipo de Cemento
• CONGELAMIENTO	NO ES APLICABLE	F0	0.50	28 MPa	Sin restricciones en el tipo
• SULFATOS	NO ES APLICABLE	S0			
• PERMEABILIDAD	NO ES APLICABLE	P0			
• CLORUROS	NO ES APLICABLE	C0			
• QUIMOS	NO ES APLICABLE	Q0			

CORTANTE EN LOSA ENTREPISO 20cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V13)

Vd maxima: **32.00 kN**

CORTANTE EN LOSA ENTREPISO 20cm PARA ENVOLVENTE DE DISEÑO (V23)

Vd maxima: **45.00 kN**

MOMENTO EN LOSA ENTREPISO 20cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MAXIMA **M11+**

M maxima: **9.800 kN-m**

MOMENTO EN LOSA ENTREPISO 20cm (SENTIDO HORIZONTAL) ENVOLVENTE MÍNIMA **M11-**

M minima: **-18.000 kN-m**

MOMENTO EN LOSA ENTREPISO 20cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MAXIMA **M22+**

M maxima: **5.500 kN-m**

MOMENTO EN LOSA ENTREPISO 20cm (SENTIDO VERTICAL) ENVOLVENTE MÍNIMA **M22-**

M minima: **-23.000 kN-m**

DISEÑO A CORTANTE - LOSA ENTREPISO 20cm

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad \text{C.11-1}$$
$$Con\ \emptyset V_n = \emptyset V_c \quad \text{C.11-2}$$

Ecuación C.11-3

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt[2]{f'c} \cdot \lambda \cdot b \cdot d$$

φ	0.75
λ	1.00
b	100 cm
d	10 cm

Vc	93.24 kN
φVc	**69.93 kN**

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

φVud	**45.00 kN**	≤	**φVc**	**69.9 kN**	bien	ISE	=	**0.64**

DISEÑO A FLEXION - LOSA ENTREPISO 20cm

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{asum} \leq \rho_{max}$$

$$As = \rho_{asum} * b * d \quad \text{Para flexión}$$
$$As = \rho_{asum} * b * h \quad \text{Para retracción y temperatura}$$

El valor de ρmin se obtiene como sigue:

Tipo de elemento **LOSA**

*** Cuantía mínima por retracción y temperatura y elemento**

La tabla C.7.12 de la NSR-10 define los valores de cuantía mínima para efectos de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas. Así mismo, el capítulo C.14 y C.21.9, establecen las cuantías mínimas horizontal y vertical en muros estructurales

Así mismo, se define la cuantía mínima vertical y horizonal sobre sección bruta de concreto según el tipo de elemento.

Cuantía mínima para refuerzo vertical	0.0018	-->	As	3.60 cm²
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	0.0018	-->	As	3.60 cm²

El refuerzo de retracción y temperatura puede repartirse en la sección bruta de concreto teniendo en cuenta el número de parrillas dispuestas.

Acero mínimo para refuerzo vertical	-->	As	3.60 cm²
Acero mínimo para refuerzo horizontal	-->	As	3.60 cm²

*** Cuantía mínima por flexión**

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt[2]{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$$ C-10.3

Cuantía mínima flexión	0.0033	-->	As 3.42 cm²

*** Cuantía máxima**

ρbal	0.0217			
ρmax	0.013563	-->	φ	0.90

REFUERZO HORIZONTAL

Mu	**18.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90		
		h	20 cm	Rn	1.86 N/cm²		
		recubrimiento	9.0 cm	ρ	0.004620833	(cuantía requerido por flexion)	
		d	10.4 cm	As	4.79 cm²	(Acero requerido por flexión)	
	Número de Parrillas		1	Ass	4.79 cm²	(Acero mínimo a suministrar)	
				use	**#4**	**@20.0cm**	OK

Chequeo deformacion del acero

$a = \frac{As\ fy}{0{,}85 f'c * b * d}$ $C = \frac{a}{\beta 1}$ $\varepsilon s = 0{,}003 \frac{d-C}{c}$ $\phi = 0{,}483 + 83.33\varepsilon s$

$0.65 \le \phi \le 0.90$

Acero suministrado

As	6.45 cm²	**a**	1.13824	**Mn**	**26.54 kN-m**
d	10.37 cm	**c**	1.3391		
b	100 cm	**εs**	0.02224	**φMn**	**23.88 kN-m**
ρ	0.0062	**φ**	0.90	**ISE**	**0.75** OK

REFUERZO VERTICAL

Mu	**23.000 kN-m**	b	100 cm	φ	0.90	
		h	20 cm	Rn	2.46 N/cm²	
	recubrimiento		9.0 cm	ρ	0.006201199	(cuantía requerido por flexion)
		d	10.4 cm	As	6.43 cm²	(Acero requerido por flexión)
	Número de Parrillas		1	Ass	6.43 cm²	(Acero mínimo a suministrar)
				use	**#4**	**@20.00cm** OK

Chequeo deformacion del acero

$a = \frac{As\ fy}{0{,}85 f'c\ d}$ $C = \frac{a}{\beta 1}$ $\varepsilon s = 0{,}003 \frac{d-C}{c}$ $\phi = 0{,}483 + 83.33\varepsilon s$

$0.65 \le \phi \le 0.90$

As	6.45 cm²	**a**	1.13824	**Mn**	**26.54 kN-m**
d	10.37 cm	**c**	1.3391		
b	100 cm	**εs**	0.02224	**φMn**	**23.88 kN-m**
ρ	0.0062	**φ**	0.90	**ISE**	**0.96** OK

Resumen de diseño de losa entrepiso 20cm

f'c	28 MPa
Espesor	20 cm
Refuerzo Horizontal	4 @ 20cm
Refuerzo Vertical	4 @ 20cm

ANEXO M REPORTE DE DISEÑO VIGAS DE ENTREPISO Y CUBIERTA – AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS.

A continuación, se presenta el reporte de diseño de todas las vigas que conforman la estructura de ampliación.

M-1 Nivel N+3.50

M-1.1 Secciones y etiquetas

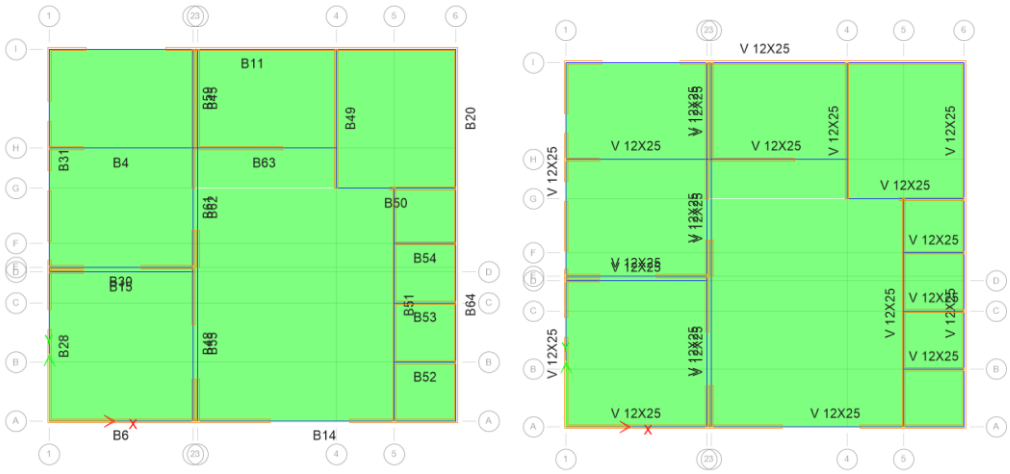


Figura M.1. Secciones y etiquetas incorporadas N+3.50

M-1.2 Áreas de refuerzo longitudinal [cm²]

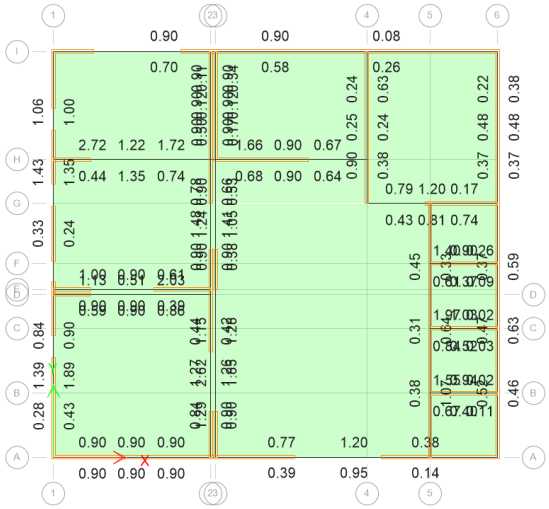


Figura M.2. Áreas de refuerzo longitudinal obtenidas del modelo N+3.50

M-1.3 Áreas de refuerzo transversal [cm²/m]

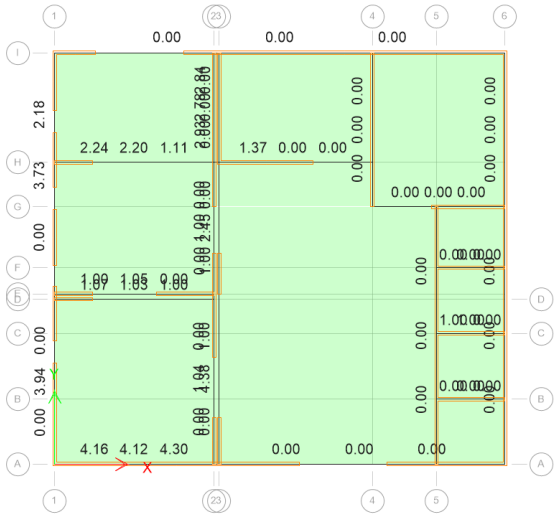


Figura M.3. Áreas de refuerzo longitudinal transversal del modelo N+3.50

M-2 Nivel N+7.50

M-2.1 Secciones y etiquetas

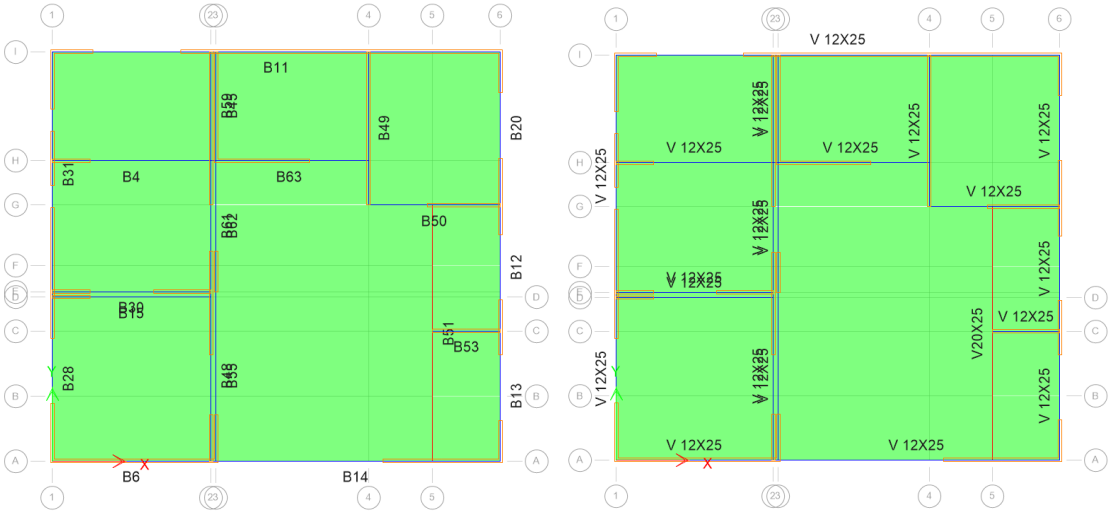


Figura M.4. Secciones y etiquetas incorporadas N+7.50

M-2.2 Áreas de refuerzo longitudinal [cm²]

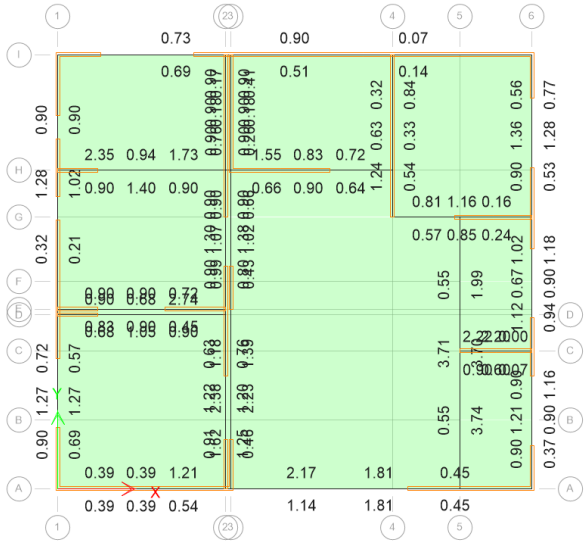


Figura M.5. Áreas de refuerzo longitudinal obtenidas del modelo N+7.50

M-2.3 Áreas de refuerzo transversal [cm²/m]

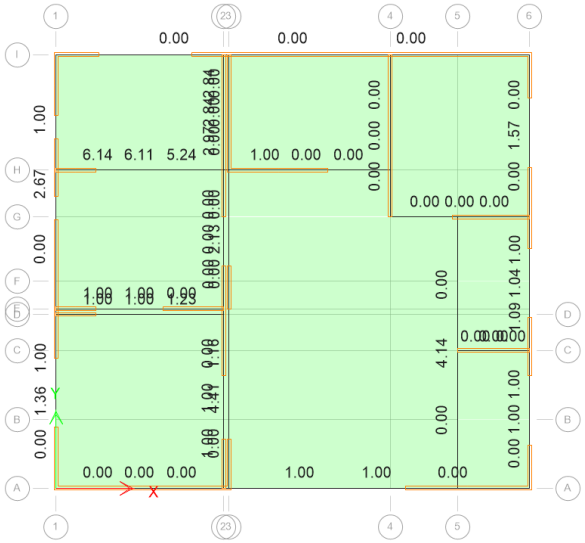
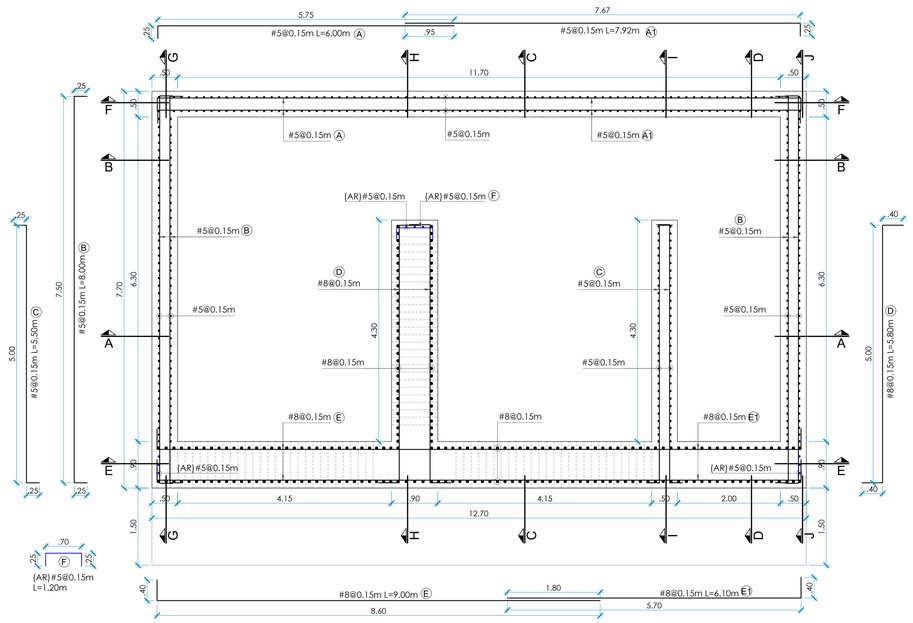
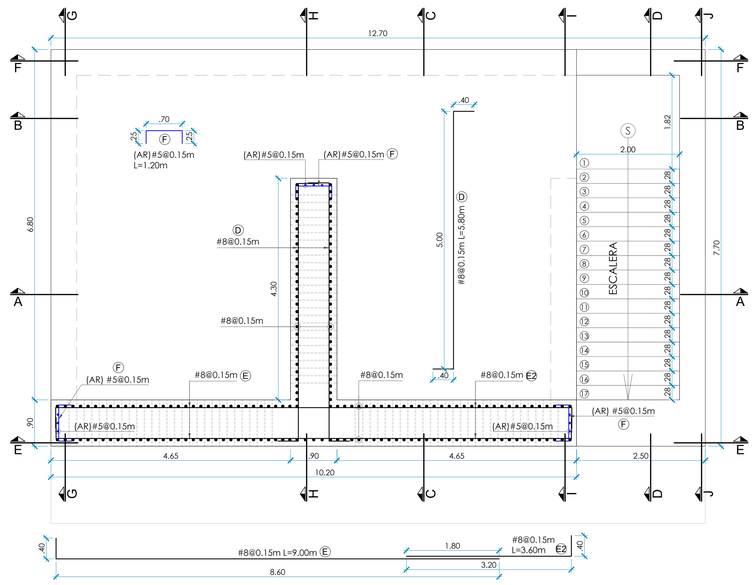


