

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA PARA EL NUEVO EDIFICIO DE
INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

**AUTORES:
NATHALIA BARRETO GONZÁLEZ
JESSICA ALEXANDRA SÁNCHEZ GILEDE**

BOGOTÁ D.C, JUNIO 09 DE 2015

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA PARA EL NUEVO EDIFICIO DE
INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

**AUTORES:
NATHALIA BARRETO GONZÁLEZ
JESSICA ALEXANDRA SÁNCHEZ GILEDE**

**TRABAJO DE GRADO
PRESENTADO COMO REQUISITO PARCIAL
PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERAS CIVILES**

**DIRECTOR
DANIEL MAURICIO RUIZ VALENCIA
INGENIERO CIVIL, M.Sc**

BOGOTÁ D.C, JUNIO 09 DE 2015

Nota de Aceptación

Firma del Jurado

**Firma del Director de Carrera
Ing. Msc. María Patricia León Neira**

**Firma del Director de Trabajo de Grado
Ing. Msc. Daniel Mauricio Ruiz Valencia**

Bogotá D.C, Junio de 2015

Dedicatoria

Este trabajo de grado va dedicado a nuestros padres, Guillermo Alfredo Barreto García y Juan Carlos Sánchez Gáfaro quienes han sido fundamentales para el desarrollo de nuestra carrera y han sido un ejemplo en sus vidas profesionales lo cual para nosotras ha brindado la motivación necesaria para poder culminar con nuestra carrera satisfactoriamente. Por poder exigirnos de la manera que siempre lo han hecho lo cual ha marcado una pauta en nuestra formación íntegra í y profesional.

A nuestras madres, Ángela Patricia González Sierra y Jeannette Rocío Gilede González, porque sin su amor incondicional no pautaríamos nuestros sueños y cumpliríamos nuestras metas como solo ustedes nos han enseñado. Porque sin sus enseñanzas y su sabiduría no podríamos tener los pilares que fundamentan nuestra vida día a día y que rigen nuestra ruta en el camino personal y profesional.

A todos nuestros hermanos, hermanas, todos nuestros familiares y amigos, quienes han sido partícipes de nuestra experiencia de formación personal y profesional, y por su inmenso apoyo y amor que se ha mantenido en el transcurso de nuestras vidas.

Agradecimientos

Agradecemos profundamente al Ingeniero Daniel Ruiz Valencia por haber sido nuestro mentor, guía, un excelente maestro y el mejor director de proyecto de grado. Gracias por ser la persona que fundamentó la mayor parte de nuestros conocimientos para poder cumplir favorablemente nuestro trabajo de grado. Gracias por su entera disposición y gran dedicación frente a todos los obstáculos y por confiar plenamente en nosotras.

De igual manera, agradecemos al Ingeniero Jorge Alberto Rodríguez el cual nos brindó un gran conocimiento en el análisis dinámico del suelo aportándonos estudios de respuesta dinámica local sísmica en proyectos importantes para nuestro trabajo de grado. Gracias por su cooperación, pues fortaleció un trabajo integral en el área de estructuras y geotecnia. Así mismo agradecemos de una manera muy especial al ingeniero Andrés Villareal por toda su disposición y colaboración en el transcurso de nuestro trabajo.

Finalmente agradecemos a nuestros padres por su apoyo e interés en el desarrollo del trabajo, gracias por ser nuestro ejemplo para poder ser mejores mujeres, mejores profesionales y poder brindarle a nuestro país un aporte valioso en el diseño y análisis de estructuras dinámicas sismo resistente.

Y por último a todos los demás profesores del departamento de ingeniería civil que realizaron aportes valiosos, contribuyendo así al desarrollo de nuestra formación profesional.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	20
2	JUSTIFICACIÓN.....	22
3	OBJETIVOS.....	23
3.1	OBJETIVO GENERAL.....	23
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	23
4	MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE.....	23
4.1	CONCEPTOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL.....	23
4.1.1	GRADOS DE LIBERTAD.....	24
4.1.1.1	SISTEMAS DINÁMICOS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	25
4.1.1.2	SISTEMAS DINÁMICOS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD ...	27
4.1.2	RIGIDEZ.....	28
4.1.3	AMORTIGUAMIENTO.....	29
4.1.3.1	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.....	29
4.1.3.2	AMORTIGUAMIENTO DE COULOMB.....	29
4.1.3.3	AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO.....	30
4.1.4	EXCITACIÓN DINÁMICA.....	31
4.1.4.1	EXCITACIÓN EN LA BASE.....	31
4.2	SISMOS.....	32
4.2.1	LA DERIVA DE LOS CONTINENTES.....	33
4.2.2	TECTÓNICA DE PLACAS.....	33
4.2.3	SISMOLOGÍA.....	35
4.2.3.1	SISMICIDAD GLOBAL.....	35
4.2.3.2	SISMICIDAD EN LOS BORDES DE PLACAS.....	35
4.2.4	FALLAS GEOLÓGICAS.....	37
4.3	ONDAS SÍSMICAS.....	38
4.3.1	ONDAS INTERNAS.....	38
4.3.1.1	ONDAS P (ONDAS PRIMARIAS).....	38
4.3.1.2	ONDAS S (ONDAS SECUNDARIAS).....	38
4.3.2	ONDAS SUPERFICIALES.....	39
4.3.2.1	ONDAS RAYLEIGH.....	39
4.3.2.2	ONDAS LOVE.....	39
4.3.3	MAGNITUD DEL SISMO.....	40
4.3.3.1	SISMOGRAMAS.....	40
4.3.3.2	MAGNITUD DE RICHTER.....	40
4.4	SISMICIDAD COLOMBIANA.....	40
4.5	INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA.....	41
4.5.1	INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA EN COLOMBIA.....	43
4.5.1.1	ENTIDAD ENCARGADA.....	43
4.5.1.2	LOCALIZACIÓN.....	43

4.5.2	EQUIPOS DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA.....	44
4.5.2.1	ACELERÓMETROS.....	44
4.5.2.1.1	REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.....	45
4.5.2.2	GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.....	45
4.5.3	ALGUNOS EJEMPLOS DE EDIFICACIONES INTERNACIONALES INSTRUMENTADAS SÍSMICAMENTE	47
4.5.3.1	PACIFIC PARK PLAZA	47
4.5.3.2	HEADQUARTERS OF BRD-SOCIÉTÉ GÉNÉRALE BANK EN RUMANIA.....	49
4.5.4	ALGUNOS EJEMPLOS DE EDIFICACIONES NACIONALES INSTRUMENTADAS SÍSMICAMENTE	50
4.5.4.1	EDIFICIO 350 UNIVERSIDAD DEL VALLE	50
4.5.4.2	EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA.....	51
4.6	AMENAZA SÍSMICA	55
4.7	MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	56
4.7.1	MICROZONIFICACIÓN DE BOGOTÁ D.C	57
4.7.1.1	ESTUDIOS PREVIOS DE LA MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BOGOTÁ D.C.....	58
4.7.1.2	AMENAZA SÍSMICA Y SEÑALES DE DISEÑO	58
4.7.1.3	ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA	60
4.7.1.4	RED ACELEROGRÁFICA DE BOGOTÁ (RAB).....	60
5	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUELO DE IMPLANTACIÓN DEL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA	63
5.1	UBICACIÓN	63
5.2	ASPECTOS TOPOGRÁFICOS, GEOTÉCNICOS Y GEOMORFOLÓGICOS..	63
5.3	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	64
5.4	ENSAYOS DE LABORATORIO	67
6	MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO	68
6.1	PROPIEDADES DEL SUELO	68
6.1.1	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA DE ESTUDIOS CERCANOS.....	68
6.1.1.1	ESTUDIO EDIFICIO CALLE 45	68
6.1.1.2	ESTUDIO EDIFICIO CALLE 39	70
6.1.1.3	ESTUDIO EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL.....	71
6.1.1.4	ESTUDIO EDIFICIO GABRIEL GIRALDO	72
6.2	GEOMETRÍA DEL SUELO	73
6.3	MODELACIÓN NUMÉRICA (SOFTWARE PLAXISV8.2)	74
6.4	DEFINICIÓN DE FUENTES PROBABLES DE OCURRENCIA PARA EL ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL SUELO.....	76

6.4.1	SISMO LEJANO (FUENTE: SUBDUCCIÓN).....	76
6.4.2	SISMO REGIONAL (FUENTE: REGIONAL).....	76
6.4.3	SISMOS CERCANOS (FUENTE: LOCAL)	76
6.5	SELECCIÓN DE SISMOS PARA ANÁLISIS.....	76
6.6	SELECCIÓN DE PUNTOS DE ANÁLISIS.....	79
7	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.....	81
7.1	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	81
7.1.1	GEOMETRÍA DEL EDIFICIO	85
7.1.1.1	SÓTANOS.....	85
7.1.1.2	PLANTAS SUPERIORES	86
8	MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.....	88
8.1	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	88
8.2	CARGAS DE DISEÑO	89
8.2.1	CARGA MUERTA DE DISEÑO	89
8.2.2	CARGA VIVA DE DISEÑO	89
8.2.3	FUERZAS SÍSMICAS Y MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO.....	89
8.2.3.1	ESPECTRO DE DISEÑO	89
9	ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO	91
9.1	RESULTADOS DEL ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL SUELO	91
9.1.1	RESPUESTA SÍSMICA DEL SUELO OBTENIDA EN DESPLAZAMIENTOS	91
9.1.2	RESPUESTA SÍSMICA DEL SUELO OBTENIDA EN ACELERACIONES	94
10	ÁNÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA	98
10.1	ÁNÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.....	98
10.1.1	ÁNÁLISIS SÍSMICO LINEAL.....	99
10.1.1.1	ÁNÁLISIS MODAL.....	99
10.1.1.2	FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA.....	102
10.1.1.3	ÁNÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	102
10.1.2	ÁNÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL.....	111
10.1.2.1	PUSHOVER	111
11	SELECCIÓN DE LOS PUNTOS PARA LA INSTALACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA PARA EL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA	115
11.1	METODOLOGÍA PARA LA INSTALACIÓN Y SELECCIÓN DE LOS ACELERÓMETROS.....	115
11.1.1	EJEMPLO DE INSTALACIÓN DE ACELERÓMETROS PARA EL EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL.....	115
11.1.1.2	SELECCIÓN DE LOS PUNTOS DE INSTALACIÓN DE LOS ACELERÓMETROS	118

11.1.2	EJEMPLO DE INSTALACIÓN DE GALGAS EXTENSOMÉTRICAS	136
11.1.2.1	SELECCIÓN DE LOS PUNTOS DE INSTALACIÓN DE GALGAS EXTENSOMÉTRICAS	138
11.1.2.2	PUSHOVER EN X.....	148
11.1.2.3	PUSHOVER EN Y.....	155
12.1	CARACTERIZACIÓN TÉCNICA Y EVALUACIÓN ECONÓMICA PARA ACELERÓMETROS Y GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.....	165
12.2	SELECCIÓN Y COSTO TOTAL DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA PARA EL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA	168
13.	CONCLUSIONES.....	169
14.	RECOMENDACIONES.....	171
15.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	172
16.	ANEXOS	174