Figura M.6. Áreas de refuerzo longitudinal transversal del modelo N+7.50

ANEXO N PLANOS DE DETALLE DE LOS ELEMENTOS DISEÑADOS

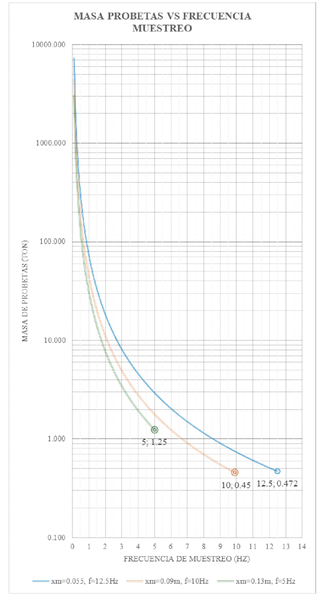


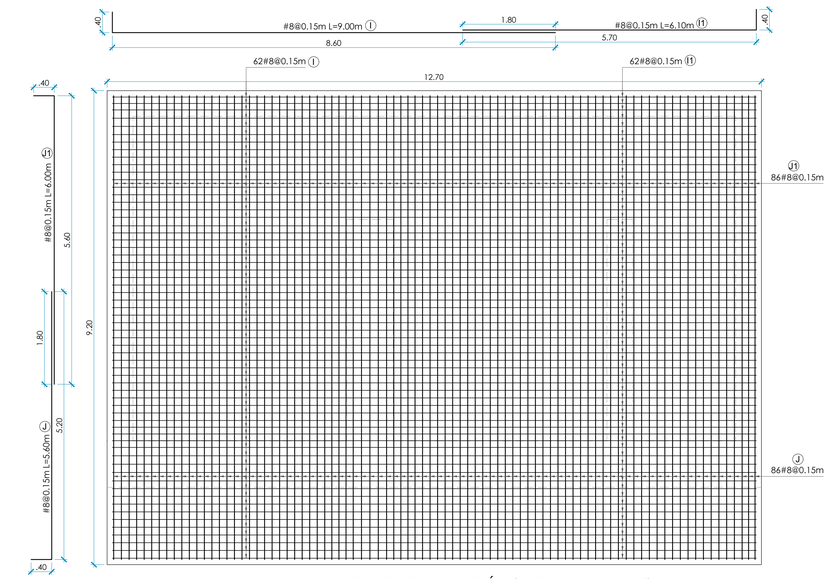
PLANTA BAJA REFUERZO DE MUROS
ESC_1:50



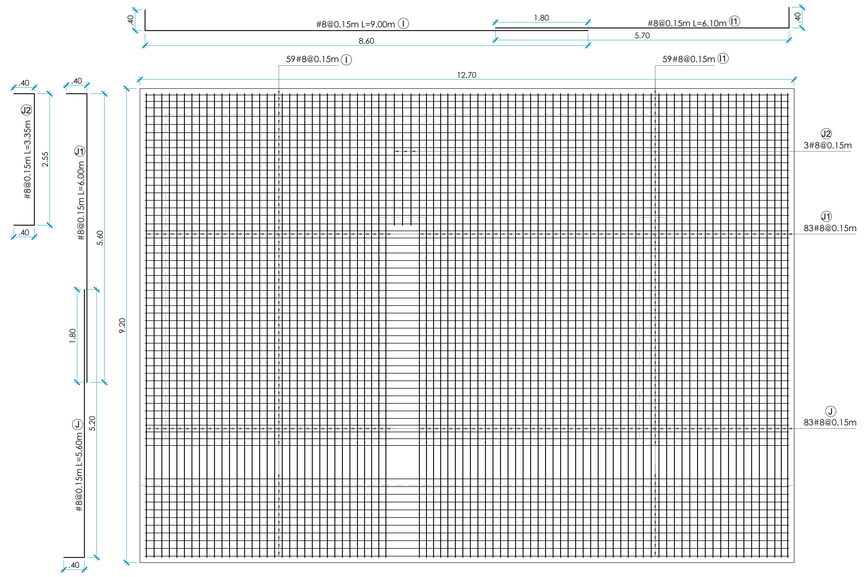
PLANTA ALTA REFUERZO DE MUROS
ESC_1:50

ABACO: LÍMITES DE PESO EN PROBETAS DE ENSAYO PARA GARANTIZAR LA CAPACIDAD MÁXIMA DEL ACTUADOR





PLANTA REFUERZO LOSA DE CIMENTACIÓN (PARRILLA INFERIOR)
ESC_1:50



PLANTA REFUERZO LOSA DE CIMENTACIÓN (PARRILLA SUPERIOR)
ESC_1:50

ESPECIFICACIONES DISEÑO PLATAFORMA EXPERIMENTAL

Para el diseño de la estructura se tienen en cuenta las disposiciones establecidas en el reglamento NSR-10, AIS180-13, ACI 350.3-20, ACI 350.3-06, ACI 318-14, ACI 224R-01, ACI 351-3R-18, NEHRP NIST-GCR-12-917-21

CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO:

CARGAS DE ACTUADORES:
- Actuador 244.23 de MTS con una capacidad máxima de 160kN

CARGAS VIVAS IMPUESTAS
- Carga viva de almacenamiento pesado: Losa inferior: 12kN/m²

SOBRECARGAS IMPUESTAS
- Presión lateral permanente por estructuras aledañas: 10.56kN/m²
- Sobrecarga permanente debido a equipos adicionales: 3kN/m²

EMPUJES DE TIERRA
- Estático: 24.65kN/m² (triangular)
- Seudoestático: 5.07kN/m² (triangular)

PRESIONES LATERALES POR SISMO INERCIAL
- Estático: 15.36 kN/m²

NOTA: VER DOCUMENTO TESIS PARA UBICACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO.

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

- Peso específico del suelo: 16.1 kN/m³
- Ángulo de fricción interna: 18°
- Profundidad nivel freático: 4.0m
- Tipo de cimentación: Losa de cimentación.
- Capacidad admisible del suelo: 257kPa.
- Perfil Sísmico del suelo: Suelo tipo D
- Velocidad promedio de la onda de corte Vs: 283m/s

LIMITACIONES EN LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

- El sistema Losa Muro de reacción podrá ser utilizado para la ejecución de pruebas estáticas, cíclicas, pseudo-dinámicas (PsD), ensayos en tiempo real como extensión de PsD, ensayos de aplicación de fuerza efectiva.
- La máxima carga resistente para el muro de reacción corresponde a la acción conjunta en fase o desfase de 2 actuadores tipo MTS 244.23, con una capacidad individual de 160kN.
- Los actuadores de las series 244.20, 244.21, 244.22, con capacidades individuales de 68kN, 50kN y 100 kN respectivamente podrán ser incorporados en la plataforma experimental garantizando su correcta operatividad.
- La máxima frecuencia de operación de cada actuador MTS deberá ser de 12.5Hz. Frecuencias superiores pueden inducir fenómenos de resonancia en la estructura que amplifiquen esfuerzos y deformaciones y distorsionen los resultados.
- Dada la restricción en altura, podrán ensayarse estructuras a escala real de máximo 4m.
- Para establecer las máximas masas de probetas a ensayarse que garanticen la frecuencia de operación y capacidad del actuador, deberá implementarse el ábaco. Podrán realizarse extrapolaciones si se requiere.
- El sistema Losa-Muro de reacción permitirá el montaje de sistemas de Marco de Pruebas con capacidades máximas de 50kN por apoyo. En caso de requerirse una mayor capacidad deberá informarse para realizar la verificación pertinente.

NOTA:
EL CONJUNTO DE PLANOS INCLUIDOS EN ESTE ÍNDICE NO ES VALIDO PARA CONSTRUCCIÓN SIN LA APROBACIÓN POR PARTE DE LA CURADURÍA COMPETENTE. NO SE ASUME RESPONSABILIDAD ALGUNA POR EL USO DE LOS PRESENTES PLANOS EN CASO DE NO CONTAR CON ESTA APROBACIÓN.

NOMENCLATURA DESPIECES DE CONCRETO REFORZADO

VC5
A
3#5L=3.00m
3E#3@20L=1.00m
B C D
E F G H

A: IDENTIFICADOR DE VIGA
B: NUMERO DE BARRAS
C: DIAMETRO DE LA BARRA
D: LONGITUD DE LA BARRA
E: NUMERO DE ESTRIBOS
F: DIAMETRO DE LA BARRA
G: SEPARACION DE ESTRIBOS
H: LONGITUD DEL ESTRIBO

RECOMENDACIONES DE IMPRESIÓN

ESTOS PLANOS DEBEN SER IMPRESOS CON LOS COLORES ESTABLECIDOS EN LOS ARCHIVOS .PDF ENTREGADOS, DE ESTA MANERA CONSERVAN LA CONVENCION DE LOS ELEMENTOS PRESENTADOS

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

LA INFORMACION DE LOS DESPIECES DEBE SER VERIFICADA POR EL CONSTRUCTOR

ESPECIFICACIONES CONSTRUCCIÓN

- Se prohíbe efectuar cualquier cambio estructural sin autorización escrita del ing. Calculista.
- Todas las dimensiones y niveles deberán verificarse en obra, corroborando que el terreno sobre el que se implanta esta estructura corresponde a lo encontrado en sitio. De otra manera, deberá informarse para establecer los procedimientos a seguir.
- Para estructuras con resistencia a la compresión de 5000 PSI resistentes a la abrasión, la relación agua cemento máxima será de 0.40, el tamaño máximo del agregado es de $\frac{3}{4}$", el mínimo contenido de material cementante por metro cúbico de concreto es de 380kg.

CUADRO DE GANCHOS Y TRASLAPOS

# Barra	Db.	Ganchos	TRACCIÓN						COMPRESIÓN
			Long. Desarrollo	Long. Desarrollo	Traslapo A		Traslapo B		Traslapo
			REF. INFERIOR	REF. SUPERIOR	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	
3	0.95	15	30	45	30	45	45	55	30
4	1.27	20	45	60	45	60	60	75	40
5	1.59	25	55	70	55	70	70	95	50
6	1.91	30	65	85	65	85	85	110	60
7	2.22	35	95	125	95	125	125	160	70
8	2.54	40	110	140	110	140	140	180	75

NSR-10 *Medidas en Centimetros *Resistencia del Concreto: 35MPa *Resistencia del acero: fy=420MPa

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL LOSA-MURO DE REACCIÓN DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

1. EST - PLATAFORMA EXPERIMENTAL - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

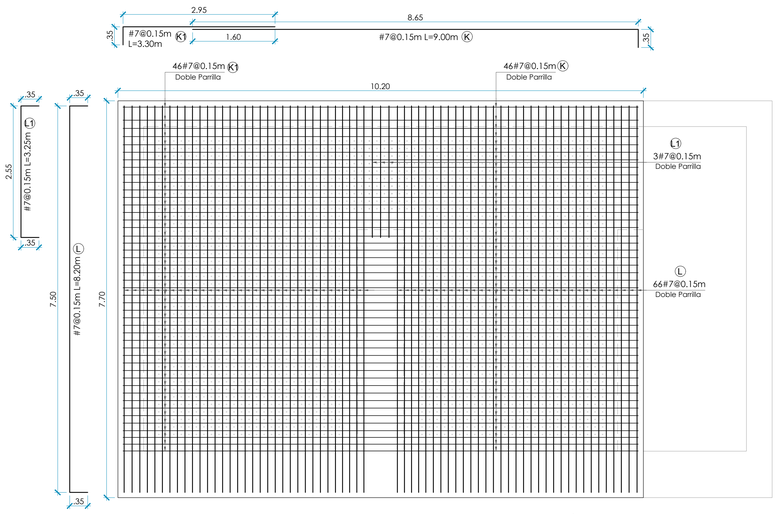
SISTEMA LOSA-MURO DE REACCIÓN
- PLANTAS REFUERZO DE MUROS
- PLANTAS REFUERZO LOSA DE CIMENTACIÓN
- CUADROS DE ESPECIFICACIONES

ESCALA

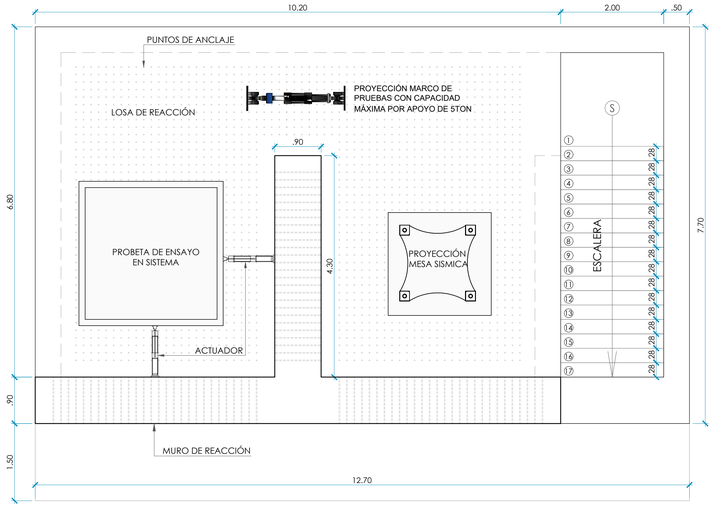
LAS INDICADAS

PLANO No

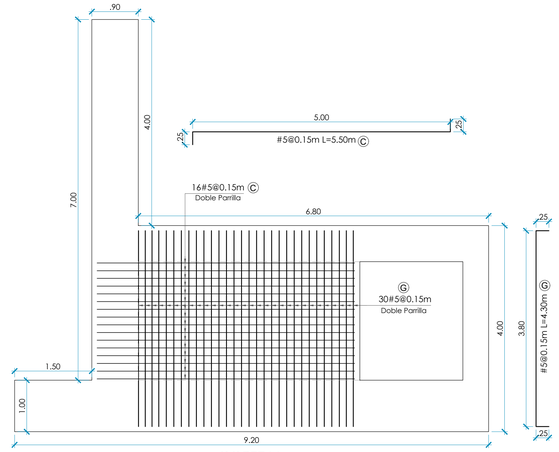
01 DE 10



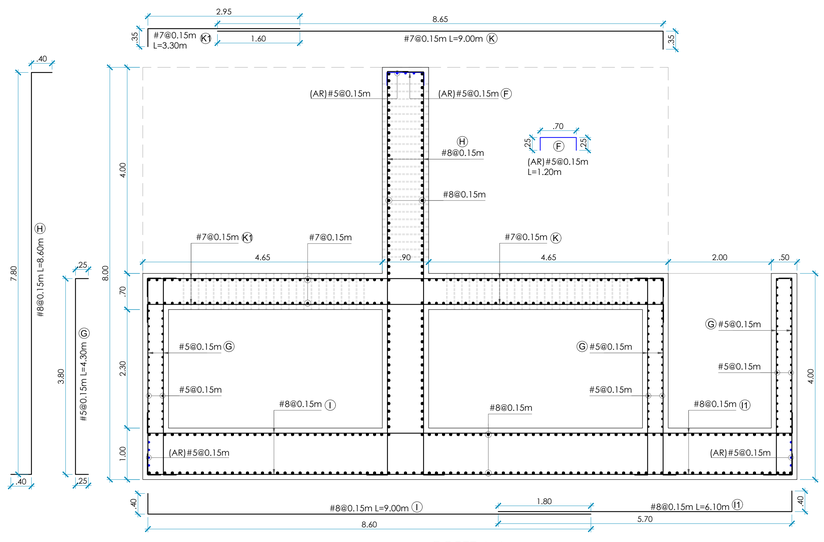
PLANTA REFUERZO LOSA DE REACCIÓN
ESC_1:50



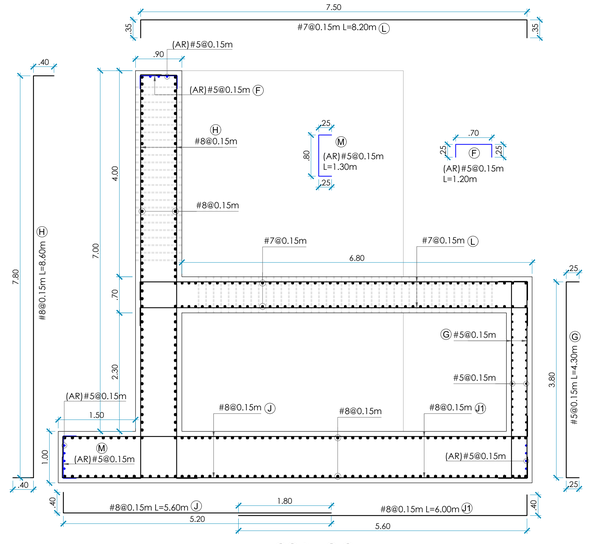
PLANTA GENERAL
ESC_1:50



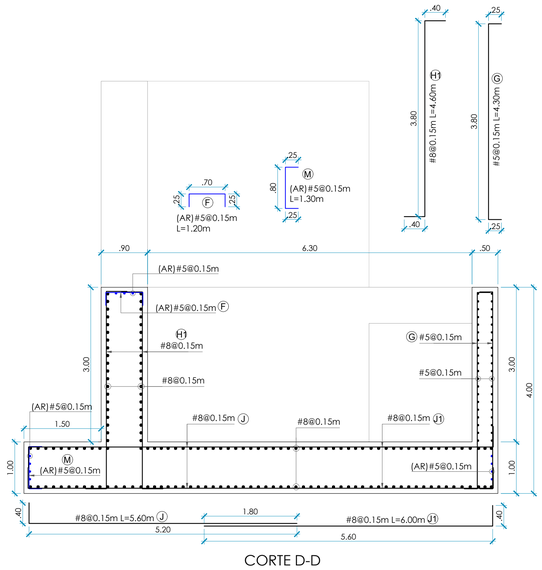
CORTE I-I
ESC_1:50



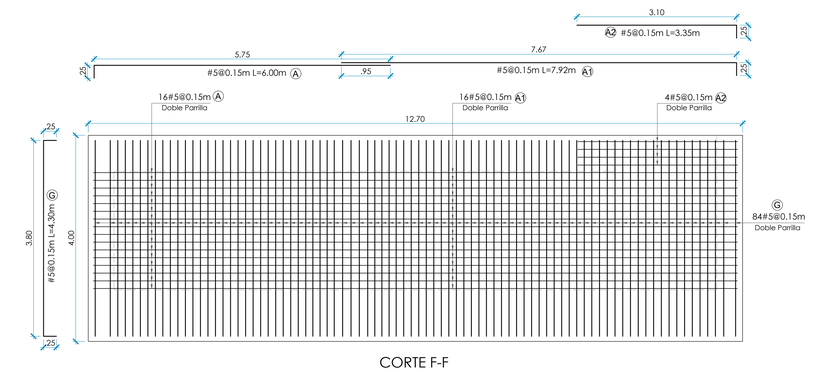
CORTE A-A
ESC_1:50



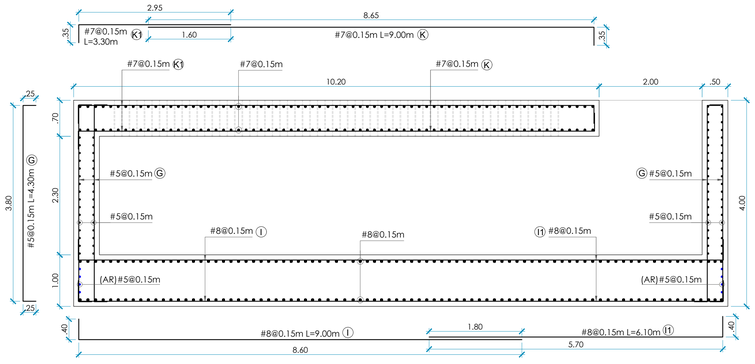
CORTE C-C
ESC_1:50



CORTE D-D
ESC_1:50



CORTE F-F
ESC_1:50



CORTE B-B
ESC_1:50

NOTAS CONSTRUCTIVAS

- Ver recomendaciones dadas en el documento de soporte
- Prever pasamuros para disposición de los puntos de anclaje antes de fundir los elementos.
- El refuerzo debe estar limpio y libre de grasas u otros productos que puedan alterar la adherencia con el concreto o mortero.
- Durante la construcción se requiere ensayos de verificación de resistencia.
- El ingeniero de suelos aprobará el fondo de las excavaciones.
- Una vez realizadas las exavaciones, se deberá corroborar que los estratos de suelo encontrados corresponden a lo reportado en el estudio de suelos.
- Se recomienda el uso de aditivos retardadores de fraguado tipo Plastiment TM-10 o similar durante la elaboración de concreto para reducir calor de hidratación principalmente en los elementos masivos.
- Para el curado se recomienda utilizar Sika Antisol o similar.
- Donde se requiera cortar la fundición del concreto, se debe dejar juntas de construcción con Cinta PVC o producto similar.

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL LOSA-MURO DE REACCIÓN DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

1. EST - PLATAFORMA EXPERIMENTAL - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

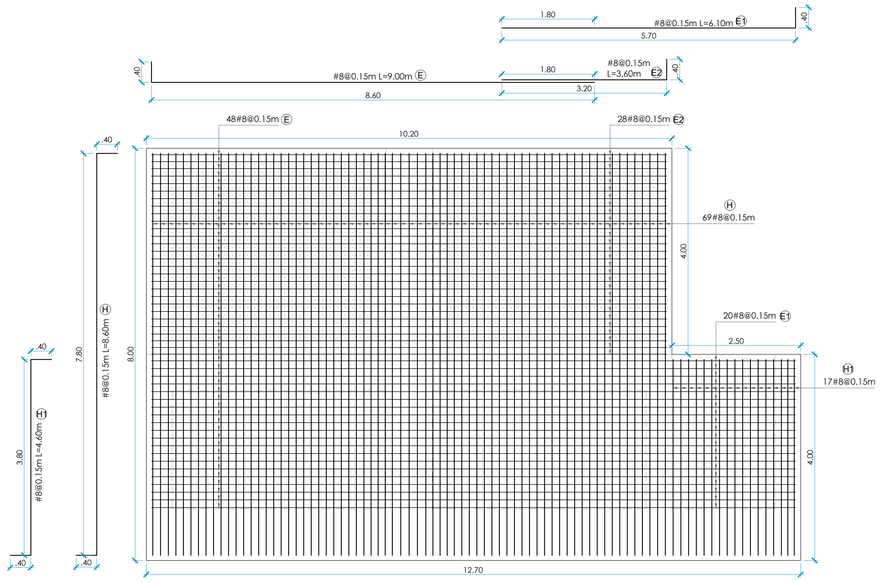
SISTEMA LOSA-MURO DE REACCIÓN
- PLANTA REFUERZO LOSA DE REACCIÓN
- PLANTA GENERAL
- CORTES

ESCALA

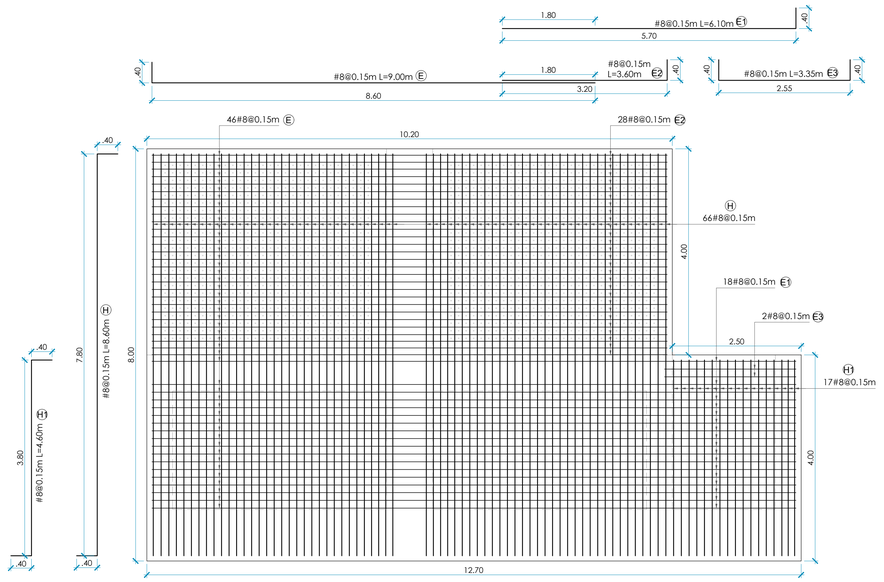
LAS INDICADAS

PLANO No

02 DE 10



CORTE E-E PARRILLA EXTERNA
ESC_1:50



CORTE E-E PARRILLA INTERNA
ESC_1:50

MATERIALES PLATAFORMA EXPERIMENTAL

CONCRETOS:

- Muros de reacción: 35Mpa (5000psi)
- Losa de reacción: 35MPa (5000psi)
- Losa de cimentación: 35MPa (5000psi)
- Muros de contención perimetrales: 35MPa (5000psi)

ACERO DE REFUERZO:
- Acero Ø>=3/8" fy=420MPa (60000PSI)

GENERALES:
- Agregado grueso: Tamaño máx = $\frac{3}{4}$"
- Agregado fino: Arena gruesa tipo arenon
- Agregado mixto: Balasto menudo en solado de limpieza.
- Solado de limpieza: Donde se requiera f'c=17.5MPa (2500psi)

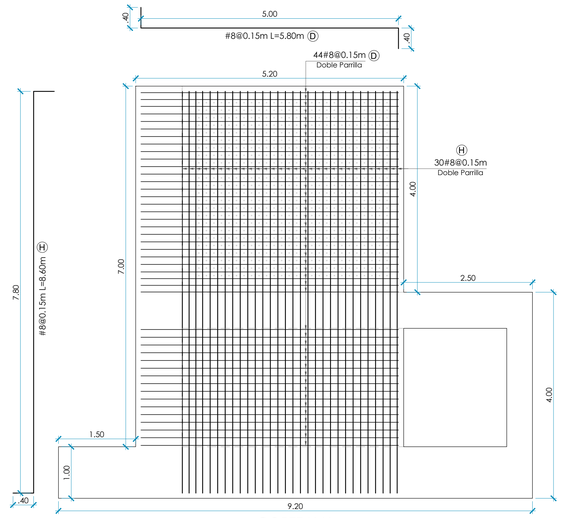
RECUBRIMIENTOS:
- Muros y losa de reacción: 0.1m
- Cimentación: 0.1 en la parte inferior.

PARÁMETROS SÍSMICOS - PLATAFORMA EXPERIMENTAL

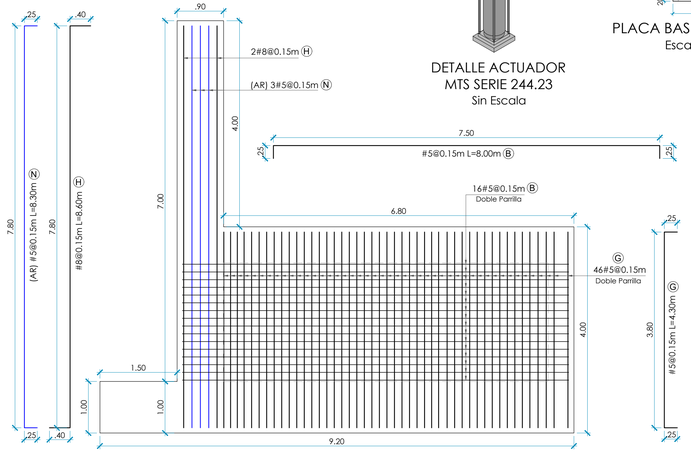
GRUPO DE USO:
- Estructuras de atención a la comunidad (Grupo III)
-

PERFIL DE SUELO:
- Microzonificación: Microzona 4e "Abanico de Ponce".
- Coeficiente Aa: 0.25
- Coeficiente Av: 0.25
- Factor de sitio Fa: 0.91
- Factor de sitio Fv: 1.81

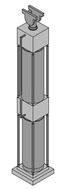
PARA MAYOR DETALLE CONSULTAR DOCUMENTO TESIS



CORTE H-H
ESC_1:50



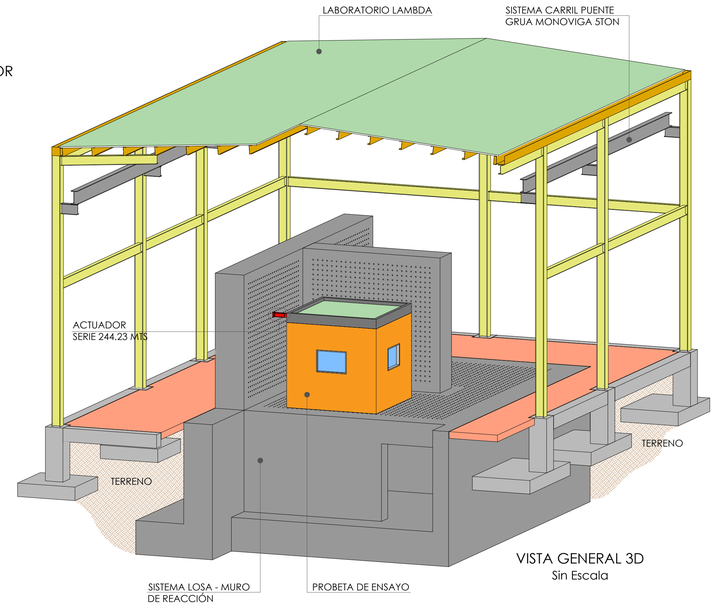
CORTE G-G
ESC_1:50



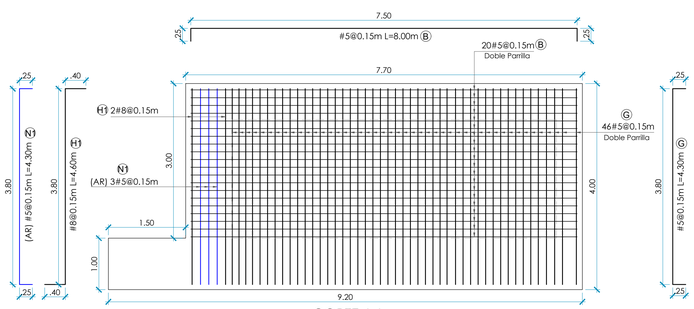
DETALLE ACTUADOR
MTS SERIE 244.23
Sin Escala



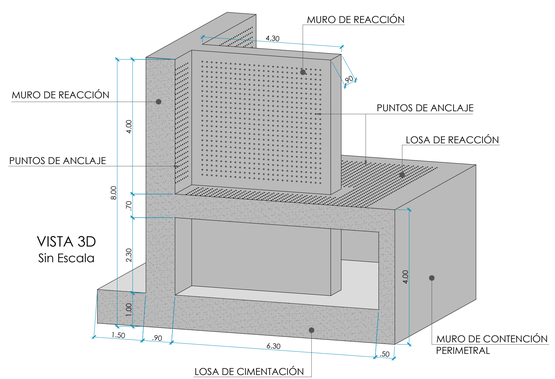
PLACA BASE ACTUADOR
Escala 1:10



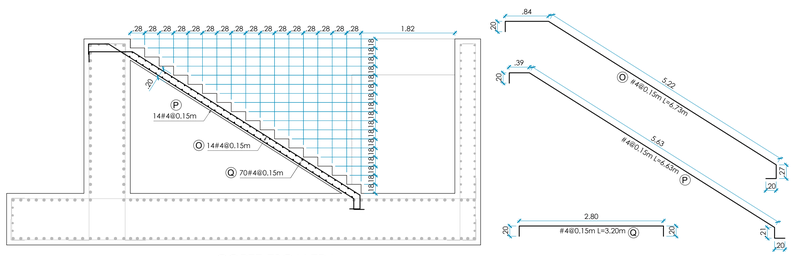
VISTA GENERAL 3D
Sin Escala



CORTE J-J
ESC_1:50



VISTA 3D
Sin Escala



CORTE ESCALERA
ESC_1:50

Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL LOSA-MURO DE REACCIÓN DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