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 1. MASA CONCENTRADA CON UN NÚMERO FINITO DE GRADOS DE LIBERTAD (GARCÍA REYES, 1998)	25
FIGURA 2. MASA DISTRIBUIDA CON UN NÚMERO INFINITO DE GRADOS DE LIBERTAD (GARCÍA REYES, 1998)	25
FIGURA 3. SISTEMA ELÁSTICO DE UN GRADO DE LIBERTAD (GARCÍA REYES, 1998).....	25
FIGURA 4. DESPLAZAMIENTOS DE LA MASA EN EL TIEMPO EN CONDICIONES INICIALES DE DESPLAZAMIENTO Y VELOCIDAD (GARCÍA REYES, 1998)	26
FIGURA 5. SISTEMAS DE COORDENADAS LOCALES Y GLOBALES (GARCÍA REYES, 1998).....	27
FIGURA 6. RELACIÓN FUERZA VS DESPLAZAMIENTO (GARCÍA REYES, 1998)	28
FIGURA 7. RESORTE HELICOIDAL (GARCÍA REYES, 1998).....	28
FIGURA 8. BARRA SIMPLEMENTE APOYADA (GARCÍA REYES, 1998).....	29
FIGURA 9. CICLO DE HISTÉRESIS PARA UN MATERIAL INELÁSTICO (GARCÍA REYES, 1998).....	30
FIGURA 10. A) CICLO DE CARGA, B) CICLO DE DESCARGA Y C) ENERGÍA DISIPADA (GARCÍA REYES, 1998)	31
FIGURA 11. TIPOS DE EXCITACIÓN DINÁMICA (GARCÍA REYES, 1998).....	31
FIGURA 12. SISTEMA SOMETIDO A EXCITACIÓN EN LA BASE (GARCÍA REYES, 1998).....	32
FIGURA 13. EL CONTINENTE UNIVERSAL PANGEA (FUENTE: HTTP://MPARALELOS.JIMDO.COM)	33
FIGURA 14. PLACAS TECTÓNICAS DE LA TIERRA (GARCÍA REYES, 1998).....	34
FIGURA 15. ZONA DE SUBDUCCIÓN. (GARCÍA, L.E, 1998)	35
FIGURA 16. BORDE DIVERGENTE (FUENTE: HTTP://WWW.DATUOPINION.COM)	36
FIGURA 17. BORDE CONVERGENTE (FUENTE: HTTP://TRIOIAE.BLOGSPOT.COM)	36
FIGURA 18. TIPOS DE FALLAS GEOLÓGICAS. (GARCÍA, L.E, 1998).....	37
FIGURA 19. ONDAS P (FUENTE: HTTP://WWW.SMIS.ORG.MX).....	38
FIGURA 20. ONDA S (FUENTE: HTTP://WWW.SMIS.ORG.MX)	39
FIGURA 21. ONDA RAYLEIGH (FUENTE: HTTP://WWW.SMIS.ORG.MX)	39
FIGURA 22. ONDA LOVE (FUENTE: HTTP://WWW.SMIS.ORG.MX)	40
FIGURA 23. SISMOGRAMA (GARCÍA REYES, 1998).....	40
FIGURA 24. SISTEMA DE FALLAS EN COLOMBIA (GARCÍA REYES, 1998)	41
FIGURA 25. ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA (SKOLNIK, 2010).....	42
FIGURA 26. ACELERÓMETRO PIEZO-ELÉCTRICO (FUENTE: HTTP://ELECTROMNTTO.BLOGSPOT.COM)	44

FIGURA 27. ACELEROGRAMA DEL SISMO DE IMPERIAL VALLEY (GARCÍA REYES, 1998)	45
FIGURA 28. STRAIN GAGES MECÁNICO (FUENTE: HTTP://WWW.ING.UNLP.EDU.AR)	46
FIGURA 29. GALGAS EXTENSOMÉTRICAS PARA MATERIALES HOMOGÉNEOS (FUENTE: HTTP://WWW.OMEGA.COM)	46
FIGURA 30. GALGAS EXTENSOMÉTRICAS PARA MATERIALES NO HOMOGÉNEOS (FUENTE: HTTP://WWW.OMEGA.COM)	47
FIGURA 31. UBICACIÓN INSTRUMENTACIÓN DEL PACIFIC PARK PLAZA (ÇELEBI Y KALKAN, 2006)	48
FIGURA 32. REGISTRO DE 5 EVENTOS SÍSMICOS PARA EL PACIFIC PARK PLAZ (ÇELEBI Y KALKAN, 2002)	48
FIGURA 33. AMPLIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS CORRESPONDIENTES A LA PLANTA ALTA, MEDIA Y BAJA EN COMPARACIÓN A LA RESPUESTA EN LA ISLA YERBAUENA, CON LA MISMA DISTANCIA EPICENTRAL (ÇELEBI Y KALKAN, 2002)	49
FIGURA 34. EDIFICIO BRD-SOCIÉTÉ GÉNÉRALE BANK, RUMANIA (ALDEA Y DEMETRIU, 2006)	49
FIGURA 35. ACELERACIONES EN PROFUNDIDAD Y SUPERFICIE EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL (ALDEA Y DEMETRIU, 2006)	50
FIGURA 36. ACELERACIONES EN PROFUNDIDAD Y SUPERFICIE EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL (ALDEA Y DEMETRIU, 2006)	50
FIGURA 37. DISTRIBUCIÓN DE SENSORES EN EL EDIFICIO 350 UNIVERSIDAD DEL VALLE, CALI-COLOMBIA (FUENTE: HTTP://EICG.UNIVALLE.EDU.CO/)	51
FIGURA 38. ACELERACIONES PICO PRESENTES EN LA EDIFICACIÓN PARA EL PERIODO COMPRENDIDO EN UNA SEMANA (FUENTE: HTTP://EICG.UNIVALLE.EDU.CO/)	51
FIGURA 39. EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL (FUENTE: HTTP://JAVERIANA.EDU.CO)	52
FIGURA 40. ACELERACIÓN OBTENIDA EN SUPERFICIE EN DIRECCIÓN NORTE-SUR (FUENTE: ING. DANIEL RUIZ VALENCIA)	53
FIGURA 41. ACELERACIÓN OBTENIDA EN PROFUNDIDAD EN DIRECCIÓN NORTE-SUR (FUENTE: ING. DANIEL RUIZ VALENCIA)	53
FIGURA 42. ACELERACIÓN OBTENIDA EN SUPERFICIE EN DIRECCIÓN ESTE-OESTE (FUENTE: ING. DANIEL RUIZ VALENCIA)	54
FIGURA 43. ACELERACIÓN OBTENIDA EN PROFUNDIDAD EN DIRECCIÓN ESTE-OESTE (FUENTE: ING. DANIEL RUIZ VALENCIA)	54
FIGURA 44. MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE COLOMBIA (MZSB,2010)	56
FIGURA 45. MAPA DE AMENAZA SÍSMICA EN COLOMBIA (MZSB,2010)	57
FIGURA 46. ACELEROGRAMAS DE DISEÑO COMPATIBLES PARA ESCENARIOS SÍSMICOS (MZSB, 2010)	59

FIGURA 47. ESPECTROS PROMEDIOS DE SEÑALES Y UNIFORMES DE AMENAZA (MZSB, 2010)	59
FIGURA 48. MAPA ACTUALIZADO DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA (MZSB, 2010).....	60
FIGURA 49. RED DE ACELERÓGRAFOS DE BOGOTÁ D.C (RUIZ, JARAMILLO, RIVEROS Y GALLEGU, 2012)	61
FIGURA 50. ESTACIONES DE LA RED DE ACELERÓGRAFOS DE BOGOTÁ (RAB) Y DE LA RED DE ACELERÓGRAFOS DE COLOMBIA (RNAC).....	62
FIGURA 51. VISTA EN 3D DEL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA (FUENTE: PROYECTOS DE DESARROLLO DE LA PLANTA FÍSICA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA)	63
FIGURA 52. ESQUEMA GEOTÉCNICO TÍPICO DE UNA SECCIÓN ESTE-OESTE ENTRE CALLE 13 Y CALLE 127 (MZSB, 2010)	64
FIGURA 53. UBICACIÓN GENERAL DE LOS CUATRO (4) SONDEOS	66
FIGURA 54. WN DE LOS SONDEOS REALIZADOS	67
FIGURA 55. SONDEOS REALIZADOS (FUENTE: TOMADA DEL ESTUDIO DEL EDIFICIO DE LA CALLE 45).	69
FIGURA 56. ENSAYOS DE DOWN HOLE Y VALORES DE VS CORRELACIONADO CON EL SPT (FUENTE: TOMADA DEL ESTUDIO DEL EDIFICIO DE LA CALLE 45).	69
FIGURA 57. UBICACIÓN EDIFICIO CALLE 39 (FUENTE: TOMADA DEL ESTUDIO EDIFICIO CALLE 39).....	70
FIGURA 58. ENSAYOS DE DOWN HOLE Y VALORES DE VS CORRELACIONADO CON EL SPT (FUENTE: TOMADA DEL ESTUDIO DEL EDIFICIO DE LA CALLE 39).	70
FIGURA 59. HUMEDAD NATURAL Y PESO UNITARIO VS PROFUNDIDAD PARA EL SUELO DEL EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL.....	72
FIGURA 60. HUMEDAD VS PROFUNDIDAD DEL SUELO EL EDIFICIO GABRIEL GIRALDO (FUENTE: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL CAMPUS DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA)	73
FIGURA 61. CORTE LONGITUDINAL (FUENTE: GOOGLEEARTH)	73
ASÍ MISMO, SE SOLICITÓ UN PERFIL DE ELEVACIÓN (FIGURA 62) DEL CORTE YA HECHO, CON EL FIN DE TENER UN PARÁMETRO BASE DE LAS CONDICIONES DE FRONTERA QUE SE DEBERÍAN TENER EN CUENTA PARA EL MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO.	73
FIGURA 62. PERFIL DE ELEVACIÓN (FUENTE: GOOGLEEARTH)	74
FIGURA 63. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO.....	74
FIGURA 64. MODELO BIDIMENSIONAL DEL TERRENO.....	75
FIGURA 65. ACELEROGRAMA SISMO UMBRIA.....	77

FIGURA 66. ACELEROGRAMA SISMO COYOTELAKE	78
FIGURA 67. ACELEROGRAMA SISMO COALINGA AFTERSHOCK	78
FIGURA 68. ACELEROGRAMA SISMO LOMAPRIETA	79
FIGURA 69. ACELEROGRAMA SISMO MEXICO.....	79
FIGURA 70. SELECCIÓN DE PUNTOS DE ANÁLISIS	80
FIGURA 71. VISTA EN 3D DEL PLAN DE ENMARCACIÓN DE LA PLANTA FÍSICA DE LA UNIVERSIDAD JAVERIANA.....	81
FIGURA 72. SECCIONES DE COLUMNAS METÁLICAS (FACHADA)	82
FIGURA 73. SECCIONES DE COLUMNAS INTERIORES – EJE D.....	82
FIGURA 74. SECCIÓN TRANSVERSAL MUROS ESTRUCTURALES.....	83
FIGURA 75. ENTREPISO SÓTANOS 1 Y 2.....	83
FIGURA 76. ENTREPISO PISO 1 N + 0.00	83
FIGURA 77. ENTREPISO PISO 2 AL PISO 14 N + 3.20 - N + 66.0.....	84
FIGURA 78. SECCIÓN TÍPICA DE VIGUETAS Y VIGA PERIMETRAL EN SÓTANOS	84
FIGURA 79. SECCIÓN TÍPICA DE VIGUETAS PISO 2 – PISO 14 (N + 3.20 AL N + 66.0).....	84
FIGURA 80. PLANTA TÍPICA DEL SÓTANO 2 UBICADA A N - 6.00	85
FIGURA 81. PLANTA TÍPICA DEL SÓTANO 1 UBICADA A N - 3.00	85
FIGURA 82. PLANTA TÍPICA NIVEL DE ACCESO UBICADA A N + 0.00	86
FIGURA 83. PLANTA TÍPICA DEL PISO 2 UBICADA A N + 3.20	86
FIGURA 84. PLANTA TÍPICA DEL PISO 3 UBICADA A N + 10.00	87
FIGURA 85. PLANTA TÍPICA PISOS 4 – 14 UBICADA A DESDE N + 14.50 AL N + 66.00	87
FIGURA 86. MODELO 3D – EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA.....	87
FIGURA 87. ESPECTRO DE DISEÑO.....	90
FIGURA 88. REPUESTA DINÁMICA DEL MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO	91
FIGURA 89. DESPLAZAMIENTO OBTENIDO SISMO COYOTE	92
FIGURA 90. DESPLAZAMIENTO OBTENIDO SISMO LOMAPRIETA.....	92
FIGURA 91. DESPLAZAMIENTO OBTENIDO SISMO COALINGA	93
FIGURA 92. DESPLAZAMIENTO OBTENIDO SISMO UMBRIA.....	93
FIGURA 93. DESPLAZAMIENTO OBTENIDO SISMO MEXICO	94
FIGURA 94. ACELEROGRAMA OBTENIDO SISMO COYOTE	95
FIGURA 95. ACELEROGRAMA OBTENIDO SISMO LOMAPRIETA.....	95
FIGURA 96. ACELEROGRAMA OBTENIDO SISMO COALINGA	96
FIGURA 97. ACELEROGRAMA OBTENIDO SISMO UMBRIA.....	96
FIGURA 98. ACELEROGRAMA OBTENIDO SISMO MÉXICO	97
FIGURA 99. MODELO DEL EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CON MUROS PANTALLA.....	99

FIGURA 100. MODELO DEL EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CON COLUMNAS	99
FIGURA 101. PUNTOS SELECCIONADOS PARA EL ANÁLISIS TIME-HISTORY	103
FIGURA 102. HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DE COYOTE	103
FIGURA 103. HISTORIAL DE VELOCIDADES PARA EL SISMO DE COYOTE....	104
FIGURA 104. HISTORIAL DE ACELERACIONES PARA EL SISMO DE COYOTE	104
FIGURA 105. HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DE LOMAPRIETA.....	105
FIGURA 106. HISTORIAL DE VELOCIDADES PARA EL SISMO DE LOMAPRIETA	105
FIGURA 107. HISTORIAL DE ACELERACIONES PARA EL SISMO DE LOMAPRIETA.....	106
FIGURA 108. HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DE COALINGA	106
FIGURA 109. HISTORIAL DE VELOCIDADES PARA EL SISMO DE COALINGA	107
FIGURA 110. HISTORIAL DE ACELERACIONES PARA EL SISMO DE COALINGA	107
FIGURA 111. HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DE MÉXICO	108
FIGURA 112. HISTORIAL DE VELOCIDADES PARA EL SISMO DE MÉXICO.....	108
FIGURA 113. HISTORIAL DE ACELERACIONES PARA EL SISMO DE MÉXICO	109
FIGURA 114. HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DE UMBRIA	109
FIGURA 115. HISTORIAL DE VELOCIDADES PARA EL SISMO DE UMBRIA.....	110
FIGURA 116. HISTORIAL DE ACELERACIONES PARA EL SISMO DE UMBRIA	110
FIGURA 117. ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO DE COYOTE.....	112
FIGURA 118. CURVA PUSHOVER EN X	113
FIGURA 119. CURVA PUSHOVER EN Y	113
FIGURA 120 .PLACA METÁLICA PARA ACELERÓMETRO (FUENTE: TOMADO POR EL ING. DANIEL RUIZ VALENCIA)	115
FIGURA 121 .SISTEMA DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA IMPLEMENTADO EN EL EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL PARA INSTALACIÓN DE ACELERÓMETROS EN SUPERFICIE (FUENTE: TOMADO POR EL ING. DANIEL RUIZ VALENCIA).....	116
FIGURA 122. ESQUEMA DE INSTALACIÓN CON DIGITALIZADOR (FUENTE: TOMADO DE HTTP://WWW.AMPERE.CON)	117
FIGURA 123. METODOLOGÍA PARA LA SELECCIÓN DE LOS PUNTOS DONDE SE IMPLEMENTARÁ LOS ACELERÓMETROS	118
FIGURA 124. FORMA DEL MODO 1.....	120

FIGURA 125. MODO 1 – PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 14	
.....	120
FIGURA 126. MODO 1 – FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA PISO 14	120
FIGURA 127. MODO 1 – PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 8	
.....	121
FIGURA 128. MODO 1-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 8	121
FIGURA 129. MODO 1-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 4	
VISTA EN PLANTA	121
FIGURA 130. MODO 1-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 4	122
FIGURA 131. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL MODO 1	122
FIGURA 132. FORMA DEL MODO 2	123
FIGURA 133. MODO 2-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 14	
VISTA EN PLANTA	123
FIGURA 134. MODO 2-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 14	124
FIGURA 135. MODO 2-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 8	
VISTA EN PLANTA	124
FIGURA 136. MODO 2-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 8	125
FIGURA 137. MODO 2-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 4	
VISTA EN PLANTA	125
FIGURA 138. MODO 2-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 4	126
FIGURA 139. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL MODO 2	126
FIGURA 140. FORMA DEL MODO 3	127
FIGURA 141. MODO 3-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 14	
VISTA EN PLANTA	127
FIGURA 142. MODO 3-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 14	128
FIGURA 143. MODO 3-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO PARA EL PISO 8	
VISTA EN PLANTA	128
FIGURA 144. MODO 3-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL PISO 8	128
FIGURA 145. FORMA DEL MODO 4	129
FIGURA 146. MODO 4 - PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO	129
FIGURA 147. MODO 4-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL COSTADO OCCIDENTAL	130
FIGURA 148. MODO 4-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL COSTADO ORIENTAL	130
FIGURA 149. FORMA DEL MODO 5	131
FIGURA 150. PUNTOS CRÍTICOS PARA EL MODO 5	131
FIGURA 151. MODO 5-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL MODO 5	132
FIGURA 152. FORMA DEL MODO 6	132
FIGURA 153. MODO 6-PUNTOS CRÍTICOS DE MOVIMIENTO EN ALZADO COSTADO ORIENTAL	133
FIGURA 154. MODO 5-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL MODO 5	133

FIGURA 155. MODO 5-FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL MODO 5	134
FIGURA 156. UBICACIÓN DE LOS ACELERÓMETROS DEL EDIFICIO EN 3D....	135
FIGURA 157. UBICACIÓN DE LOS ACELERÓMETROS EN LAS PLANTAS 4, 8 Y 14.....	135
FIGURA 158. EJEMPLO UBICACIÓN GALGA EXTENSOMÉTRICA EN PÓRTICO METÁLICO	136
FIGURA 159. EJEMPLO CONEXIÓN BANDAS DE LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.....	137
FIGURA 160. SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS PARA LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS (DAQ)	137
FIGURA 161. METODOLOGÍA PARA LA SELECCIÓN DE LOS PUNTOS DONDE SE IMPLEMENTARÁ.....	138
LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.....	138
FIGURA 162. SECCIONES DE COLUMNAS METÁLICAS (FACHADA)	139
FIGURA 163 –COLUMNA EQUIVALENTE	139
FIGURA 164. DIAGRAMA P-M DE LA COLUMNA DE 6 MM EN XTRACT	140
FIGURA 165. DIAGRAMA P-M DE LA COLUMNA DE 9 MM EN XTRACT	141
FIGURA 167. VIGA TÍPICA HEA 600	143
FIGURA 168. SECCIONES DE MUROS ESTRUCTURALES.....	143
FIGURA 169. DIAGRAMA M-PHI DE LA VIGA HEA 600 EN XTRACT.....	144
FIGURA 170. DIAGRAMA P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.32X0.4 EN XTRACT.....	145
FIGURA 171. DIAGRAMA P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.4 X 0.4 EN XTRACT.....	146
FIGURA 172. DIAGRAMA P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.24 X 0.4 EN XTRACT.....	147
FIGURA 173. RÓTULA PLÁSTICA DE LA ESTRUCTURA PARA PUSHOVER X .	148
FIGURA 174. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN VIGA HEA 800 PISO 6 Y 7.....	149
FIGURA 175. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN VIGAS HEA 600 PISO 4.....	149
FIGURA 176. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN COLUMNA TUBULAR Y EN MUROS PANTALLA PISO 2	150
FIGURA 177. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN COL FACHA DE 6 MM COSTADO FRONTAL DE LA ESTRUCTURA.....	150
FIGURA 178. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN COLUMNA FACHADA DE 6 MM COSTADO POSTERIOR DE LA ESTRUCTURA.....	151
FIGURA 179. RÓTULA PLÁSTICA DE LA ESTRUCTURA PARA PUSHOVER Y .	155
FIGURA 180. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN COLUMNA FACHADA DE 6 MM COSTADO FRONTAL DE LA ESTRUCTURA.....	155

FIGURA 181. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN DIAGONAL DE HEA 360	156
FIGURA 182. UBICACIÓN GALGAS EXTENSOMÉTRICAS EN VIGA HEA 360 Y MUROS PANTALLA PISO 10	156
FIGURA 183. MOMENTO VS GIRO SECCIÓN METÁLICA DE LA FACHADA DE 6 MM DE ESPESOR OBTENIDO DE XTRACT	159
FIGURA 184. CURVATURA PRINCIPAL SECCIÓN METÁLICA DE LA FACHADA DE 6 MM DE ESPESOR	160
FIGURA 185. DEFORMACIÓN UNITARIA SECCIÓN METÁLICA DE LA FACHADA DE 6 MM DE ESPESOR	160
FIGURA 186. MOMENTO VS GIRO PARA LOS TRES MUROS DE CONCRETO..	161
FIGURA 187. CURVATURA PRINCIPAL PARA MURO 1 DE CONCRETO DE 4.32 X 0.4 MTS.....	162
FIGURA 188. DEFORMACIÓN UNITARIA PARA MURO 1 DE CONCRETO DE 4.32 X 0.4 MTS	162
FIGURA 189. CURVATURA PRINCIPAL PARA MURO 2 DE CONCRETO DE 4.4 X 0.4 MTS.....	163
FIGURA 190. DEFORMACIÓN UNITARIA PARA MURO 2 DE CONCRETO DE 4.4 X 0.4 MTS.....	163
FIGURA 191. CURVATURA PRINCIPAL PARA MURO 3 DE CONCRETO DE 4.24 X 0.4 MTS.....	164
FIGURA 192. DEFORMACIÓN UNITARIA PARA MURO 3 DE CONCRETO DE 4.24 X 0.4 MTS	164
FIGURA 193. ACELERÓMETRO DE 3 COMPONENTES MTSS-1033A/1043A (FUENTE: TOMADA ANEXO 1 COTIZACIÓN R-SENSORS).....	166

LISTADO DE TABLAS

TABLA 1. SONDEO 1.....	64
TABLA 2. SONDEO 2.....	65
TABLA 3. SONDEO 3.....	65
TABLA 4. SONDEO 4.....	65
TABLA 5. CARACTERÍSTICAS DE PESO ESPECÍFICO, HUMEDAD NATURAL, LÍMITES DE ATTERBERG Y PROFUNDIDAD DEL SUELO DEL EDIFICIO HERNANDO ARELLANO ÁNGEL.....	71
TABLA 6. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUELO PARA EL EDIFICIO GABRIEL GIRALDO (FUENTE: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL CAMPUS DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA)	72
TABLA 7. PARÁMETROS DE ENTRADA PARA PLAXISV8.2.....	75
TABLA 8. SELECCIÓN DE EVENTOS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS.....	77
TABLA 9. DESCRIPCIÓN PROPIEDADES DE LOS MATERIALES (CNI INGENIEROS CONSULTORES S.A.S, "MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO LABORATORIOS DE INGENIERÍA DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA", 2015).....	88
TABLA 10. FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA	101
TABLA 11. PARTICIPACIÓN DE MASA OBTENIDO DE SAP2000	102
TABLA 12. FRECUENCIAS NATURALES OBTENIDAS DE SAP2000V15.....	119
TABLA 13. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE LA COLUMNA DE 6 MM EN XTRACT.....	140
TABLA 14. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE LA COLUMNA DE 6 MM EN SAP2000.....	140
TABLA 15. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE LA COLUMNA DE 9 MM EN XTRACT	141
TABLA 16. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE LA COLUMNA DE 9 MM EN SAP2000.....	141
TABLA 17. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE LA COLUMNA DE 16 MM EN XTRACT.....	142
TABLA 18. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE LA COLUMNA DE 16 MM EN SAP2000.....	142
TABLA 19. VALORES DE M - ROTACIÓN DE LA VIGA HEA 600 EN XTRACT..	144
TABLA 20. VALORES DE M - ROTACIÓN DE LA VIGA HEA 600 EN SAP2000..	144
TABLA 21. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.32X0.4 EN XTRACT.....	145
TABLA 22. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.32X0.4 EN SAP2000.....	145
TABLA 23. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.4 X0.4 EN XTRACT.....	146

TABLA 24. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.4 X0.4 EN SAP2000.....	146
TABLA 25. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.24 X0.4 EN XTRACT.....	147
TABLA 26. VALORES MÁXIMOS DE P-M DE MURO 1 EN CONCRETO DE 4.24X0.4 EN SAP2000.....	147
TABLA 27. FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS PARA PUSHOVER EN X.	154
TABLA 28. FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS PARA PUSHOVER EN Y.	158
TABLA 29. COTIZACIÓN REFTEK.....	165
TABLA 30. COTIZACIÓN R-SENSORS.....	166
TABLA 31. COTIZACIÓN GURALP UK.....	167
TABLA 32. COTIZACIÓN OMEGA.....	167
TABLA 33. VALOR TOTAL CUATRO (4) COTIZACIONES.....	168
TABLA 34. PROPUESTAS ESCOGIDAS.....	168

1 INTRODUCCIÓN

La sismología es una ciencia relativamente joven que se ha venido estudiando durante los últimos años. Desde tiempos remotos no hubo teorías científicas que explicaran los sismos; los primeros filósofos que dieron comienzo al razonamiento de este fenómeno fueron Aristóteles y Séneca (300 A.C), los cuales mostraban el aire como el origen o fuente de los eventos sísmicos.