1. EST - PLATAFORMA EXPERIMENTAL - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

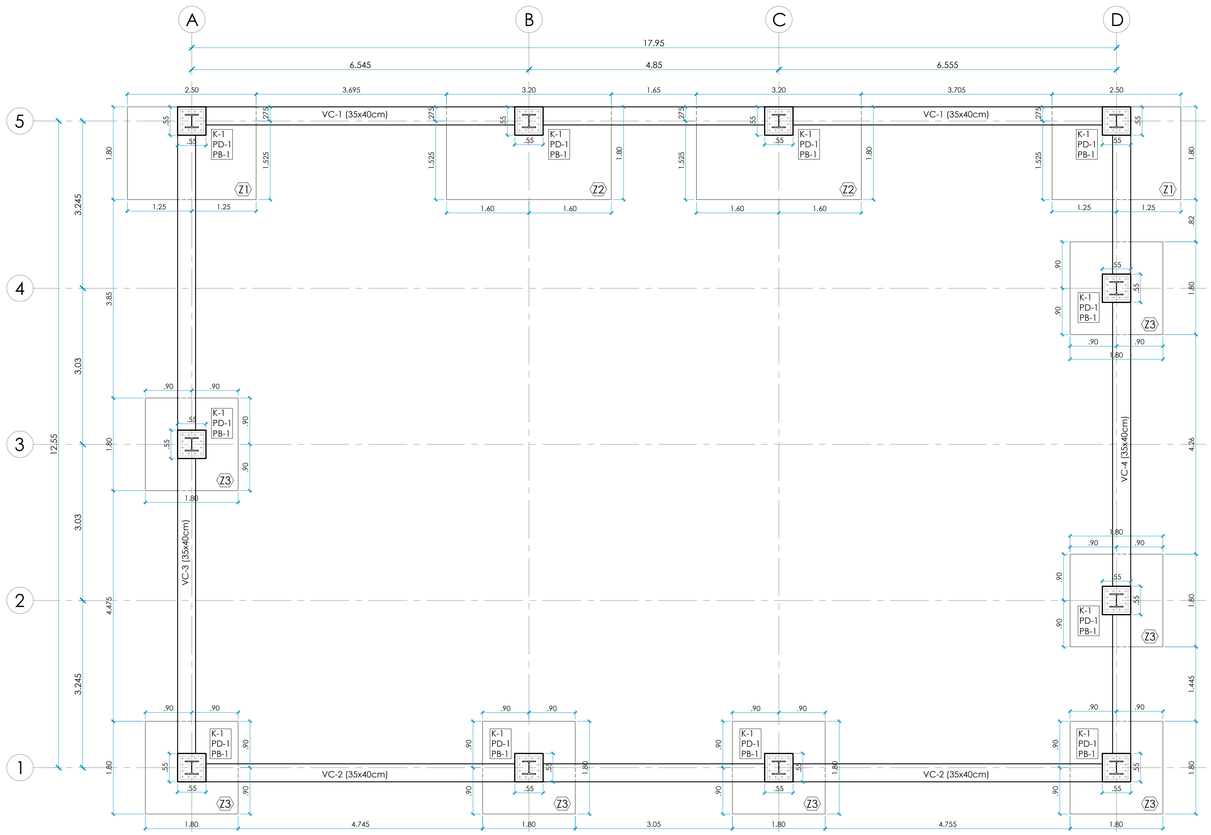
SISTEMA LOSA-MURO DE REACCIÓN
- CORTES
- VISTAS 3D
- DETALLES

ESCALA

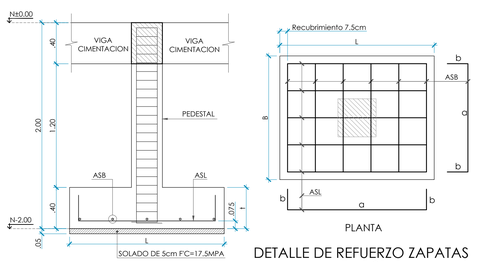
LAS INDICADAS

PLANO No

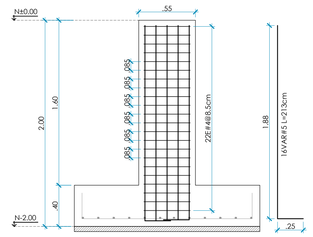
03 DE 10



PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESC_1:50



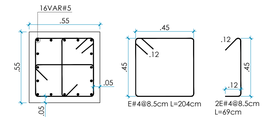
DETALLE DE REFUERZO ZAPATAS
Esc_1.25



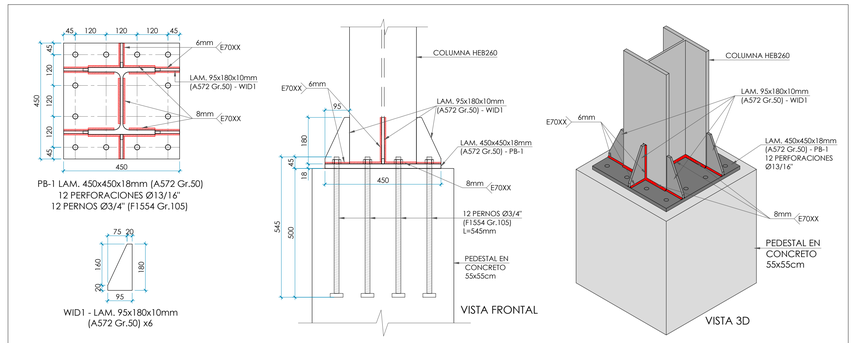
ALZADA PEDESTAL PD-1
Esc_1.25

REFUERZO DE ZAPATAS									
ZAPATA	B	L	t	ASB	a	b	ASL	a	b	Son
Z-1	180	250	40	17#5 L=215U @15cm	165	25	12#5 L=285U @15cm	235	25	2
Z-2	180	320	40	21#5 L=215U @15cm	165	25	12#5 L=355U @15cm	305	25	2
Z-3	180	180	40	12#5 L=215U @15cm	165	25	12#5 L=215U @15cm	165	25	7

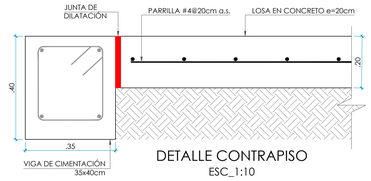
CUADRO DE ZAPATAS
SIN ESCALA



SECCION PEDESETAL PD-1 55x55cm
ESC_1:20



CONEXIÓN-7 PLACA BASE COLUMNAS HEB260
Esc_1:10

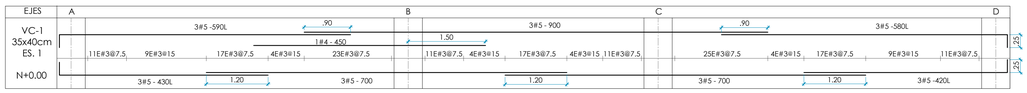


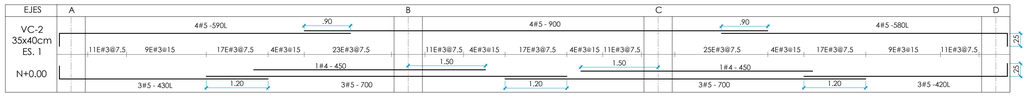
DETALLE CONTRAPISO
ESC_1:10

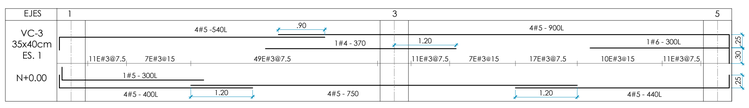


SECCION VC 35x40
ESC_1:20

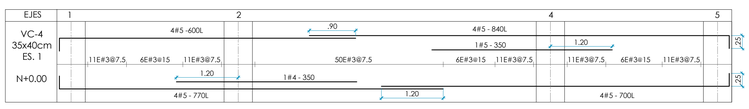
NOTA:
EL CONJUNTO DE PLANOS INCLUIDOS EN ESTE ÍNDICE NO ES VALIDO PARA CONSTRUCCIÓN SIN LA APROBACIÓN POR PARTE DE LA CURADURÍA COMPETENTE. NO SE ASUME RESPONSABILIDAD ALGUNA POR EL USO DE LOS PRESENTES PLANOS EN CASO DE NO CONTAR CON ESTA APROBACIÓN.







DESPIECES VIGAS
DE CIMENTACIÓN
ESC_1:50



CUADRO DE GANCHOS Y TRASLAPOS									
					TRACCIÓN				COMPRESIÓN
# Barra	Db.	Ganchos	Long. Desarrollo	Long. Desarrollo	Traslapo A		Traslapo B		Traslapo
			REF. INFERIOR	REF. SUPERIOR	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	
3	0.95	15	45	55	45	55	55	70	30
4	1.27	20	55	75	55	75	75	95	40
5	1.59	25	70	90	70	90	90	120	50
6	1.91	30	85	110	85	110	110	140	60
7	2.22	35	120	155	120	155	155	205	70
8	2.54	40	140	180	140	180	180	235	75
NSR-10	*Medidas en Centimetros *Resistencia del Concreto: 21MPa *Resistencia del acero: fy=420MPa								

CUADRO DE GANCHOS Y TRASLAPOS									
					TRACCIÓN				COMPRESIÓN
# Barra	Db.	Ganchos	Long. Desarrollo	Long. Desarrollo	Traslapo A		Traslapo B		Traslapo
			REF. INFERIOR	REF. SUPERIOR	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	
3	0.95	15	40	50	40	50	50	60	30
4	1.27	20	50	65	50	65	65	85	40
5	1.59	25	60	80	60	80	80	105	50
6	1.91	30	75	95	75	95	95	125	60
7	2.22	35	105	135	105	135	135	175	70
8	2.54	40	120	155	120	155	155	200	75
NSR-10	*Medidas en Centimetros *Resistencia del Concreto: 28MPa *Resistencia del acero: fy=420MPa								

ESPECIFICACIONES CERRAMIENTO LABORATORIO LAMBDA

MATERIALES

CONCRETOS
–VIGAS CIMENTACIÓN: 28MPa (4000psi)
–PEDESTALES: 28MPa (4000psi)
–LOSAS CONTRAPISO: 21MPa (3000psi)
–ZAPATAS: 28 MPa (4000psi)

ACERO DE REFUERZO
–ASTM A706M: 420MPa (60ksi)

ACERO ESTRUCTURAL
–PERFILES LAMINADOS: ASTM A–572 Gr50(fy=352 Mpa)
–PLATINAS:ASTM A–572 Gr.50 Segun detalle.
–TUBULARES: ASTM A–500 Gr.C (fy=342 Mpa)
–PERF. FORM. EN FRIO: fy=351 Mpa

UNIONES
–TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA: ASTM A–325
–ANCLAJES A CONCRETO: F1554 Gr 105
–AGUJEROS TAMAÑO ESTANDAR
–SOLDADURA DE ELECTRODO: E7018

RECUBRIMIENTOS MINIMOS:

–VIGAS DE CIMENTACIÓN= 0.075m inferior y 0.05m laterales
–LOSAS Y VIGUETAS= 0.02m
–CIMENTACIÓN= 0.075 m inferior, 0.05m Laterales
–PEDESTALES= 0.05m

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

–GRADO DE DESEMPEÑO: SUPERIOR

CIMENTACIÓN:

–TIPO 1: ZAPATAS AISLADAS DESPLANTADAS A 2.0M PARA COLUMNAS
CAPACIDAD DE SOPORTE: 257KPa

CARGAS

CARGA VIVA:
–CARGA VIVA DE CUBIERTA PEND <15° = 0.5kN/m²
–CARGA VIVA PUENTE GRÚA 5 TON DE CAPACIDAD:
CARGA POR RUEDA = 43.0kN
INCREMENTO POR IMPACTO = 53.75kN
FUERZA HORIZONTAL 20% = 10.75kN
FUERZA LONGITUDINAL 10% = 5.375kN

CARGA MUERTA:

–PESO TEJA + ILUMINACIÓN + DUCTOS = 1.0kN/m² + P. PROPIO ELEMENTOS

CARGA DE VIENTO:

–SUCCIÓN Y COMPRESIÓN CUBIRTA = 0.68kN/m²
–SUCCIÓN Y COMPRESIÓN FACHADA = 0.62kN/m²

PARÁMETROS SÍSMICOS:

GRUPO DE USO
–ESTRUCTURAS DE ATENCIÓN A LA COMUNIDAD (GRUPO III)

SISTEMA DE RESISTENCIA Y PARÁMETROS SÍSMICOS
–NORMA DE DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES: NSR–10, FEMA 356, ASCE/SEI 41–13, FEMA 440.
–SISTEMA: NAVE INDUSTRIAL NOTA 5 DECRETO 945 DE 2017
–Ro=1.5 –> R=1.125

PERFIL DE SUELO :
–PERFIL DE SUELO: MICROZONA 4e "ABANICO DE PANCE"
> Aa=0.25, > Fa= 0.91,
> Av=0.25, > Fvs= 1.81,
> Tc=0.95s, > TL= 3.00s,
> I= 1.25

TOLERANCIAS EN ELEMENTOS DE ACERO:

– TOLERANCIAS DIMENSIONALES ±2mm
– TOLERANCIAS ENTRE PERFILES ±1mm

TOLERANCIAS EN VIGAS:
– LONGITUD: ±4mm
– ALINEAMIENTO: L/1000
– FLECHA: L/500

TOLERANCIAS EN COLUMNAS:
– PLOMO: H/500

BARRAS DE REFUERZO PRINCIPAL DIMENSIONES PARA EL DOBLAMIENTO DE GANCHOS ESTANDAR

DESIGNACION DE LA BARRA	Ø	DIMENSIONES EN mm			
		r	d	c	TOTAL
N° 2	1/4"	50	50	100	150
N° 3	3/8"	50	50	100	150
N° 4	1/2"	100	50	150	200
N° 5	5/8"	100	60	190	250
N° 6	3/4"	100	80	220	300
N° 7	7/8"	100	100	250	350
N° 8	1"	100	100	300	400

BARRAS DE REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBOS) DIMENSIONES PARA EL DOBLAMIENTO DE GANCHOS ESTANDAR

DESIGNACION DE LA BARRA	Ø	DIMENSIONES EN mm			
		r	d	c	TOTAL
N° 2	1/4"	50	50	100	150
N° 3	3/8"	50	50	100	150
N° 4	1/2"	100	50	150	200
N° 5	5/8"	100	60	190	250

RECOMENDACIONES DE IMPRESIÓN

ESTOS PLANOS DEBEN SER IMPRESOS CON LOS COLORES ESTABLECIDOS EN LOS ARCHIVOS .PDF ENTREGADOS, DE ESTA MANERA CONSERVAN LA CONVENCION DE LOS ELEMENTOS PRESENTADOS

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

LA INFORMACION DE LOS DESPIECES DEBE SER VERIFICADA POR EL CONSTRUCTOR

NOMENCLATURA DESPIECES DE CONCRETO REFORZADO



A: IDENTIFICADOR DE VIGA
B: NUMERO DE BARRAS
C: DIAMETRO DE LA BARRA
D: LONGITUD DE LA BARRA
E: NUMERO DE ESTRIBOS
F: DIAMETRO DE LA BARRA
G: SEPARACION DE ESTRIBOS
H: LONGITUD DEL ESTRIBO

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

2. EST - LABORATORIO LAMBDA - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

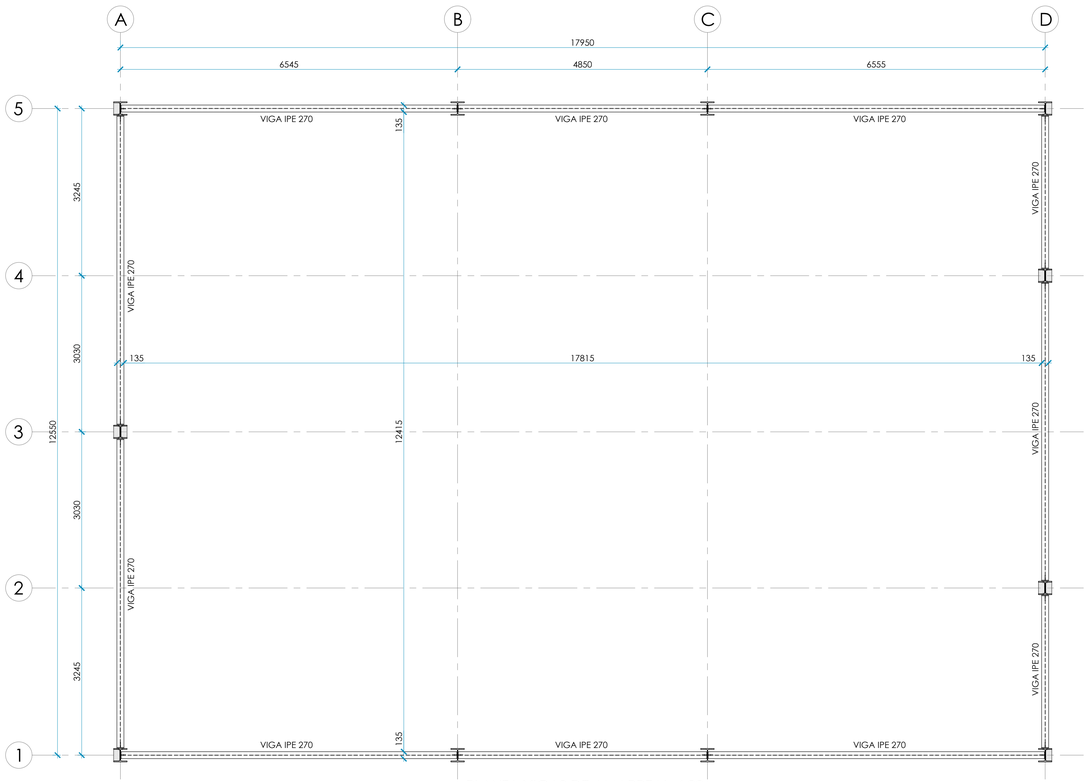
ESTRUCTURA LABORATORIO
- PLANTA Y DETALLES DE CIMENTACIÓN
- CONEXIÓN 7 PLACA BASE