Durante años se desarrollaron varias teorías que intentaron explicar el origen de los sismos, pero no fue hasta principios del año 1800 que la teoría de propagación de onda comenzó y fue desarrollada por Navier, Cauchy, Poisson, Stokes entre otros físicos, quienes dedujeron las principales ondas de cuerpo que viajan en materiales sólidos, esto incluye ondas de compresión y cortante (*Shearer, 2009*).

Fue en 1888 que se planteó una teoría importante acerca de la propagación de las ondas por el interior de la tierra, la cual fue expuesta por Schmidt y expone que en general, la velocidad de onda aumenta con la profundidad. Poco tiempo después, Suess reemplazó el concepto de foco puntual por el de región focal, y se estableció una relación entre fenómenos sísmicos, la formación de montañas y el movimiento de las placas tectónicas (*Bolt, 1978*).

Actualmente, la información acerca del origen de los sismos, terremotos, movimiento en el interior de la tierra entre otros es bastante amplia. Así mismo, profesionales dedicados al campo de la construcción, ingenieros y arquitectos, deben concebir, diseñar y construir obras capaces de resistir la violenta sacudida del terreno producida por terremotos y sismos, y contribuir, a través de su acción y práctica profesional, a reducir el impacto funesto que estos eventos naturales han causado a la humanidad. Evitar el colapso de estructuras y proteger la vida humana son objetivos primordiales pero no únicos; la reducción de daños debe ser igualmente una meta, pues las pérdidas materiales derivadas pueden ser muy grandes y tener un efecto negativo sobre la sociedad y la economía de un país.

Para lograr estos propósitos, es fundamental conocer dónde y porqué se originan los sismos y cuáles son las características del movimiento del terreno. Así mismo es necesario conocer los efectos que producen tanto a estructuras como al medio ambiente los eventos sísmicos, los factores que pueden influir para amplificar la intensidad e incrementar daños, y como se determina el riesgo sísmico de una región. (*Sauter, 1989*). De aquí la necesidad de abordar el tema del comportamiento de una estructura y del suelo conjuntamente ante un evento sísmico mediante la instrumentación sísmica.

Para conocer en detalle el comportamiento de estos eventos sísmicos, es necesario implementar instrumentos de monitoreo constante en la estructura a analizar, que sean capaces de detectar las vibraciones, operar continuamente con capacidad de detección muy sensitiva, tener una respuesta lineal conocida al movimiento del suelo; que permita que los registros sísmicos estén relacionados al contenido frecuencial y a las amplitudes del movimiento del suelo.

Sin embargo, dado que no todos los instrumentos pueden registrar todos los posibles eventos que suceden durante un sismo con una respuesta lineal, ha sido necesario desarrollar instrumentos para observar en el amplio rango dinámico de amplitudes y frecuencias, de todas las posibles señales de interés evitando la interferencia de ruido ambiental. Los instrumentos más adecuados que permitan registrar lo anteriormente dicho son los acelerómetros y las galgas extensométricas los cuales miden las aceleraciones y deformaciones unitarias respectivamente del sistema estructural.

2 JUSTIFICACIÓN

Desde el momento en que la ingeniería civil buscó formas innovadoras para llevar un control detallado del comportamiento y estado de estructuras, se han implementado instrumentos de medición sísmica como los acelerómetros y galgas extensométricas permitiendo así una mayor exactitud en las respuestas obtenidas debido a los cambios de servicio, señales sísmicas y vibraciones ambientales en edificaciones reales.

Estos sistemas especializados de monitoreo constituidos por instrumentos de medición sísmica, registran información relacionada con aceleraciones, velocidades, desplazamientos y propiedades dinámicas de la estructura. Sin embargo, en un país como Colombia no se encuentra gran cantidad de edificios instrumentados diseñados con la NSR-10 (*Norma Colombiana Sismo resistente del 2010*) y donde únicamente se obliga a instrumentar edificios de gran magnitud quedando la mayor parte de construcciones a nivel nacional fuera de esta descripción (*Norma Colombiana Sismo resistente del 2010, Título A*).

Poder implementar equipos de monitoreo en un país como Colombia, específicamente Bogotá D.C, aportaría un gran conocimiento en la determinación del comportamiento real de edificios diseñados y construidos con la NSR – 10, convirtiendo la medición estructural en el medio por el cual se llegaría a conocer el grado de desempeño de edificios a lo largo de su vida útil. Adicionalmente, se verificaría el diseño con la microzonificación sísmica de Bogotá (*Colombia, Decreto No. 523 de 16 de diciembre de 2010, “Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá”, 2010*).

Para responder a este reto, el presente trabajo de grado pretende definir el mejor esquema de instrumentación sísmica para el nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana (*enmarcado en el proyecto de desarrollo de la planta física 2008-2028*), con 77 metros de altura con un área de 12.000 m² y 14 pisos; este pretende ser el edificio con la mayor cantidad de instrumentos sísmicos del país.

Por consiguiente, se consideraría aspectos técnicos y económicos de algunos equipos de medición. Con el fin de registrar el comportamiento del edificio ya mencionado, en dirección Norte – Sur, Este –Oeste y rotacional según las diferentes formas modales y según los períodos estructurales obtenidos.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivo general

Proponer un esquema de instrumentación sísmica para el suelo y la estructura del nuevo edificio de investigación y laboratorios de la Facultad de Ingeniería.

3.2 Objetivos específicos

- Estimar la respuesta sísmica bidimensional del suelo y tridimensional de la estructura ante los movimientos del terreno.
- Determinar los puntos críticos de movimiento del edificio ante desplazamientos del terreno, que permitan establecer periodos naturales de vibración tanto traslaciones como rotacionales.
- Establecer los puntos críticos sometidos a grandes esfuerzos donde se puedan implementar galgas extensométricas.
- Evaluar diferentes alternativas de equipos para instrumentación sísmica desde el punto de vista técnico y considerando la limitación de recursos económicos.
- Determinar la cantidad de equipos de instrumentación sísmica con base en los parámetros dinámicos que se requiere determinar y los recursos económicos disponibles.

4 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

4.1 Conceptos de Dinámica estructural

La dinámica estructural es el estudio del conjunto o conjuntos de partículas en movimiento. Se divide en dos campos: la cinemática, como el desplazamiento, la velocidad, la aceleración y el tiempo; y la cinética, como la relación entre las fuerzas que actúan sobre un cuerpo (la masa del cuerpo y su movimiento), permitiendo de esta manera estudiar los movimientos causados por las fuerzas actuantes. De este modo, cuando un cuerpo se desplaza de una posición inicial estable, este tiende a volver a la misma posición al verse afectado por la acción de fuerzas que tienden a

restablecer la situación de equilibrio. Es por ello, que la dinámica estructural estudia las vibraciones de cuerpos flexibles y rígidos, teniendo en cuenta factores como desplazamiento, velocidad, aceleración, tiempo, masa y el desplazamiento, permitiendo de esta manera establecer la relación entre ellas.

No obstante, solo fue hasta la época de Galileo y Newton que se obtuvo un gran avance en el entendimiento de los problemas de movimiento y sus causas; donde Isaac Newton (1642-1727) llegó a conclusiones que hoy fundamentan y soportan la estática y la dinámica de cuerpos rígidos y flexibles. De este modo, las leyes de Newton son las que rigen el comportamiento de los cuerpos en movimiento y el desarrollo de la dinámica de los cuerpos rígidos siendo:

- a) La primera ley *“Todo cuerpo permanece en su estado de reposo, o movimiento uniforme rectilíneo, a menos de que sea obligado a cambiar de estado debido a la aplicación de cualquier tipo de fuerza.”*
- b) La segunda ley *“La fuerza que actúa sobre un cuerpo y causa su movimiento, es igual a la tasa de cambio del momentum del cuerpo.”*
- c) Y la tercera ley *“A toda acción se opone siempre una reacción de igual magnitud; o las acciones mutuas entre dos cuerpos son siempre iguales y opuestas”*

Obteniendo finalmente el principio de D’Alembert donde la denominada fuerza inercial actúa en dirección contraria a la aceleración del cuerpo (*Ecuación 1*):

$$F - ma = 0$$

Ecuación 1. Principio de D’Alembert (García Reyes, 1998)

4.1.1 Grados de Libertad

Los grados de libertad en Dinámica estructural son el número mínimo de coordenadas que un cuerpo tiene para definir la posición de este en el espacio y tiempo. Estos dependen del tipo de sistema, al ser un sistema rígido, se contempla la no ocurrencia del movimiento relativo por lo que la masa se puede describir como un *centro de masa (Figura 1)* del sistema; a diferencia de un sistema flexible donde la masa se tendría en cuenta como *masa distribuida (Figura 2)* y por consiguiente se podría hablar de un número infinito de grados de libertad.

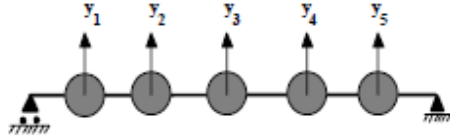


Figura 1. Masa concentrada con un número finito de grados de libertad (García Reyes, 1998)

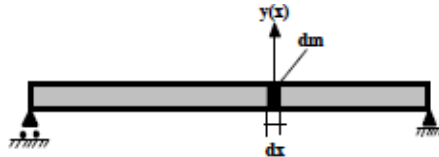


Figura 2. Masa distribuida con un número infinito de grados de libertad (García Reyes, 1998)

4.1.1.1 Sistemas Dinámicos de un grado de Libertad

Para los sistemas elásticos de un grado de libertad, compuestos por una masa, la cual se desliza por una superficie horizontal que se conecta a un resorte y así mismo a un apoyo inmóvil, cuyas coordenadas son x , y (Figura 3)

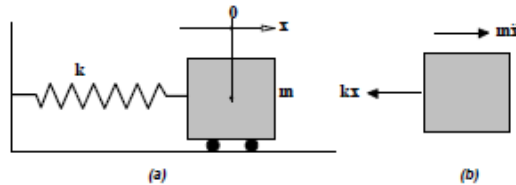


Figura 3. Sistema Elástico de un grado de libertad (García Reyes, 1998)

La fuerza ejercida para poder deformar al resorte, teniendo en cuenta la constante k del mismo, se puede calcular mediante (Ecuación 2).

Donde

F_r =Fuerza ejercida por el resorte

k = constante del resorte

x = desplazamiento relativo entre los extremos del mismo

$$F_r = kx$$

Ecuación 2. Fuerza ejercida por el resorte (García Reyes, 1998)

Lo anterior sabiendo que la fuerza inercial se define en la (*Ecuación 1*), y aplicando el principio de D'Alembert se obtiene la ecuación de equilibrio (*Ecuación 3*), correspondiente a una ecuación diferencial lineal homogénea de segundo orden y luego dividiendo por m y definiendo ω^2 como k/m y solucionando la ecuación diferencial se obtiene (*Ecuación 4*).

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

Ecuación 3. Ecuación diferencial lineal homogénea de segundo orden (García Reyes, 1998)

$$x(t) = A\sin(\omega t) + B\cos(\omega t)$$

Ecuación 4. Solución para el movimiento en un sistema de un grado de libertad (García Reyes, 1998)

De este modo, al haber introducido un desplazamiento y una velocidad inicial a la masa, hace que el sistema oscile con un movimiento periódico (*Figura 4*). Adicionalmente, gracias a la periodicidad el valor de x se puede interpretar como el mismo cada $(2\pi/\omega)$ segundos, y por lo tanto se pueden definir tres ecuaciones indispensables (*Ecuación 5,6 y 7*), necesarias para obtener parámetros como: frecuencias naturales en radianes o en Hertz (ω o f) y periodos de vibración del sistema (t),

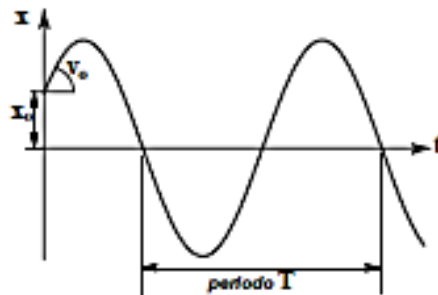


Figura 4. Desplazamientos de la masa en el tiempo en condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad (García Reyes, 1998)

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Ecuación 5. Frecuencia natural del sistema en radianes/segundos (García Reyes, 1998)

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

Ecuación 6. Frecuencia natural del sistema en hertz (García Reyes, 1998)

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Ecuación 7. Periodo natural del sistema en segundos (García Reyes, 1998)

4.1.1.2 Sistemas dinámicos de varios grados de libertad

Para el análisis de sistemas dinámicos de varios grados de libertad, es necesario incurrir al análisis matricial de estructuras. De este modo, en el análisis matricial se definen dos sistemas, el primero referente a las fuerzas y el segundo a los desplazamientos de la estructura, ambos positivamente.

Es importante tener en cuenta que cuando se toma un sistema de coordenadas referente a los ejes propios del elemento, se estaría hablando de un *sistema de coordenadas locales* (Figura 5.(a) y(c)). y cuando se habla de los ejes de la estructura como conjuntos, se estaría refiriendo a un *sistema de coordenadas globales* (Figura 5.(b) y (d)).

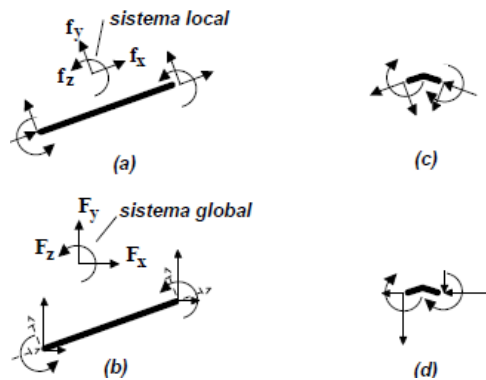


Figura 5. Sistemas de coordenadas locales y globales (García Reyes, 1998)

De esta manera para un sistema de varios grados de libertad se debe adoptar la idealización del amortiguamiento viscoso (ver 4.1.3.1) de manera que la solución más cercana a el fenómeno físico viene dada por la Ecuación 8.

Donde

[M]= Matriz de masa del sistema

[C]= Coeficientes de Amortiguamientos

[K]= matriz de rigidez del sistema

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\}$$

Ecuación 8. Ecuación para un sistema de varios grados de libertad (García Reyes, 1998)

4.1.2 Rigidez

La rigidez se define como la relación entre las fuerzas externas ya sean dinámicas o estáticas y la deformación que estas mismas inducen al cuerpo (*Figura 6*).

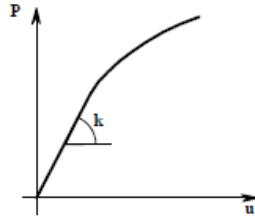


Figura 6. Relación fuerza vs desplazamiento (García Reyes, 1998)

Así mismo, el caso que simplifica y muestra de manera esquemática el concepto de rigidez, es el de un resorte helicoidal, el cual se estira debido a la aplicación de una fuerza P en alguno de sus extremos, tendiendo el otro extremo apoyado. Es decir, las deformaciones son resistidas mediante un trabajo interno del extremo no apoyado, asociado a la relación que existe entre la fuerza de resistencia del resorte y la deformación entre sus extremos (*Figura 7*)

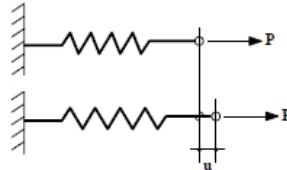


Figura 7. Resorte helicoidal (García Reyes, 1998)

De esta manera, la rigidez es la relación entre las fuerzas (p) y los desplazamientos (u), obteniendo (*Ecuación 9*):

$$K = \frac{p}{u}$$

Ecuación 9. Ecuación matemática de la Rigidez

Por otro lado, es fundamental tener en cuenta que debido a los conceptos de resistencia de materiales, la Inercia (I), el módulo de elasticidad del material (E), el área (A) y la longitud del mismo (L), son indispensables para poder demostrar la rigidez en diferentes casos para ciertos sistemas elásticos, por ejemplo la rigidez de una barra simplemente apoyada con una fuerza transversal en el centro de la luz (*Figura 8*)

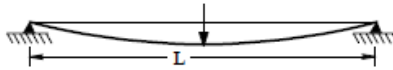


Figura 8. Barra simplemente apoyada (García Reyes, 1998)

Obteniendo de esta manera que la rigidez para un sistema elástico para una barra simplemente apoyada con una fuerza transversal en el centro de la luz (*Ecuación 10*)

$$K = \frac{48EI}{L^3}$$

Ecuación 10. Rigidez de una barra simplemente apoyada (García Reyes, 1998)

4.1.3 Amortiguamiento

Una de las formas en que un cuerpo en movimiento tiende a disminuirlo depende del tiempo, y esto se debe a que existe una pérdida de energía en el sistema producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción. La energía perdida (cinética o potencial) es transformada en otras formas como calor o ruido. Algunas de las formas más utilizadas para poder describir las fuerzas de amortiguamiento son: *Amortiguamiento viscoso, amortiguamiento de Coulomb y Amortiguamiento Histérico.*

4.1.3.1 Amortiguamiento Viscoso

Para el caso del amortiguamiento viscoso, un cuerpo en movimiento que se encuentra dentro de un fluido pierde energía cinética debido a que la misma viscosidad del fluido se opone a este (*Ecuación 11*).

Donde

F_a = la fuerza producida por el amortiguador

c = constante del amortiguador

x = velocidad relativa entre los extremos del amortiguador

$$F_a = cx$$

Ecuación 11. Ecuación para el amortiguamiento viscoso (García Reyes, 1998)

4.1.3.2 Amortiguamiento de Coulomb

Para este caso, el amortiguamiento corresponde al fenómeno de fricción, producido por las superficies secas, suponiendo que el amortiguamiento de coulomb es

independiente de la velocidad de movimiento, una vez este se inicia este (Ecuación 12).

Donde

F_a = la fuerza producida por el amortiguamiento

μ = coeficiente de fricción dinámica (adimensional)

N = fuerza normal a la superficie de fricción

$$F_a = \pm \mu N$$

Ecuación 12. Ecuación para el amortiguamiento de Coulomb (García Reyes, 1998)

4.1.3.3 Amortiguamiento Histerético

Para la ingeniería civil la histéresis se define como la historia del comportamiento de una o más propiedades físicas las cuales se relacionan (Figura 9). De esta manera, el amortiguamiento histerético se da cuando un elemento estructural es sometido a cambios en el sentido de la carga aplicada, cuando éste se encuentra en el rango inelástico.

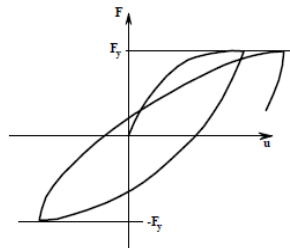


Figura 9. Ciclo de Histéresis para un material inelástico (García Reyes, 1998)

De esta manera, para un ciclo de carga Figura 10.(a) sin necesidad de aplicar mayor fuerza, en F_y (Fuerza de fluencia) existe una deformación, una vez se cambia el movimiento, se inicia un ciclo de descarga Figura 10.(b) y el material estudiado da una respuesta diferente a comparación de lo obtenido en el ciclo de carga hasta llegar a $-F_y$.

Finalmente la energía de deformación acumulada corresponde a el área bajo la curva de carga y cuando el sistema transfiere energía para convertirse en energía cinética esta corresponde a el área bajo la curva de descarga para finalmente obtener la diferencia entre éstos lo cual es la energía disipada que se convierte en calor y/o ruido Figura 10.(c).

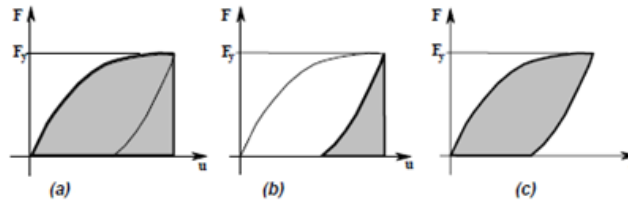


Figura 10. a) ciclo de carga, b) ciclo de descarga y c) energía disipada (García Reyes, 1998)

4.1.4 Excitación Dinámica

Toda estructura en el tiempo útil sin despreciar su uso, se ve inducida por diferentes tipos de excitación dinámica que pueden poner en riesgo la estabilidad de la misma, dependiendo de la causa que la genere como: equipos mecánicos, impacto, explosiones, viento, olas y sismos (Figura 11).

<p>Causada por equipos mecánicos</p> <p>Dentro de este grupo están los efectos causados por maquinarias y equipos que tengan componentes que roten o se desplacen periódicamente.</p>		
<p>Causada por impacto</p> <p>El hecho de que una masa sufra una colisión con otra, induce una fuerza impulsiva aplicada sobre las dos masas, la cual induce vibraciones.</p>		
<p>Causada por explosiones</p> <p>Una explosión produce ondas de presión en el aire, o movimientos del terreno. Ambos efectos afectan estructuras localizadas cerca del lugar de la explosión.</p>		
<p>Causada por el viento</p> <p>La intensidad de las presiones que ejercen el viento sobre las estructuras varía en el tiempo. Esto induce efectos vibratorios sobre ellas.</p>		
<p>Causada por olas</p> <p>En las estructuras hidráulicas las olas inducen efectos dinámicos correspondientes a las variaciones del empuje hidráulico sobre ellas.</p>		
<p>Causada por sismos</p> <p>El efecto sobre las estructuras de los movimientos del terreno producidos por la ocurrencia de un sismo conduce a vibraciones importantes de la estructura.</p>		

Figura 11. Tipos de Excitación dinámica (García Reyes, 1998)

4.1.4.1 Excitación en la Base

Es fundamental tener en cuenta cuando en un sistema la excitación viene de su base, ya que para la dinámica estructural la respuesta de este sistema se asemeja a la excitación debido a una fuente sísmica, idealizando de esta manera: un sistema dinámico de un grado de libertad (*Figura 12*).

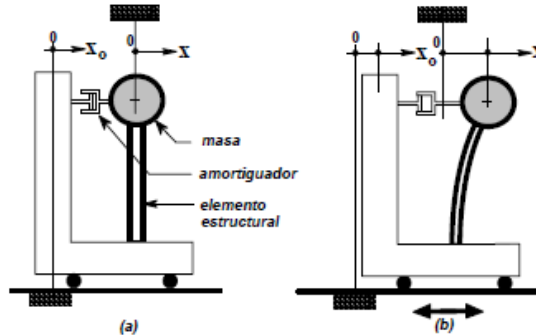


Figura 12. Sistema Sometido a excitación en la base (García Reyes, 1998)

Es así, como la fuerza inercial del sistema (*Ecuación 13*), las fuerzas del resorte (*Ecuación 14*) y las fuerzas ejercidas por el amortiguador (*Ecuación 15*) describen el movimiento de la base de la estructura, donde reemplazando y derivando con respecto al tiempo se obtiene finalmente (*Ecuación 16*):

$$F_i = -m\ddot{x}$$

Ecuación 13. Fuerza inercial (García Reyes, 1998)

$$F_r = k(x - x_0)$$

Ecuación 14. Fuerza del resorte (García Reyes, 1998)

$$F_a = c(\dot{x} - \dot{x}_0)$$

Ecuación 15. Fuerza debido al amortiguador (García Reyes, 1998)

$$u(t) = \frac{-1}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t x_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau$$

Ecuación 16. Solución del sistema excitado en la Base (García Reyes, 1998)

La solución del sistema, indica que la introducción de un movimiento en la base de este es equivalente a un sistema con base fija a la cual se le aplica una fuerza proporcional a la masa del sistema, que se multiplica por el negativo de la aceleración del terreno.