ESCALA

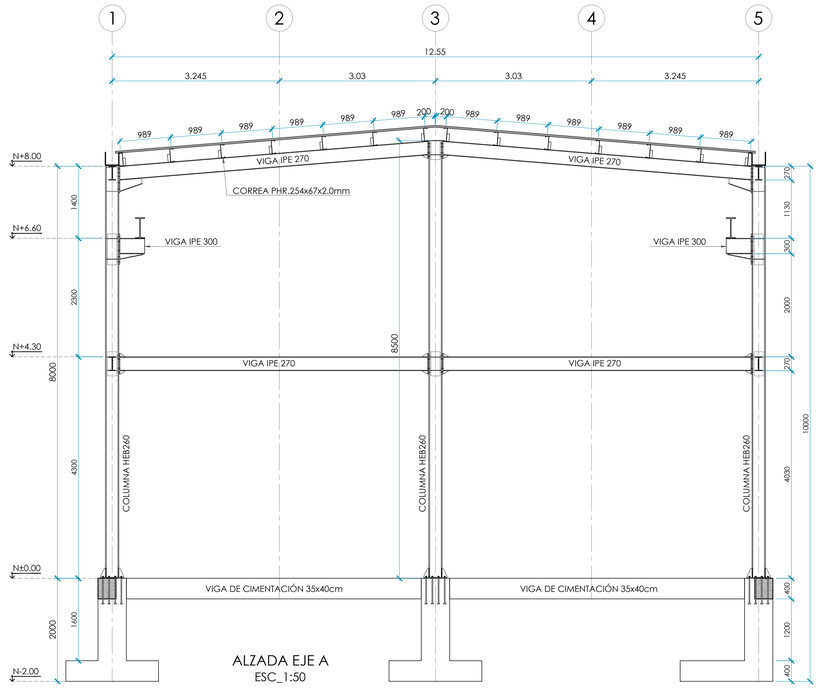
LAS INDICADAS

PLANO No

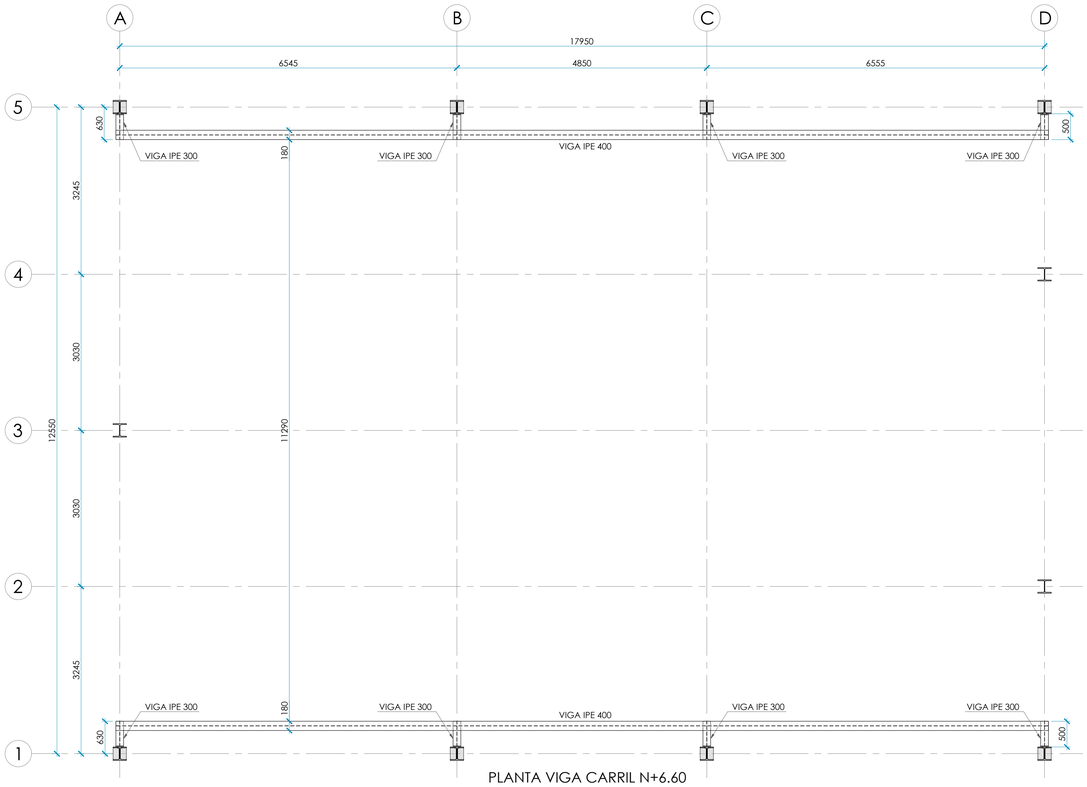
04 DE 10



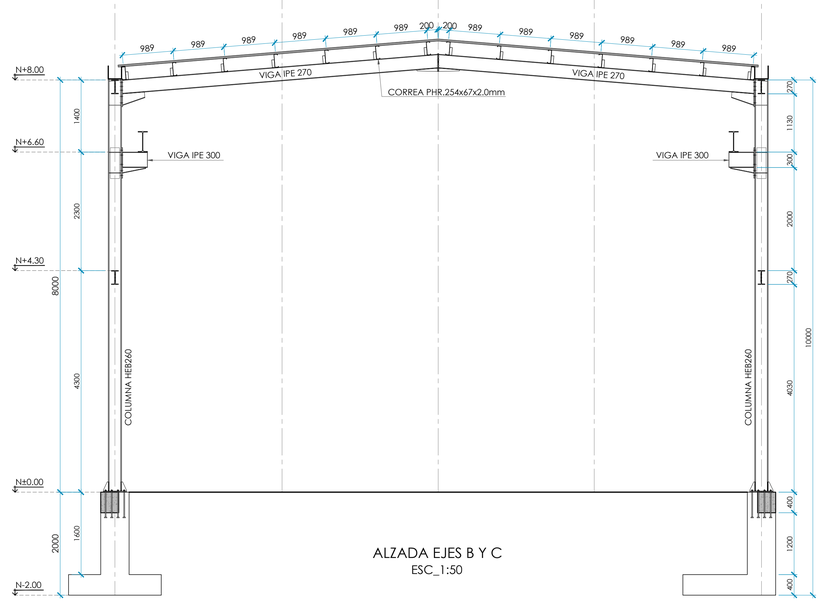
PLANTA VIGAS DE AMARRE N+4.30
ESC_1:50



ALZADA EJE A
ESC_1:50



PLANTA VIGA CARRIL N+6.60
ESC_1:50



ALZADA EJES B Y C
ESC_1:50

NOTA:
EL CONJUNTO DE PLANOS INCLUIDOS EN ESTE ÍNDICE NO ES VALIDO PARA CONSTRUCCIÓN SIN LA APROBACIÓN POR PARTE DE LA CURADURÍA COMPETENTE. NO SE ASUME RESPONSABILIDAD ALGUNA POR EL USO DE LOS PRESENTES PLANOS EN CASO DE NO CONTAR CON ESTA APROBACIÓN.

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

LA INFORMACION DE LOS DESPIECES DEBE SER VERIFICADA POR EL CONSTRUCTOR

RECOMENDACIONES DE IMPRESIÓN

ESTOS PLANOS DEBEN SER IMPRESOS CON LOS COLORES ESTABLECIDOS EN LOS ARCHIVOS .PDF ENTREGADOS, DE ESTA MANERA CONSERVAN LA CONVENCION DE LOS ELEMENTOS PRESENTADOS

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

2. EST - LABORATORIO LAMBDA - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

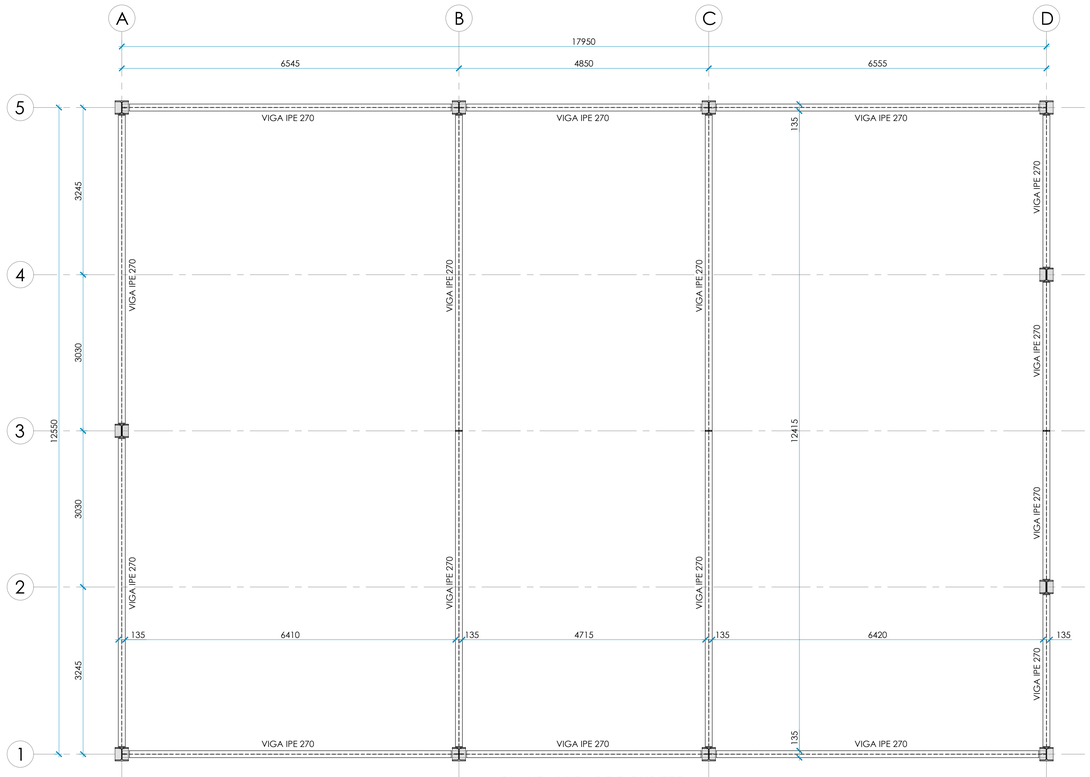
ESTRUCTURA LABORATORIO
- PLANTA VIGAS DE AMARRE N+4.30
- PLANTA VIGA CARRIL N+6.60
- ALZADAS EJES A-B-C

ESCALA

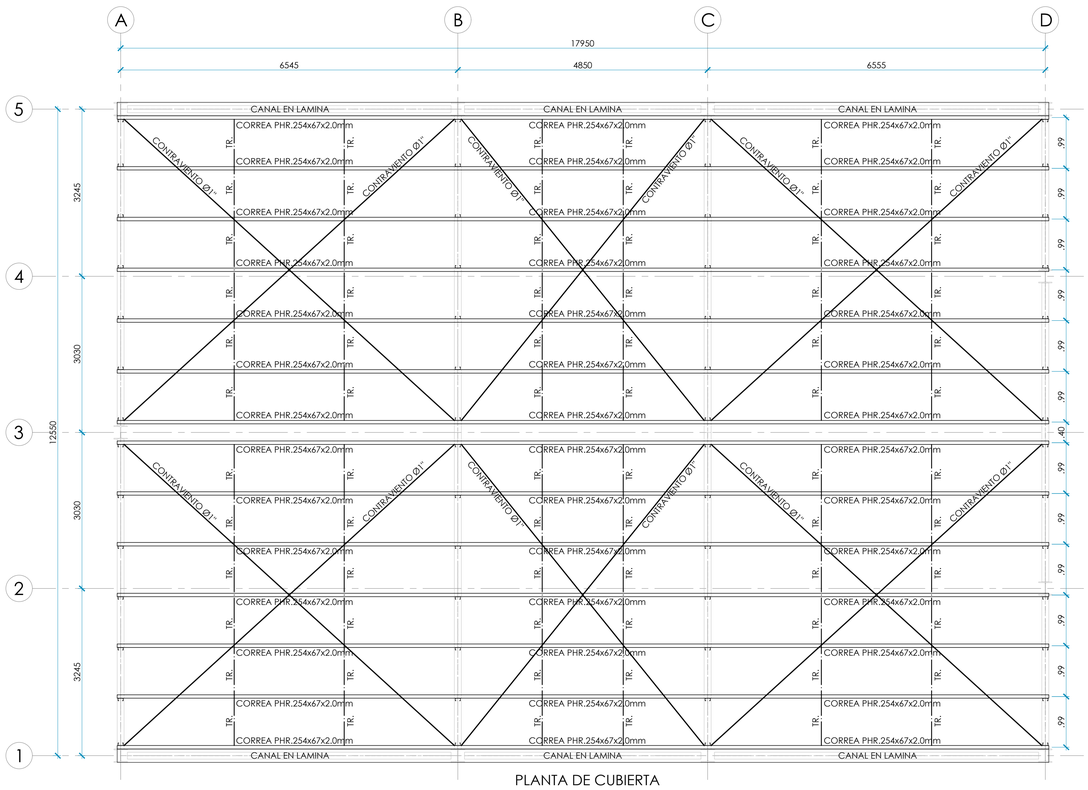
LAS INDICADAS

PLANO No

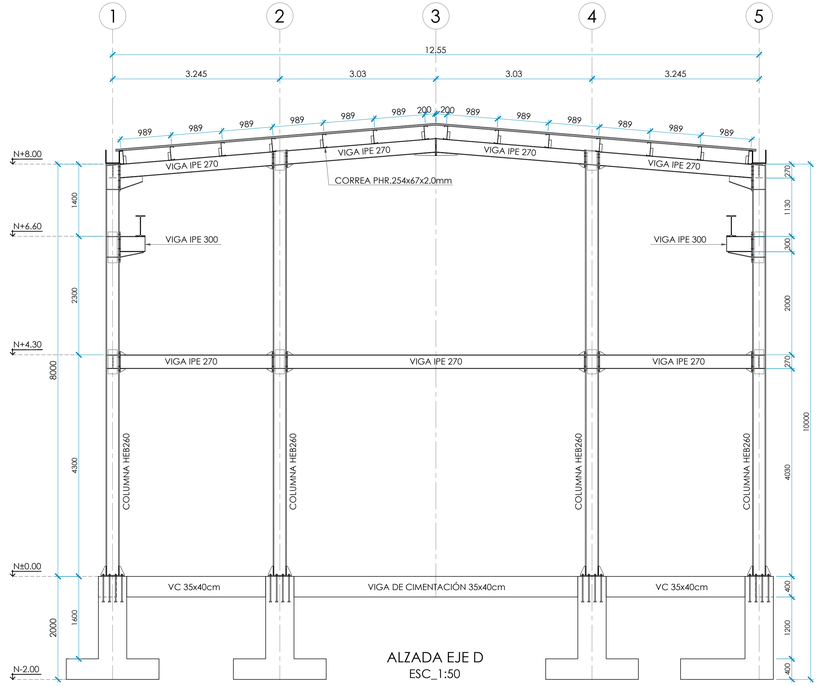
05 DE 10



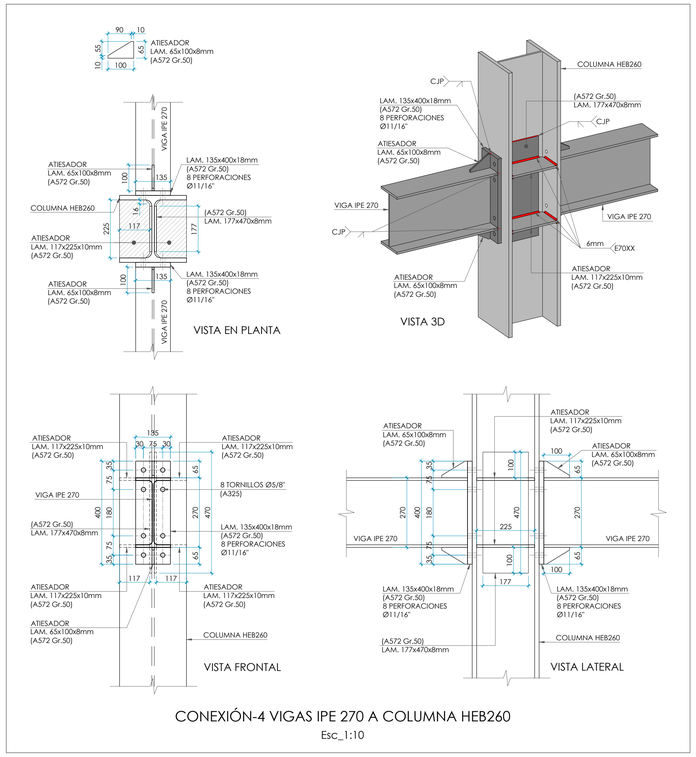
PLANTA VIGAS DE CUBIERTA
ESC_1:50



PLANTA DE CUBIERTA
ESC_1:50



ALZADA EJE D
ESC_1:50



CONEXIÓN-4 VIGAS IPE 270 A COLUMNA HEB260
Esc_1:10

NOTA:
EL CONJUNTO DE PLANOS INCLUIDOS EN ESTE ÍNDICE NO ES VALIDO PARA CONSTRUCCIÓN SIN LA APROBACIÓN POR PARTE DE LA CURADURÍA COMPETENTE. NO SE ASUME RESPONSABILIDAD ALGUNA POR EL USO DE LOS PRESENTES PLANOS EN CASO DE NO CONTAR CON ESTA APROBACIÓN.

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

LA INFORMACION DE LOS DESPIECES DEBE SER VERIFICADA POR EL CONSTRUCTOR

RECOMENDACIONES DE IMPRESIÓN

ESTOS PLANOS DEBEN SER IMPRESOS CON LOS COLORES ESTABLECIDOS EN LOS ARCHIVOS .PDF ENTREGADOS, DE ESTA MANERA CONSERVAN LA CONVENCION DE LOS ELEMENTOS PRESENTADOS

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

2. EST - LABORATORIO LAMBDA - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

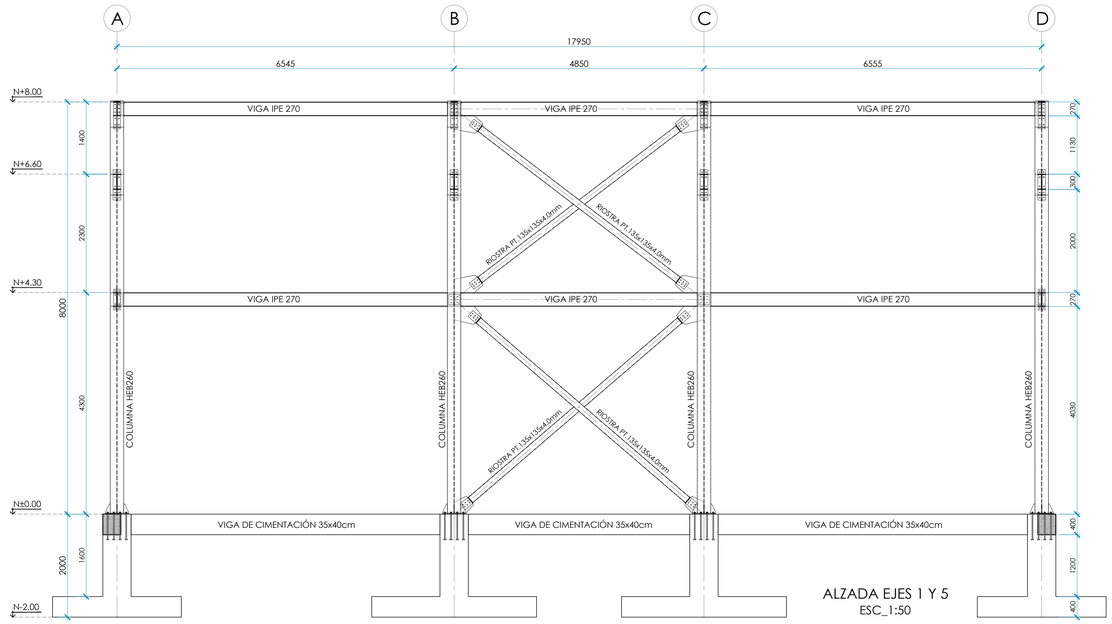
ESTRUCTURA LABORATORIO
- PLANTA VIGAS DE CUBIERTA
- PLANTA DE CUBIERTA
- ALZADA EJE D
- CONEXIÓN 4

ESCALA

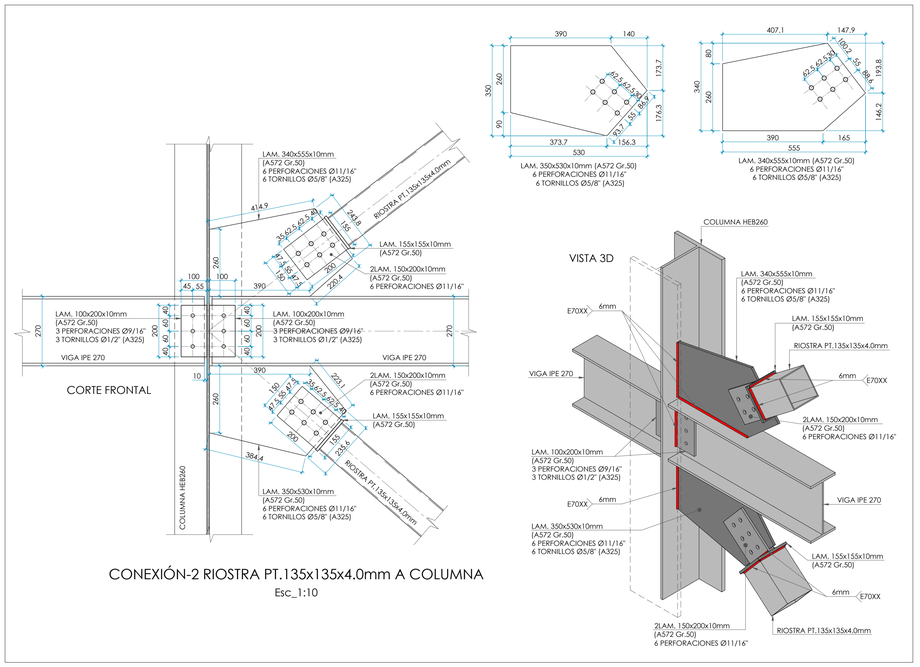
LAS INDICADAS

PLANO No

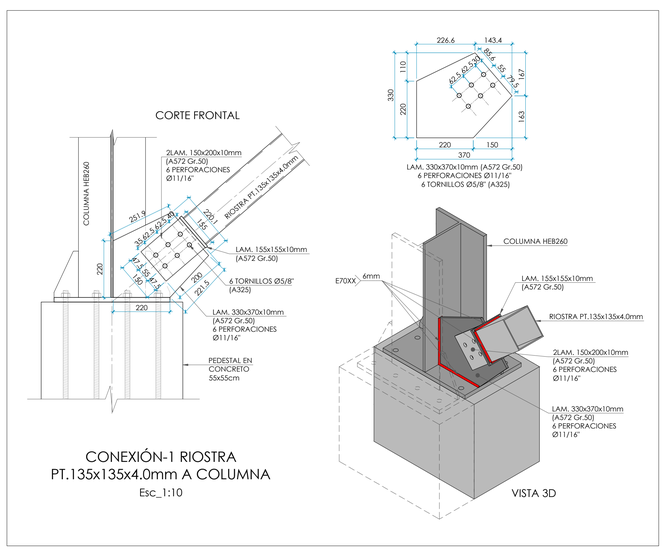
06 DE 10



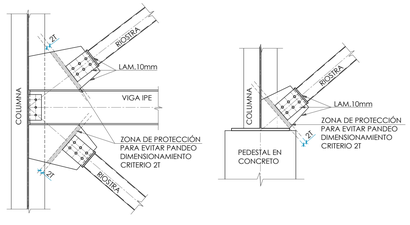
ALZADA EJES 1 Y 5
ESC_1:50



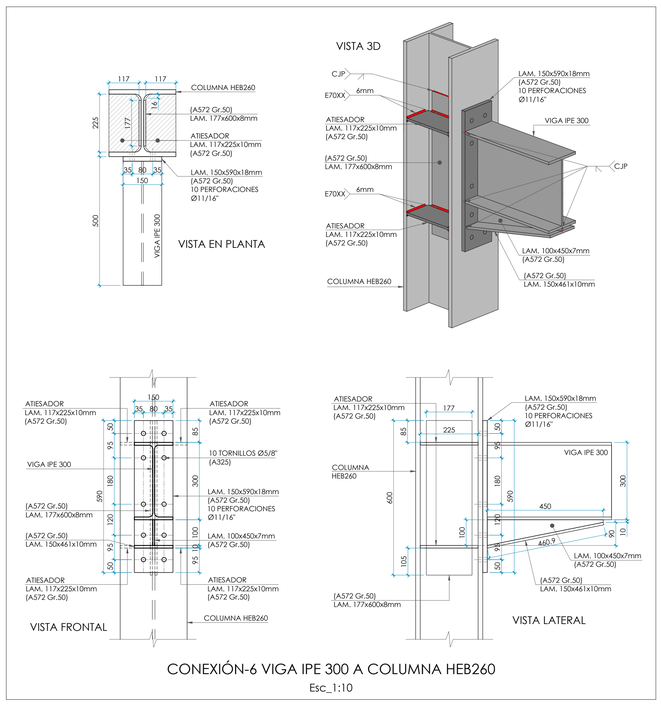
CONEXIÓN-2 RIOSTRA PT.135x135x4.0mm A COLUMNA
Esc_1:10



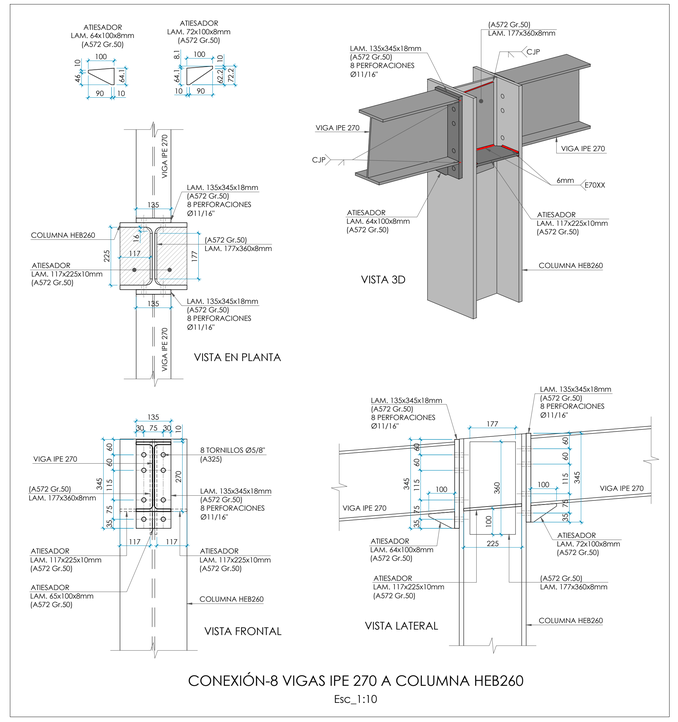
CONEXIÓN-1 RIOSTRA
PT.135x135x4.0mm A COLUMNA
Esc_1:10



DETALLE PARA CONEXIONES DE RIOSTRAS
Esc_1:20



CONEXIÓN-6 VIGA IPE 300 A COLUMNA HEB260
Esc_1:10



CONEXIÓN-8 VIGAS IPE 270 A COLUMNA HEB260
Esc_1:10

Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

2. EST - LABORATORIO LAMBDA - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

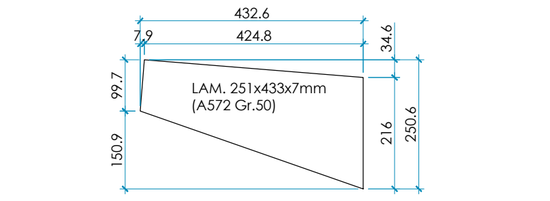
ESTRUCTURA LABORATORIO
- ALZADA EJE 1-5
- CONEXIONES 1-2-6-8