4.2 Sismos

Dando continuidad a la mencionado anteriormente, la teórica de los sismos es relevante para conocer a que se ve sometida una estructura ante un evento sísmico. Adicionalmente, la deriva de los continentes, la tectónica de placas, la sismología, entre otras; abordan conceptos fundamentales para entender el análisis dinámico para emplear instrumentación sísmica y la complejidad del diseño de estas.

4.2.1 La deriva de los continentes

En 1912 el geofísico alemán Alfred Wegener dio a conocer su teoría de la deriva continental, en la cual argumenta que los continentes se desplazan como gigantes bloques de corteza unos respecto a otros sobre un manto líquido. Según Wegener hace aproximadamente doscientos millones de años todos los continentes del globo terráqueo estuvieron unidos y formaron una sola masa continental a la que llamó Pangea, palabra griega que significa “*todas las tierras*” (Figura 13). En esa época América del Sur formaba parte de un bloque continental con África, Antártida y Australia. Por otra parte Norteamérica estaba unida a Europa y Asia. Al inicio de la era geológica del Mesozoico este único continente comenzó a fragmentarse y a dividirse formando los continentes que hoy en día conocemos. (Sauter, 1989).



Figura 13. El continente universal Pangea (Fuente: <http://mparalelos.jimdo.com>)

La teoría de Wegener despertó grandes controversias en el medio científico, y se presentaron argumentos que trataron de demostrar la imposibilidad de que los continentes pudieran moverse y derivar libremente sobre el manto terrestre, sin embargo, los científicos no pudieron refutar la mayoría de las analogías propuestas por Wegener, cuya teoría se anticipó en varias décadas y no fue hasta 1960 que esta teoría pudo explicar de manera adecuada el movimiento de los continentes gracias a la teoría de tectónica de placas, aceptada hoy universalmente.

4.2.2 Tectónica de Placas

De acuerdo con la teoría de la tectónica de placas, la corteza terrestre está dividida en 17 placas principales que conforman la totalidad de la superficie terrestre (Figura 14). Las placas litosféricas mayores son: Eurasia, África, América, Indo-Australia, Pacífico y Antártida; y las placas menores son: Nazca, Coco, Caribe, Arabia, Filipinas y Somalia. Estas placas se desplazan lateralmente unas respecto a otras impulsadas

por corrientes de convección que se generan en el manto, donde la mayor parte de la actividad sísmica en el mundo está asociada, directa o indirectamente, con el movimiento relativo de las placas litosféricas y con su interacción a lo largo de las zonas de contacto (García, L.E, 1998).

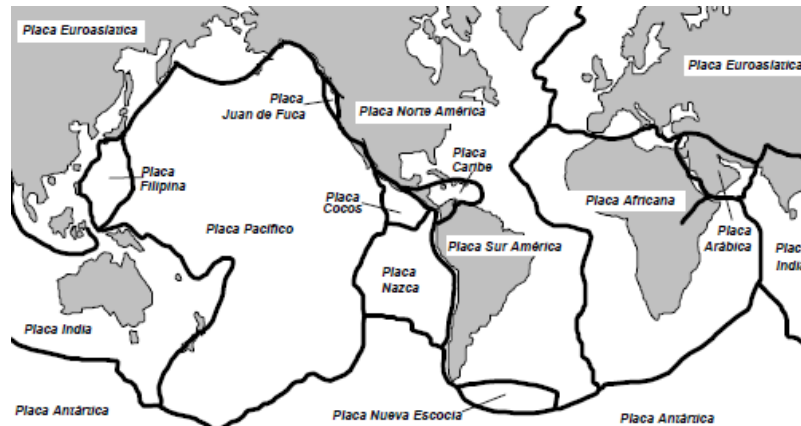


Figura 14. Placas tectónicas de la tierra (García Reyes, 1998)

Actualmente, científicos han comprobado la existencia de un sistema montañoso submarino que se prolonga y ramifica a través de otros océanos por más de 40000 km de longitud. Mediante investigaciones oceanográficas se ha determinado que el fondo oceánico es más viejo cuanto más se aleja de la dorsal oceánica, lo cual significa que el fondo del Océano Atlántico se está alejando de la de presión axial que se observa en la cresta de la cordillera oceánica y así mismo, ensanchando constantemente.

De lo anterior se puede deducir que corrientes conectivas en el manto conducen material basáltico fundido, conocido como magma desde el interior de la tierra y lo fuerzan hacia la superficie a través y a lo largo del eje de la cordillera centro-oceánica. El material incandescente, que asciende desde el interior de la tierra, aflora a la superficie en la cima de la cordillera a través de la depresión central llamada “el rift” (Sauter, 1989).

Para el equilibrio global es necesario que el aporte de nuevo material cortical a lo largo de la depresión central o rift, situado en la cresta de las cordilleras centro-oceánicas, sea compensado y esto requiere que en otras zonas desaparezca material de la corteza. Se llama zona de subducción (Figura 15) a la zona buzante donde se produce la sumersión de la placa oceánica bajo la placa continental. (Sauter, 1989).

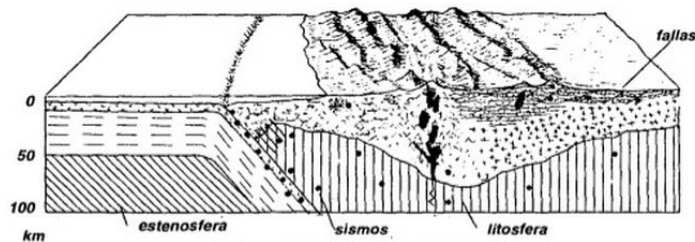


Figura 15. Zona de subducción. (García, L.E, 1998)

De lo anterior se deduce que la teoría de tectónica de placas es una hipótesis que provee un modelo dinámico de convección térmica en la parte superior del manto y de circulación de material de la litosfera, que es creada en las cordilleras oceánicas y destruidas en las fosas submarinas.

4.2.3 Sismología

4.2.3.1 Sismicidad Global

La sismología es la ciencia que trata del estudio de los temblores y de la propagación de las ondas sísmicas. Esta ha aportado los conocimientos que se poseen sobre la constitución y propiedades físicas del interior del globo terráqueo. Las vibraciones producidas por un sismo se propagan a partir del foco o fuente en todas direcciones y su curso es reflejado en las discontinuidades entre los distintos estratos de materiales que atraviesan y en los límites entre las capas que conforman el interior del planeta. Además, la velocidad de propagación es modificada según la densidad y propiedades físicas de los estratos y medios en que se propagan las ondas.

Al estudiar los registros de las vibraciones producidas por los terremotos, las explosiones artificiales y al trazar la trayectoria que recorren las ondas, los científicos son capaces de revelar la naturaleza y las características físicas de las capas que atraviesan, permitiendo deducir la estructura interna del globo terrestre. (*Sauter, 1989*).

4.2.3.2 Sismicidad en los bordes de placas

La actividad sísmica se concentra en estrechas franjas a lo largo de los límites entre placas, el desplazamiento de estas alcanzan velocidades de orden de varios centímetros por año y el movimiento relativo entre las mismas puede ser de expansión o separación, de sumersión o subducción, o puede conducir a la colisión frontal o ser simplemente un desplazamiento lateral paralelo a la falla que separa las placas.

A lo largo de este proceso se generan fuerzas de fricción que mantienen entrabadas dos placas adyacentes, produciendo grandes esfuerzos en el material de la corteza

con la consiguiente acumulación de considerables cantidades de energía elástica de deformación. Cuando los esfuerzos sobrepasan la resistencia de la roca o cuando se vencen las fuerzas de fricción, se produce la ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada en el material de la corteza. Esta es irradiada desde el foco o fuente sísmica en forma de ondas que se propagan en todas direcciones a través del medio sólido de la Tierra. (Sauter, 1989).

La principal actividad sísmica a nivel mundial, según lo expuesto anteriormente, se sitúa en las zonas de deformación tectónica mejor conocido como los límites entre los bloques de la corteza terrestre. Las placas litosféricas tienen tres tipos de límite o frontera:

- a) *Borde divergente*: corresponde a las dorsales o zonas de expansión, generalmente del suelo oceánico, donde se crea nuevo material cortical a lo largo de un rift o depresión central en el caso de las cordilleras centro-oceánicas (Figura 16).

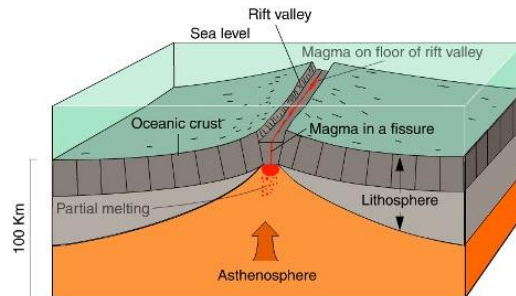


Figura 16. Borde divergente (Fuente: <http://www.datuopinion.com>)

- b) *Borde convergente*: corresponde: **b.1)** Las zonas de subducción de una placa oceánica bajo otra placa, sea ésta continental u oceánica, en las cuales se consume y destruye nuevamente el material de la corteza. **b.2)** Las zonas de colisión frontal entre placas continentales (Figura 17).

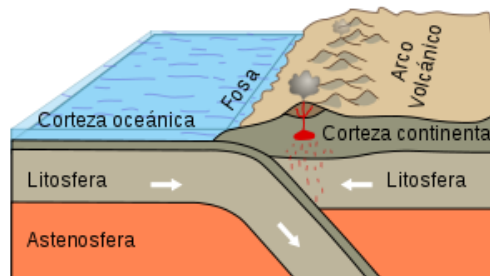


Figura 17. Borde convergente (Fuente: <http://trioiae.blogspot.com>)

- c) *Borde transcurrente*: corresponde a las fallas de transformación en las cuales el desplazamiento relativo es lateral, paralelo al límite común entre placas adyacentes; en ellas no se crea ni se destruye material cortical.

4.2.4 Fallas Geológicas

Anteriormente, se vió que los sismos ocurren directamente en la zona de contacto entre las placas adyacentes, sin embargo muchos eventos son generados en fallas geológicas locales y se les denomina sismos interplaca. El plano en las estructuras geológicas en el cual se producen desplazamientos lentos, acompañados de dislocaciones súbitas y violentas de la roca, se llama falla.

Se denominan fallas activas a las que son capaces de producir sismos, por el contrario las fallas inactivas son aquellas que no se observa actividad sísmica. (García, L.E, 1998). Durante un sismo, un bloque de la corteza terrestre se desplaza respecto al bloque adyacente a lo largo del plano de falla. El plano de fractura está definido por su orientación o azimut, por el ángulo de buzamiento y la dirección del desplazamiento. A continuación se definen tres tipos característicos de fallas (Figura 18):

- a) *Transcurrente*: es una falta en la que se producen desplazamientos horizontales y los dos bloques adyacentes se desplazan lateralmente en sentidos opuestos. Según su movimiento relativo puede denominarse falla transcurrente de desplazamiento izquierdo o falla transcurrente de desplazamiento derecho.
- b) *Normal*: en este tipo de falla el plano de falla es oblicuo respecto al horizonte, en ella se produce un desplazamiento a lo largo de la superficie de falla inclinada y los bloques se reajustan según las fuerzas a que está sometida la región tectónica. Aquí los bloques están sometidos a fuerzas de tensión, el bloque superior o techo descende respecto al interior o piso y se desliza hacia abajo siguiendo el ángulo de buzamiento de la falla.
- c) *Inversa*: es una falla en la que los bloques están sometidos a fuerzas de compresión perpendicular a la falla, y el bloque superior es forzado a deslizarse hacia arriba y asciende respecto al bloque inferior.

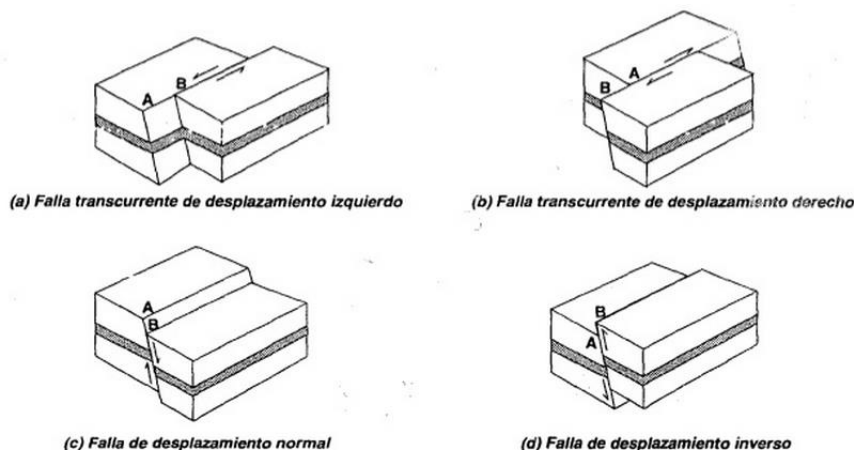


Figura 18. Tipos de fallas geológicas. (García, L.E, 1998)

4.3 Ondas Sísmicas

Consideradas como un tipo de onda elástica, son aquellas perturbaciones de esfuerzos que se propagan a lo largo de un medio elástico y generan movimientos en las placas tectónicas. Estas se clasifican en ondas internas y ondas superficiales.

4.3.1 Ondas Internas

Son aquellas que se propagan a través del interior de la Tierra con una velocidad mayor a las ondas superficiales. Estas a su vez se subdividen en ondas longitudinales o de compresión conocidas como ondas P (*ondas primarias*), y ondas transversales o de corte denominadas ondas S (*ondas secundarias*).

4.3.1.1 Ondas P (ondas Primarias)

Se caracterizan por propagarse de forma que las partículas del suelo experimentan cambios de volumen pero sin rotación, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación (*Figura 19*). Estas ondas son las primeras en llegar a la superficie de la Tierra y por lo tanto las primeras en ser registradas por los sismógrafos con una velocidad aproximadamente de 1.73 veces mayor a las ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material líquido o sólido.

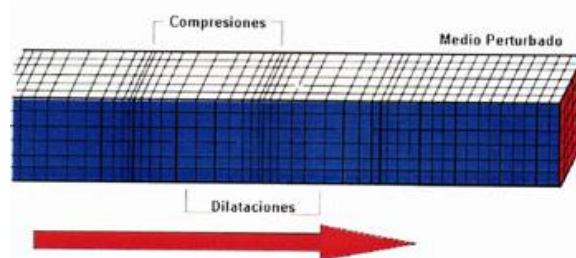


Figura 19. Ondas P (Fuente: <http://www.smis.org.mx>)

4.3.1.2 Ondas S (Ondas secundarias)

Generan un movimiento transversal a la dirección de la propagación, deformando las partículas de suelo al imponerles rotación y generando esfuerzos cortantes (*Figura 20*). Su velocidad es menor que las ondas P y por lo tanto son registradas después de estas, trasladándose solamente a través de elementos sólidos. Usualmente generan las oscilaciones durante el movimiento sísmico y son las que producen la mayor parte de los daños.

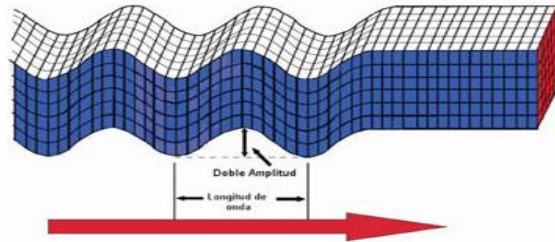


Figura 20. Onda S (Fuente: <http://www.smis.org.mx>)

4.3.2 Ondas Superficiales

Son consecuencia de las ondas internas y se propagan por la superficie terrestre experimentando ahí su máxima amplitud, atenuándose rápidamente con la profundidad. Estas a su vez se subdividen en ondas de Rayleigh y ondas Love.

4.3.2.1 Ondas Rayleigh

Comienzan a transmitirse alrededor del epicentro o proyección del foco sobre la superficie terrestre y hacen que las partículas se desplacen según una trayectoria elíptica retrógrada. Estas ondas tienen su máxima amplitud en la superficie libre, la cual decrece exponencialmente con la profundidad y su velocidad de propagación es casi un 90% de la velocidad de las ondas S (Figura 21).

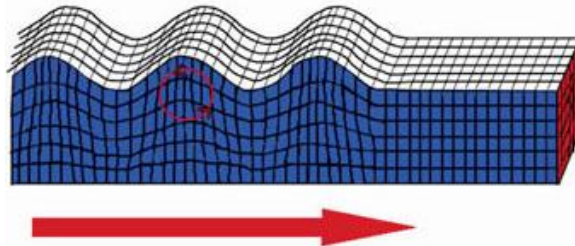


Figura 21. Onda Rayleigh (Fuente: <http://www.smis.org.mx>)

4.3.2.2 Ondas Love

Se generan únicamente cuando un medio elástico se encuentra estratificado, se propagan con un movimiento horizontal y perpendicular a la dirección de propagación, similar a las ondas S, pero estas sólo ocurren en el plano de la superficie de la Tierra y su velocidad es ligeramente superior a la velocidad de las ondas Rayleigh (Figura 22).

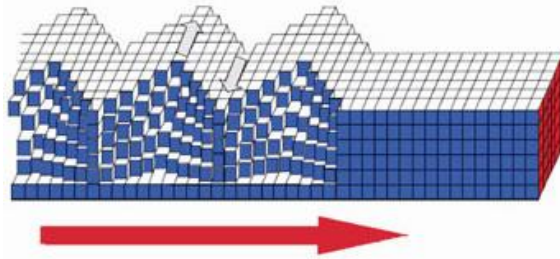


Figura 22. Onda Love (Fuente: <http://www.smis.org.mx>)

4.3.3 Magnitud del sismo

4.3.3.1 Sismogramas

Un sismograma (*Figura 23*) es un instrumento utilizado para medir la magnitud de un sismo. Este se adecúa para poder registrar señales sísmicas a distancias muy lejanas o cercanas, sin embargo, cuando el sismo ocurre muy cerca de su localización, el sismógrafo no cumple con el rango de medición.

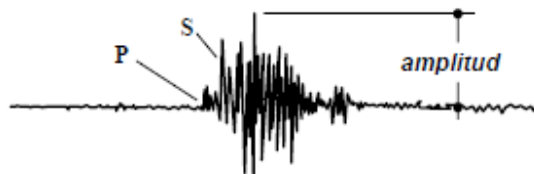


Figura 23. Sismograma (García Reyes, 1998)

4.3.3.2 Magnitud de Richter

La magnitud de un sismo es la medida que se utiliza para poder dar razón de la energía que fue liberada con la ocurrencia del mismo. Esta fue definida por C. Richter en 1935, cuya definición original se conoce como *magnitud local (M_L)*, y no especificaba el tipo de ondas a utilizar en la determinación de la amplitud del sismo. Actualmente, la definición de magnitud se ha extendido de manera que se puede calcular la distancia epicentral del evento y a su vez correlacionar el sismograma con el daño que el sismo produce a las edificaciones y/o estructuras.

4.4 Sismicidad Colombiana

Es fundamental tener en cuenta que el movimiento tectónico de Colombia es muy complejo ya que se tiene la convergencia de tres placas: La placas de nazca, la placa suramericana y la placa del caribe (*Figura 24*). Adicionalmente, gracias a estudios

geológicos de detalle en Colombia, se puede conocer los sistemas de fallas a nivel nacional.

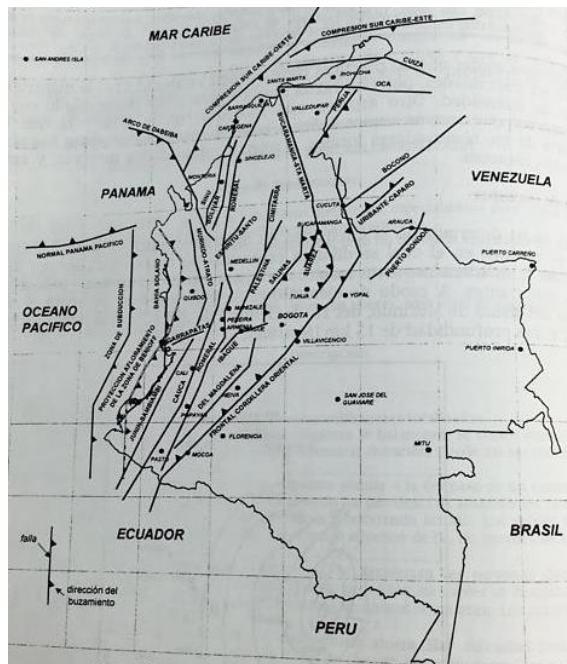


Figura 24. Sistema de Fallas en Colombia (García Reyes, 1998)

No obstante, en los últimos años se ha visto el gran avance respecto a la toma de registros de los eventos sísmicos que se han presentado a nivel nacional. El primer sismo registrado fue en 1566, ocurrido en las ciudades de Popayán y Cali, con graves daños estructurales; en 1922 con la instalación del primer sismógrafo en el país se obtuvo un registro de hasta 293 eventos, los cuales fueron operados por el instituto Geofísico de los Andes Colombianos, adscrito a la Universidad Javeriana. Posteriormente y a partir de 1993 la RSNC- Red Sismológica Nacional de Colombia ha sido operada por el departamento de Geofísica del Ingeominas.

4.5 Instrumentación Sísmica

La instrumentación sísmica permite alto conocimiento en las variaciones del comportamiento de una estructura, bien sea según los cambios de servicio de esta, las vibraciones ambientales de la zona y/o las señales sísmicas obtenidas de cualquier magnitud, entre otras.

De este modo, la utilización de instrumentos como **acelerómetros y galgas extensométricas**, que permitan (entre otros aspectos) la verificación de los modelos matemáticos de diseño y el procesamiento de parámetros relacionados a los periodos

y modos de vibración de la estructura; para detectar daños producidos después de un evento sísmico y poder encontrar soluciones ingenieriles reduciendo la vulnerabilidad de la edificación y aumentando la confiabilidad de esta.

Por consiguiente, con este nivel de precisión se podrían estimar movimientos a nivel de cimentación, superficie, aceleraciones espectrales, efectos de interacción suelo-estructura, vuelco, derivas, efectos de torsión, propiedades modales, aceleraciones, velocidades y desplazamientos de una estructura.

De acuerdo con el programa de instrumentación de California para movimientos fuertes del terreno, los estudios geológicos buscan la ubicación de acelerómetros como mínimo en la base, en el medio y en la parte superior de los edificios, variando desde 9 hasta 50 acelerómetros por edificio. (Shakal y Huang, 2008). Sin embargo, el número mínimo de instrumentos sísmicos requeridos por piso en una edificación depende de los requerimientos en los códigos de ingeniería civil en cada país y/o nación, diseño ingenieril y experiencia de los mismos; así como las proporciones de la estructura ya sea altura, materiales y sitio de ubicación (Figura 25) (Skolnik, 2010).

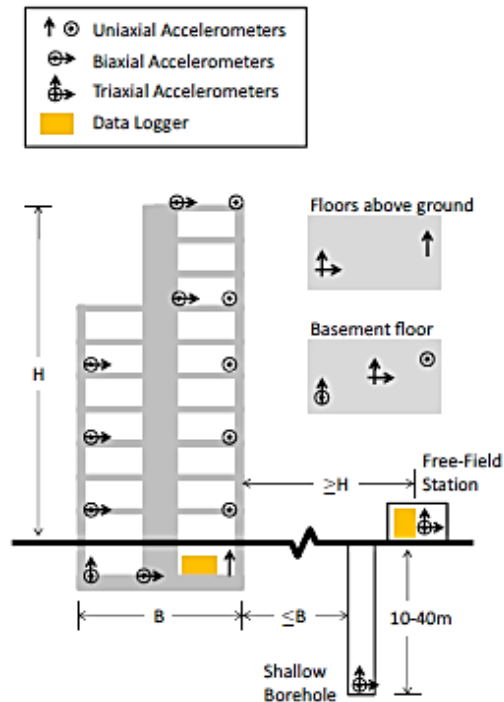


Figura 25. Esquema de Instrumentación sísmica (Skolnik, 2010)

4.5.1 Instrumentación sísmica en Colombia

En Colombia, el Código colombiano de Diseño sismo resistente del 2010 contempla entre sus capítulo la instrumentación sísmica con el objetivos de indicar cuándo se deben ubicar, donde se deben ubicar y quien corre con el costo de estos instrumentos.