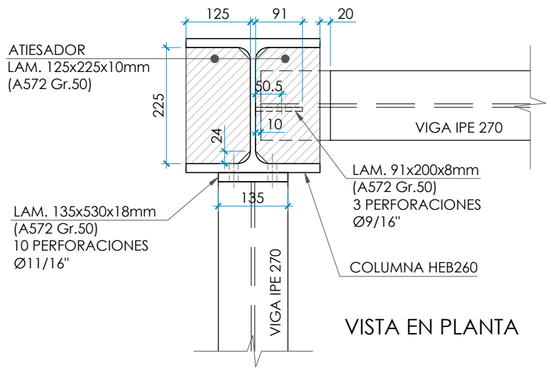
ESCALA

LAS INDICADAS

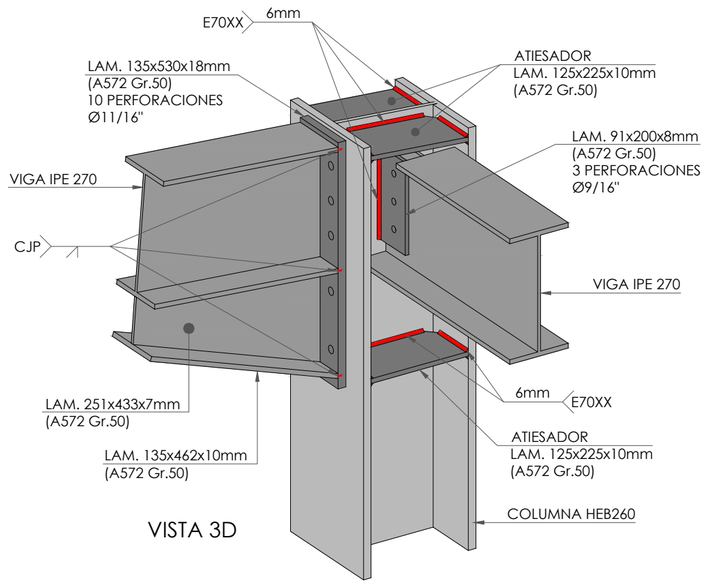
PLANO No

07 DE 10

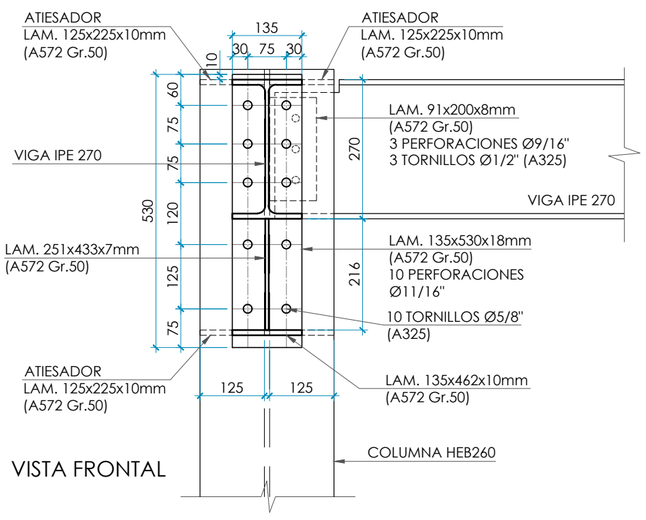




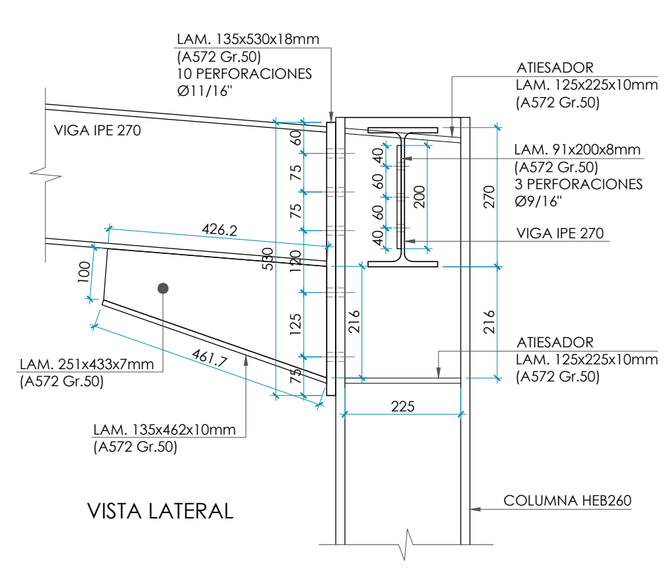
VISTA EN PLANTA



VISTA 3D



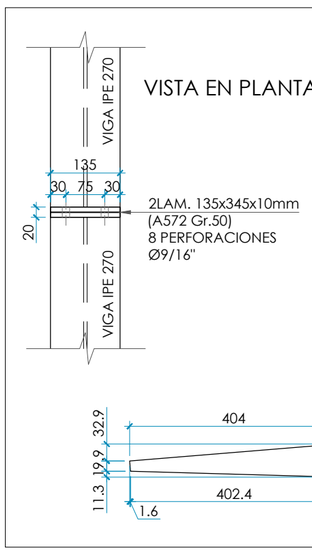
VISTA FRONTAL



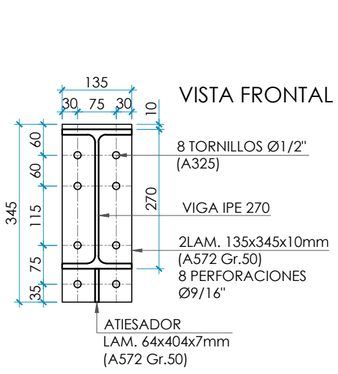
VISTA LATERAL

CONEXIÓN-3 VIGAS IPE 270 A COLUMNA HEB260

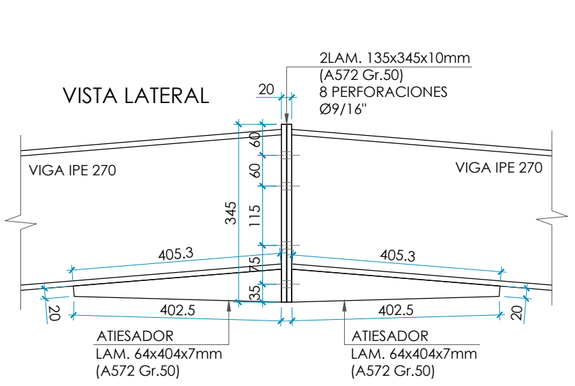
Esc_1:10



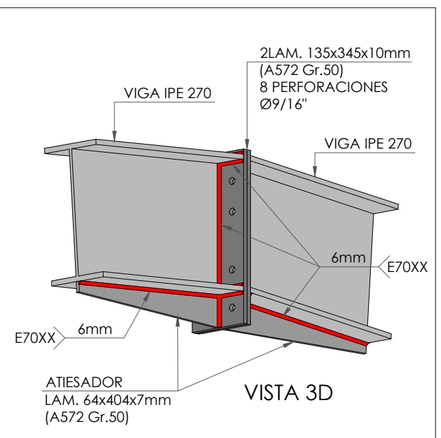
VISTA EN PLANTA



VISTA FRONTAL



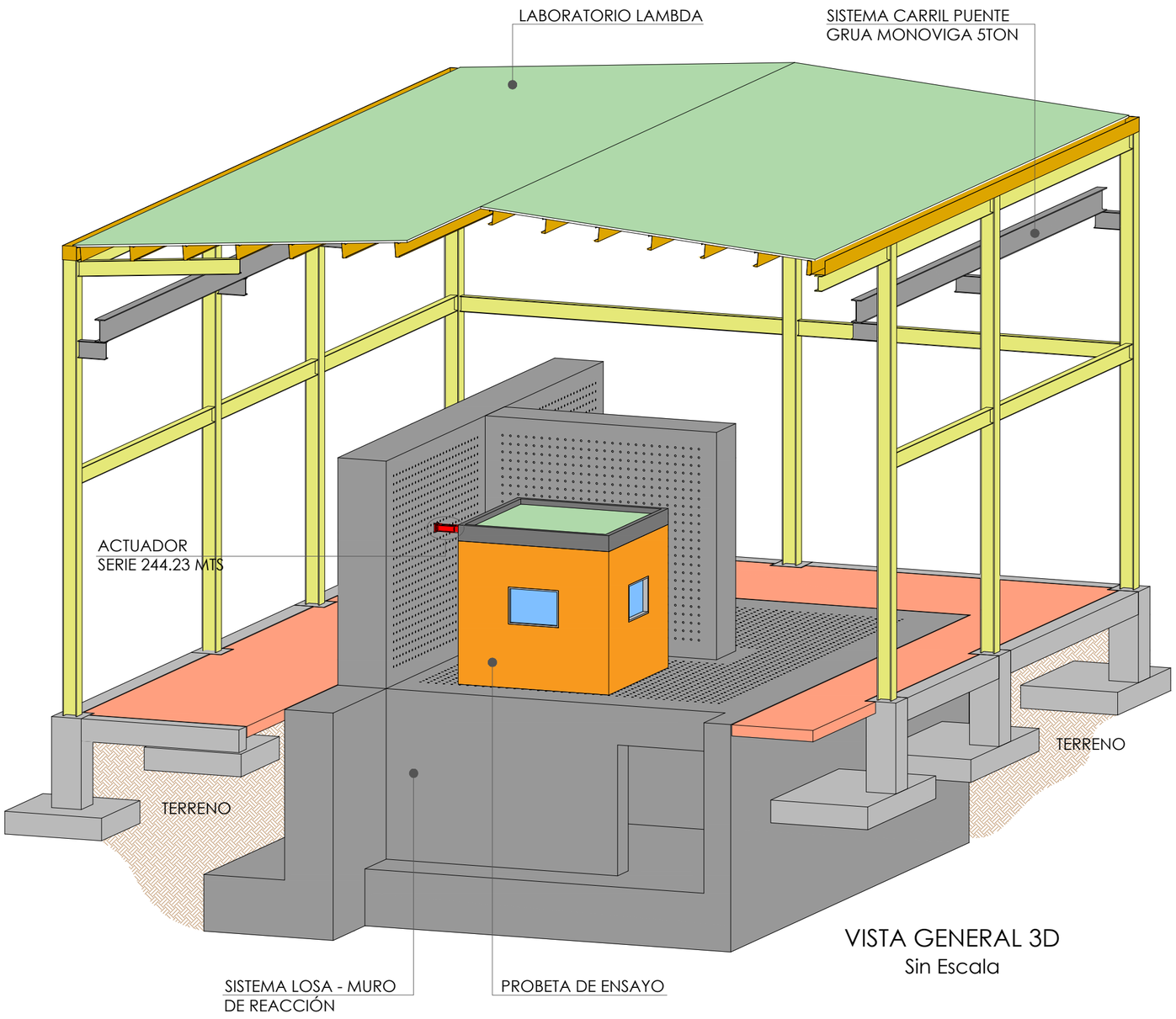
VISTA LATERAL



VISTA 3D

CONEXIÓN-5 VIGAS IPE 270

Esc_1:10



VISTA GENERAL 3D

Sin Escala

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CERRAMIENTO DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

2. EST - LABORATORIO LAMBDA - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

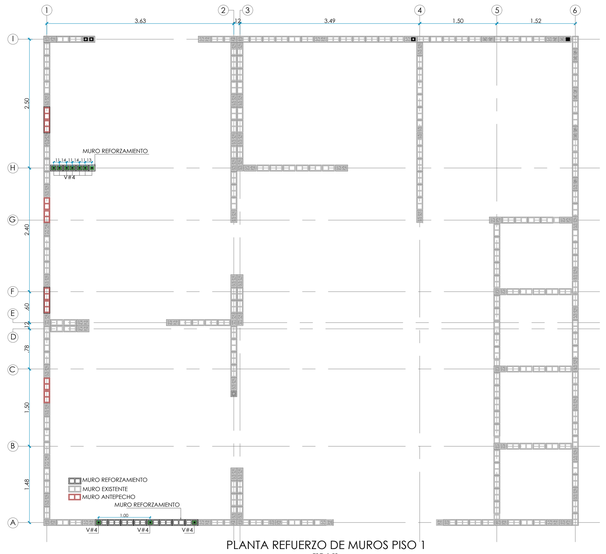
ESTRUCTURA LABORATORIO
- CONEXIONES 3 Y 5
- VISTA GENERAL 3D

ESCALA

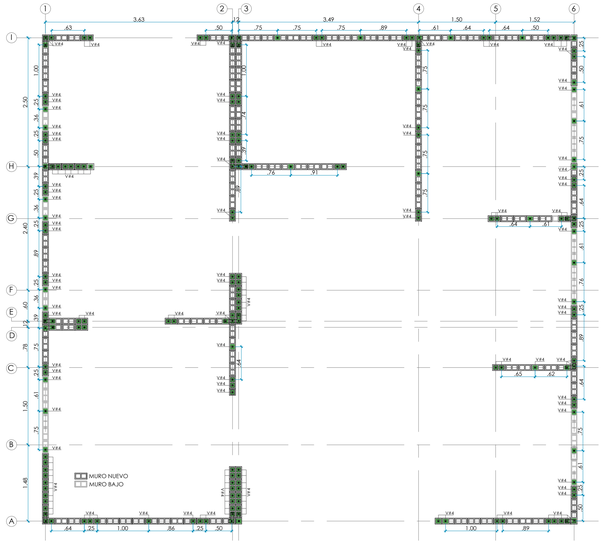
LAS INDICADAS

PLANO No

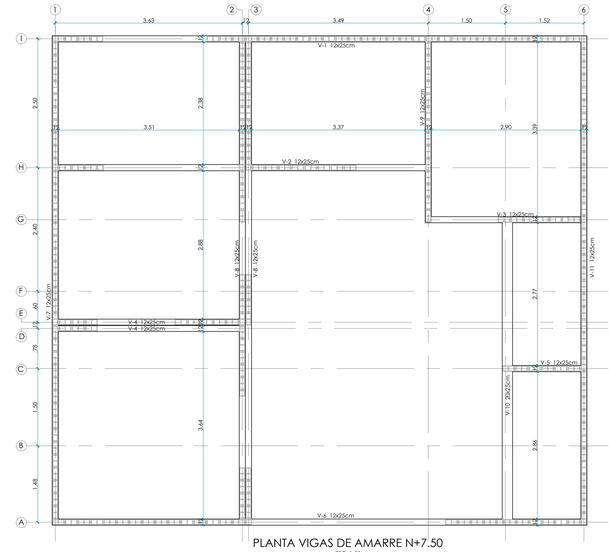
08 DE 10



PLANTA REFUERZO DE MUROS PISO 1
ESC_1:50



PLANTA REFUERZO DE MUROS PISO 2
ESC_1:50



PLANTA VIGAS DE AMARRE N+7.50
ESC_1:50

BARRAS DE REFUERZO PRINCIPAL DIMENSIONES PARA EL DOBLAMIENTO DE GANCHOS ESTANDAR



DESIGNACION DE LA BARRA	ø	DIMENSIONES EN mm			
		r	d	c	TOTAL
N° 2	1/4"	50	50	100	150
N° 3	3/8"	50	50	100	150
N° 4	1/2"	100	50	150	200
N° 5	5/8"	100	60	190	250
N° 6	3/4"	100	80	220	300
N° 7	7/8"	100	100	250	350
N° 8	1"	100	100	300	400

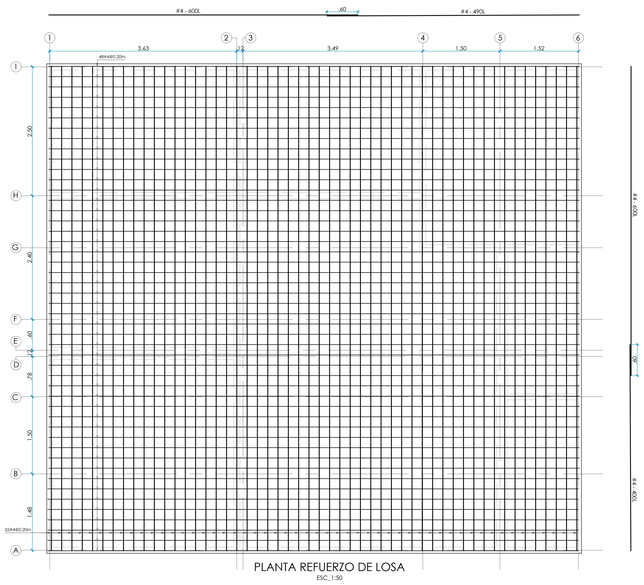
BARRAS DE REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBOS) DIMENSIONES PARA EL DOBLAMIENTO DE GANCHOS ESTANDAR



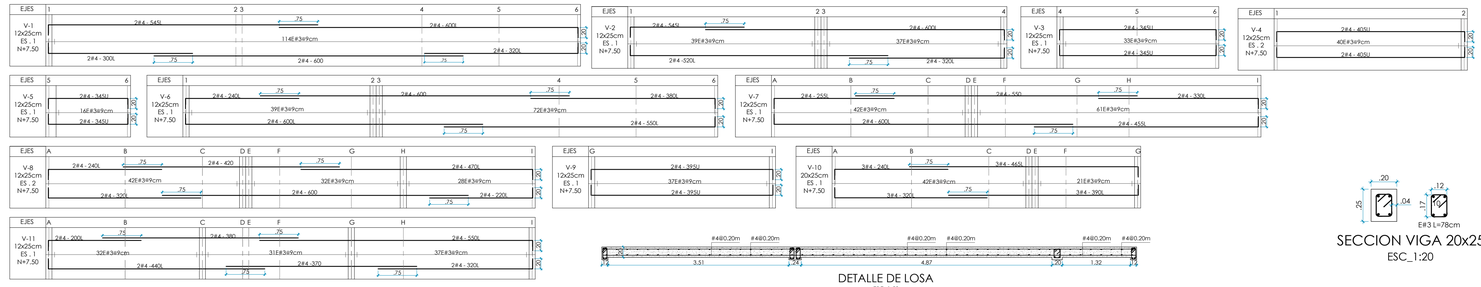
DESIGNACION DE LA BARRA	ø	DIMENSIONES EN mm			
		r	d	c	TOTAL
N° 2	1/4"	50	50	100	150
N° 3	3/8"	50	50	100	150
N° 4	1/2"	100	50	150	200
N° 5	5/8"	100	60	190	250



DETALLE VENTANA DE LIMPIEZA
ESCALA=1:10



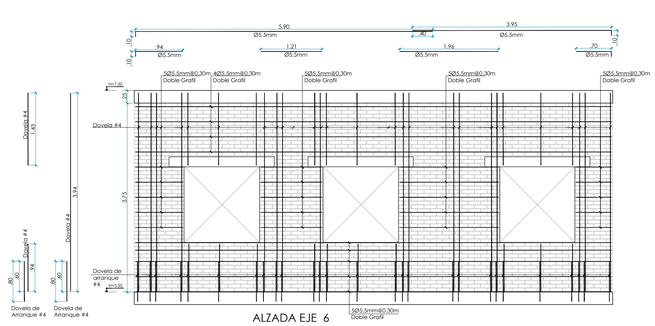
PLANTA REFUERZO DE LOSA
ESC_1:50



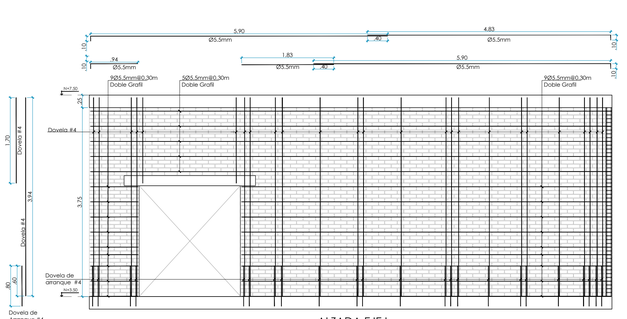


DETALLE DE LOSA
ESC_1:50

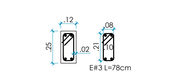
SECCION VIGA 20x25
ESC_1:20



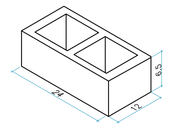
ALZADA EJE 6
ESC_1:50



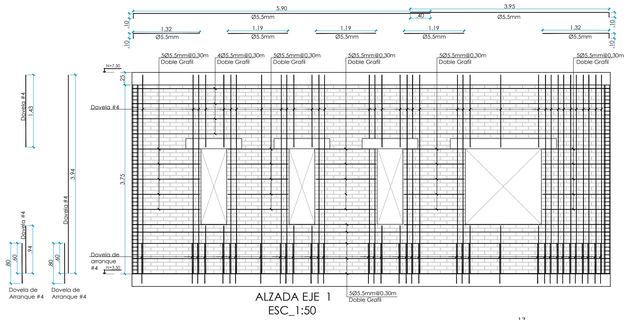
ALZADA EJE I
ESC_1:50



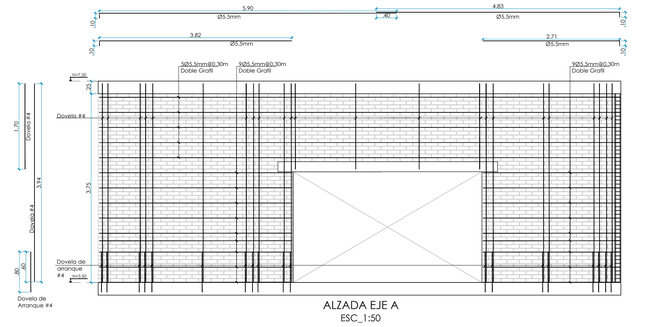
SECCION VIGA 12x25
ESC_1:20



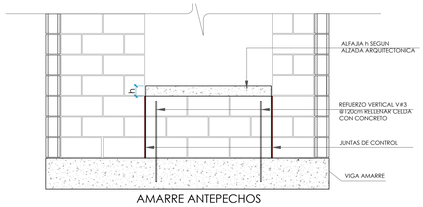
BLOQUE DE ARCILLA
12x6.5x24cm
SIN ESCALA



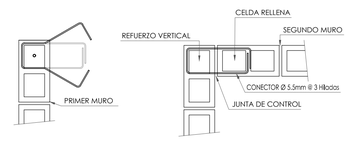
ALZADA EJE 1
ESC_1:50



ALZADA EJE A
ESC_1:50



AMARRE ANTEPECHOS
Esc. 1:25

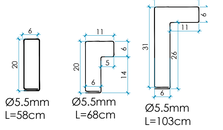


PASO 1: ABRIR EL CONECTOR PARA COLOCAR MURO TRANSVERSAL
PASO 2: CERRAR EL CONECTOR SOBRE LA HILADA DEL SEGUNDO MURO
PASO 3: EMBEBER EL CONECTOR EN MORTERO

DETALLE COLOCACION DE CONECTOR
ESCALA=1:10



DETALLE PLANTA DE MUROS ESTRUCTURALES
ESCALA=1:10



DETALLE DE CONECTORES
Escala_1.10

NORMA DE DISEÑO NSR-10

SI ESTE PLANO ES ALTERADO O MODIFICADO EN SU DISEÑO FUNDAMENTAL POR EL PROPIETARIO DEL PROYECTO, POR SUS AGENTES O POR TERCEROS; O SI LA CONSTRUCCION NO SE HACE DE ACUERDO CON EL PLANO, EL DISEÑADOR QUEDA EXONERADO DE TODA RESPONSABILIDAD EN CUANTO A LAS MODIFICACIONES O EN UN TODO SI ESTA ES LA SUSTANCIA DEL DISEÑO, ESTA TOTALMENTE PROHIBIDO, REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL, USO INDEBIDO, EXHIBICIÓN O COMUNICACION A TERCEROS. LOS INFRACTORES SERAN PENALIZADOS POR DAÑOS Y PERJUICIOS. ESTE PLANO SOLO SE UTILIZARA EN EL DISEÑO DE LA CONSTRUCCION DE LA REFERENCIA Y NO DEBERA UTILIZARSE EN PROYECTOS SIMILARES.



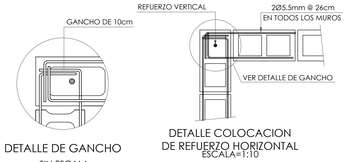
DETALLE JUNTA DE CONTROL
ESCALA=1:10



PLANTA

CORTE

DETALLE COLOCACIÓN REFUERZO HORIZONTAL
ESCALA=1:10



DETALLE DE GANCHO
SIN ESCALA

DETALLE COLOCACION DE REFUERZO HORIZONTAL
ESCALA=1:10

Pontificia Universidad JAVERIANA Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN EN LABORATORIO DE MEZCLAS PARA ALOJAMIENTO DE ESPACIO MULTIFUNCIONAL DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

3. EST - AMP LAB MEZCLAS - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

- PLANTA DE REFUERZO DE MUROS NIVELES 1 Y 2
- PLANTAS DE VIGAS
- DESPIECE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
- DETALLES CONSTRUCTIVOS Y NOTAS

ESCALA

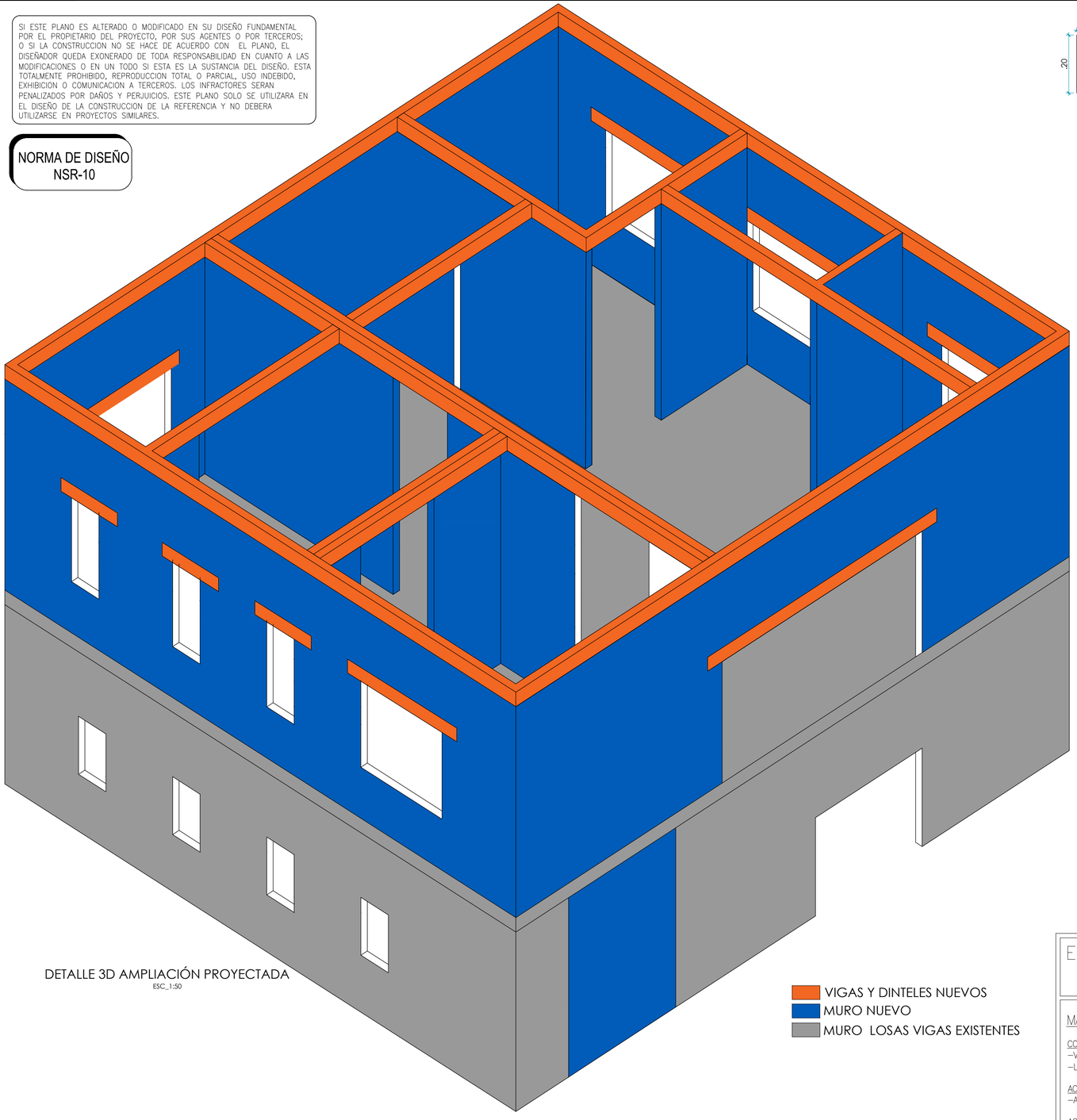
LAS INDICADAS

PLANO No

09 DE 10

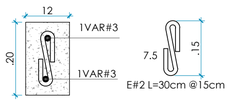
SI ESTE PLANO ES ALTERADO O MODIFICADO EN SU DISEÑO FUNDAMENTAL POR EL PROPIETARIO DEL PROYECTO, POR SUS AGENTES O POR TERCEROS; O SI LA CONSTRUCCION NO SE HACE DE ACUERDO CON EL PLANO, EL DISEÑADOR QUEDA EXONERADO DE TODA RESPONSABILIDAD EN CUANTO A LAS MODIFICACIONES O EN UN TODO SI ESTA ES LA SUSTANCIA DEL DISEÑO. ESTA TOTALMENTE PROHIBIDO, REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL, USO INDEBIDO, EXHIBICION O COMUNICACION A TERCEROS. LOS INFRACTORES SERAN PENALIZADOS POR DAÑOS Y PERJUICIOS. ESTE PLANO SOLO SE UTILIZARA EN EL DISEÑO DE LA CONSTRUCCION DE LA REFERENCIA Y NO DEBERA UTILIZARSE EN PROYECTOS SIMILARES.

NORMA DE DISEÑO
NSR-10

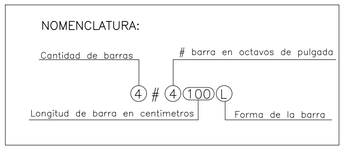


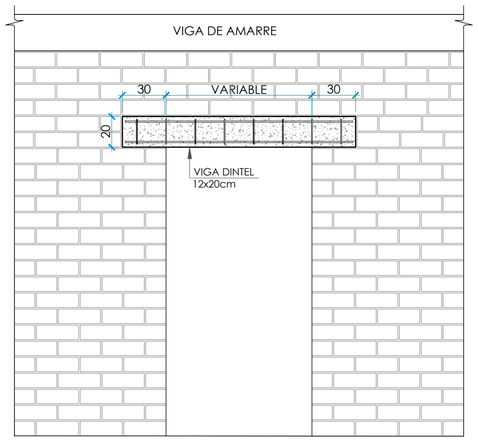
DETALLE 3D AMPLIACIÓN PROYECTADA
ESC_1:50

VIGAS Y DINTELES NUEVOS
MURO NUEVO
MURO LOSAS VIGAS EXISTENTES

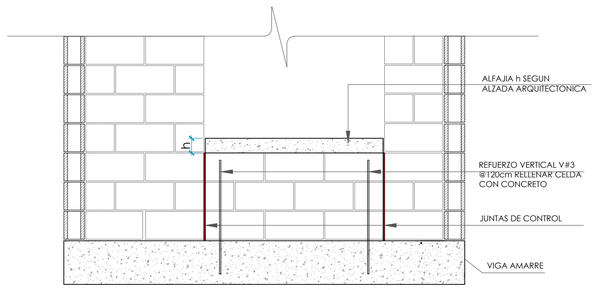


SECCION VIGA DINTEL
12x20cm
Escala_1.10





DETALLE VIGA DINTEL
ESCALA 1:50



AMARRE ANTEPECHOS
Esc. 1:25

CUADRO DE GANCHOS Y TRASLAPOS

# Barra	Db.	Ganchos	TRACCIÓN						COMPRESIÓN
			Long. Desarrollo	Long. Desarrollo	Traslapo A		Traslapo B		Traslapo
			REF. INFERIOR	REF. SUPERIOR	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	
3	0.95	15	45	55	45	55	55	70	30
4	1.27	20	55	75	55	75	75	95	40
5	1.59	25	70	90	70	90	90	120	50
6	1.91	30	85	110	85	110	110	140	60
7	2.22	35	120	155	120	155	155	205	70
8	2.54	40	140	180	140	180	180	235	75

NSR-10 *Medidas en Centimetros *Resistencia del Concreto: 21MPa *Resistencia del acero: fy=420MPa

BARRAS DE REFUERZO PRINCIPAL DIMENSIONES
PARA EL DOBLAMIENTO DE GANCHOS ESTANDAR



DESIGNACION DE LA BARRA	ø	DIMENSIONES EN mm			
		r	d	c	TOTAL
N° 2	1/4"	50	50	100	150
N° 3	3/8"	50	50	100	150
N° 4	1/2"	100	50	150	200
N° 5	5/8"	100	60	190	250
N° 6	3/4"	100	80	220	300
N° 7	7/8"	100	100	250	350
N° 8	1"	100	100	300	400

ESPECIFICACIONES AMPLIACIÓN LABORATORIO DE MEZCLAS – DISEÑO LABORATORIO LAMBDA PUJC

MATERIALES

CONCRETOS
–VIGAS AEREAS: 28MPa (4000psi)
–LOSAS ENTREPISO: 28MPa (4000psi)

ACERO DE REFUERZO
–ASTM A706M: 420MPa (60ksi)

ACERO ESTRUCTURAL
–PERFILES LAMINADOS: ASTM A–572 Gr50(fy=352 Mpa)
–PLATINAS:ASTM A–572 Gr.50 Segun detalle.
–TUBULARES: ASTM A–500 Gr.C (fy=342 Mpa)
–PERF. FORM. EN FRIO: fy=351 Mpa

MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL
–RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA (f'm= 8.0MPa).
–MORTERO DE PEGA: TIPO M (f'cp=17.5MPa).
–MORTERO DE RELLENO: (f'cr=12.5 MPa).
–TIPO DE BLOQUE: MAMP. 12X6.5X24 ESTRUCTURAL

RECUBRIMIENTOS MINIMOS:

–VIGUETAS Y LOSAS= 0.02 m

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

–GRADO DE DESEMPEÑO: SUPERIOR

CARGAS

CARGA VIVA:
–CARGA VIVA DE OFICINAS=3.0kN/m²

CARGA MUERTA:

–NIVEL N+3.50m: 1.8kN/m²
–NIVEL N+7.5m: 1.55kN/m²

PARÁMETROS SÍSMICOS:

GRUPO DE USO
–ESTRUCTURAS DE ATENCIÓN A LA COMUNIDAD (GRUPO III)
SISTEMA DE RESISTENCIA Y PARÁMETROS SÍSMICOS
–NORMA DE DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES: NSR–10
–SISTEMA: MUROS DE CARGA – MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE BLOQUE DE PERFORACIÓN VERTICAL DMO
–Ro=2.5 –> R=1.88

PERFIL DE SUELO :
–PERFÍL DE SUELO: MICROZONA 4e "ABANICO DE PANCE"
> Aa=0.25, > Fa= 0.91,
> Av=0.25, > Fv= 1.81,
> Tc=0.95s, > TL= 3.00s,
> I= 1.25

Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

PROYECTO

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN Y DE LA PLATAFORMA EXPERIMENTAL

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUAR BASTIDAS BETANCOURT

DIRECTORES:

INGRID MADERA SIERRA
ORLANDO CUNDUMÍ SANCHEZ

PLANO

- DETALLES DEL DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN EN LABORATORIO DE MEZCLAS PARA ALOJAMIENTO DE ESPACIO MULTIFUNCIONAL DEL LABORATORIO LAMBDA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - CALI

CONVENCIONES

NOTAS GENERALES

LAS ESPECIFICADAS EN EL PLANO

ARCHIVO

3. EST - AMP LAB MEZCLAS - PUJC.dwg

FECHA

OCTUBRE 2024

CONTIENE

- VISTA 3D DE LAS AMPLIACIONES PROYECTADAS
- ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN
- DETALLES CONSTRUCTIVOS
- CUADROS DE FIGURACIÓN DE ACEROS

ESCALA

LAS INDICADAS

PLANO No

PL 10 DE 10