Sin embargo, en un país como Colombia, los sistemas de instrumentación sísmica no son comúnmente usados, lo cual implica poca instrumentación en edificaciones diseñadas con la NSR-10 y donde únicamente construcciones de más de 20.000 m² y mayores a 3 pisos de altura (*ubicadas en el marco de amenaza sísmica alta*), deben tener como mínimo un instrumento de medición sísmica (*NSR-10*), por lo que se obliga a instrumentar edificios de gran magnitud quedando la mayor parte de construcciones a nivel nacional fuera de este rango (*Norma Colombiana Sismo resistente del 2010*).

4.5.1.1 Entidad Encargada

Según lo descrito en el Capítulo A de la NSR-10, INGEOMINAS es la entidad gubernamental que opera la red de acelerógrafos. Adicionalmente, en lo descrito en el mismo capítulo, se deben emplear acelerógrafos digitales de movimiento fuerte, que permitan el registro de factores que permitan, medición de los periodos de vibración de la estructura, sometida a cualquier evento sísmico, el grado de atenuación de las ondas sísmicas (comparando el origen del sismo y la ubicación del edificio), y en general toda la información acerca de los eventos sísmicos y con esto las ondas sísmicas, para evaluar los efectos frente a los materiales y su implementación en las construcciones a nivel nacional, y como mejorar el conocimiento que se tiene actualmente sobre estas.

4.5.1.2 Localización

La localización de los instrumentos sísmicos a instalar, es responsabilidad del Ingeniero que esté realizando el diseño estructural de la edificación, y deberá contemplar dentro de su criterio la zona de amenaza sísmica y la altura del edificio, los cuales según el capítulo A de la NSR-10 son:

- a) **Instrumentación en Altura:** Se dispone un mínimo de tres instrumentos en la altura de la edificación de tal manera que exista al menos uno en su base, uno aproximadamente a media altura de la edificación y uno en el nivel superior. En este caso el instrumento colocado en la base debe tener tres sensores triaxiales con dos componentes horizontales ortogonales y una componente vertical, y los otros dos instrumentos pueden tener solo dos sensores horizontales ortogonales.

- b) Instrumento único en la Edificación:** Cuando se coloca un solo instrumento en la edificación, éste debe localizarse en la base de la misma.
- c) Instrumento de campo abierto:** Se coloca un instrumento sobre el terreno, alejado de las edificaciones, por lo menos una distancia igual a su altura.
- d) Arreglo de los instrumentos:** Se dispone un conjunto de instrumentos que cubren las localizaciones anteriores. En este caso los instrumentos deben tener un dispositivo que inicie el registro de aceleraciones en todos ellos simultáneamente.
- e) Zona de amenaza sísmica Alta:** En toda edificación de más de 20.000 m² y que tenga entre 3 y 10 pisos debe colocarse un instrumento sísmico como mínimo.
- f) Zona de amenaza sísmica Intermedia:** En toda edificación de más de 30.000 m² y que tenga entre 5 y 15 pisos debe colocarse un instrumento sísmico como mínimo.
- g) Zona de amenaza sísmica Baja:** No hay ninguna obligación para instrumentación sísmica.

4.5.2 Equipos de Instrumentación sísmica

4.5.2.1 Acelerómetros

A pesar de que los sismogramas aportan un gran conocimiento en la ingeniería sísmica para efectos de magnitud y amplitud de un evento sísmico, los acelerómetros son instrumentos cuya función es medir las aceleraciones producidas por un movimiento. Existen diversos tipos de acelerómetros donde algunos registran la aceleración del sismo papel fotográfico, y otros de manera digital. En el estudio de la sismología se utiliza para medir cuantitativamente las oscilaciones del suelo al paso de las ondas sísmicas por el punto de observación, lo cual indica un registro de aceleraciones muy altas comparándolas con la medición en los sismógrafos.

a) Acelerómetro mecánico

Está compuesto por la unión de una masa inerte y un dinamómetro cuyo eje se encuentra en la misma dirección que la aceleración que se desea medir. En este tipo de acelerómetro los cambios se miden con galgas extensométricas, los cuales incluyen sistemas de amortiguación que evitan la propia oscilación. Estos instrumentos se fundamentan bajo la Ley Fundamental de la Dinámica o Segunda Ley de Newton (Figura 26).

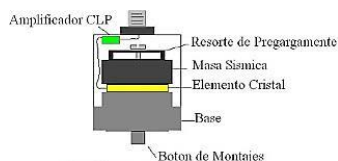


Figura 26. Acelerómetro Piezo-Eléctrico (Fuente: <http://electromntto.blogspot.com>)

b) Acelerómetro piezoeléctrico

Su funcionamiento se basa en la compresión de un retículo cristalino piezoeléctrico, se produce una carga eléctrica proporcional a la fuerza aplicada y probablemente es de los más usados en la medida de vibraciones. Su principal inconveniente se encuentra en su frecuencia máxima de trabajo y en la incapacidad de mantener un nivel permanente de salida ante una entrada continua.

c) Acelerómetros de condensador

Miden el cambio de capacidad eléctrica de un condensador mediante una masa sísmica situada entre las placas del mismo, que al moverse hace cambiar la corriente que circula entre las placas del capacitor.

4.5.2.1.1 Registros Acelerográficos

Todos los registros obtenidos por los acelerómetros se denominan acelerogramas. Estos corresponden a los valores de aceleración del terreno, en dirección Norte-Sur, Este –Oeste y Verticales.

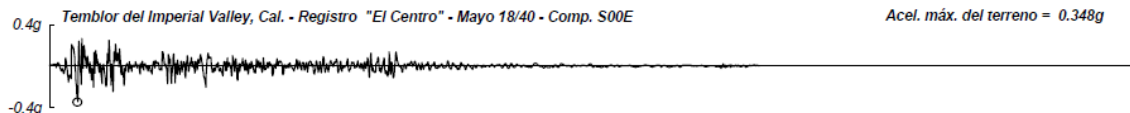


Figura 27. Acelerograma del Sismo de Imperial Valley (García Reyes, 1998)

4.5.2.2 Galgas Extensométricas

También conocidas como extensómetro o *strain gages* (en inglés) es un dispositivo cuya función es medir las magnitudes mecánicas como la deformación, posición, presión, torque etc.

a) Galgas extensométricas de resistencia eléctrica

La mayoría de galgas extensométricas de resistencia pueden ser consideradas como una longitud de conducto en el material o como un cable. Su funcionamiento se basa en el tensionamiento de una longitud de cable, cuando esta aumenta con el correspondiente decremento de su diámetro y cambio de su resistencia eléctrica, si el material conductor es unido a un elemento elástico bajo deformación entonces el cambio en la resistencia puede ser medido, y usado para calcular la fuerza desde la calibración del elemento (Figura 28).

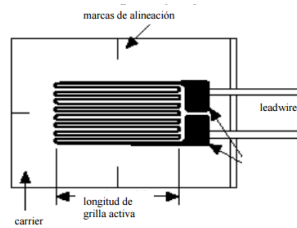


Figura 28. Strain Gages mecánico (Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar>)

b) Galgas extensométricas para materiales Homogéneos y No Homogéneos (OMEGA)

Omega Ingeniería es una empresa, encargada de la producción y distribución de implementos de instrumentación sísmica a nivel mundial, como galgas extensométricas. Para el caso específico, omega ofrece dos importantes instrumentos los cuales son: *galgas extensométricas para materiales homogéneos* y *galgas extensométricas para materiales no homogéneos*.

Para el primer caso, se sabe de antemano que materiales como el Acero, los cuales se consideran materiales homogéneos, son más fáciles de medir en términos de deformación unitaria, ya que se pueden implementar galgas extensométricas de menores tamaños y como caso especial algunos sensores de temperatura, que permitan la medición de la dilatación y contracción que sufre este frente a los cambios de temperatura.

Por esta razón empresas como Omega Ingeniería, ofrecen galgas extensométricas (*strain gages*) para materiales homogéneos, con una longitud que varía dependiendo del tamaño del elemento, pero, que por ser un material homogéneo se podría implementar longitudes de 20 a 35 mm de longitud (*Figura 29*)



Figura 29. Galgas extensométricas para materiales Homogéneos (Fuente: <http://www.omega.com>)

Por otro lado, encontramos las galgas extensométricas para materiales no homogéneos, que a diferencia del Acero, se pueden encontrar materiales como el

concreto, el cual cuenta con ciertos aspectos que deben ser tenidos en cuenta para las mediciones de las deformaciones unitarias del mismo.

Esto se debe, a que el concreto contiene entre sus componentes agregados finos y gruesos, y que para los últimos podrían causar dificultad a la hora de medir las deformaciones unitarias; pues al instalar una galga extensométrica del mismo tamaño que para un material homogéneo, no se aseguraría que midiese la deformación del concreto, sino que este, podría medir la deformación unitaria de un material que lo compone con mejores características (como los agregados gruesos).

Por esta razón, Omega propone la implementación de galgas extensométricas más largas de hasta 150 mm (*Figura 30*) para asegurar la medición de la deformación unitaria en el material no homogéneo que se desee.

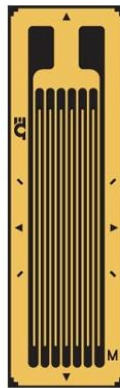


Figura 30. Galgas extensométricas para materiales No Homogéneos (Fuente: <http://www.omega.com>)

4.5.3 Algunos ejemplos de edificaciones Internacionales Instrumentadas Sísmicamente

4.5.3.1 Pacific Park Plaza

El Programa de California de instrumentación de movimientos fuertes (CSMIP) del estudio Geológico de California y el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS), es el encargado de administrar algunos de los mayores programas de instrumentación sísmica a nivel de edificaciones en Estados Unidos. El fin de estos programas ha sido facilitar los estudios de respuesta, con el fin, de mejorar los códigos de diseño y construcción para las estructuras bajo los efectos dinámicos que produce un sismo.

Uno de estos ejemplos, es el edificio Pacific Park Plaza (*Figura 31*), el cual cuenta con un sistema estructural de tres alas igualmente espaciada, con un total de 30 pisos

(95.1 metros de altura). Adicionalmente, cuenta 12 acelerómetros uniaxiales, 3 acelerómetros biaxiales y 4 acelerómetros triaxiales. Esto, con el fin de medir los movimientos traslacionales, verticales, y de campo libre en superficie y en profundidad (a 61 metros de profundidad).

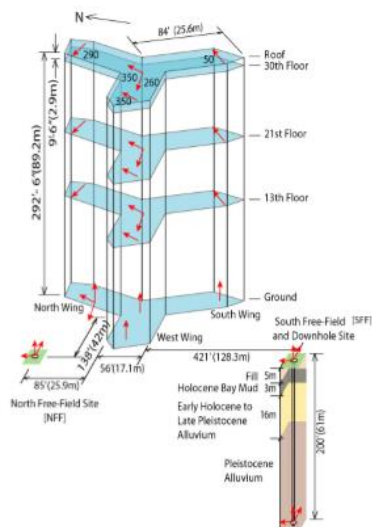


Figura 31. Ubicación instrumentación del Pacific Park Plaza (Çelebi y Kalkan, 2006)

Cabe notar, que el Pacific Park Plaza registró aproximadamente 5 eventos sísmicos (Figura 32) al poco tiempo de ser instrumentado. Uno de los eventos registrados más significativos fue el sismo de Loma prieta en 1989 con una magnitud de 6.9, evidenciando una amplificación de movimientos en la estructura en comparación a lo que se registró en la isla Yerbabuena (con la misma distancia epicentral).

Event/ Date	UTC	Lat. (N)/ Long. (E)	Dist. (km)	Azim. (deg)	Depth (km)	Mag.
Loma Prieta 10/18/1989	04:15	37.036 -121.883	96	157	18.0	M_s 6.9
El Cerrito 12/04/1998	12:16	37.920 -122.290	9	4	6.8	M_w 4.0
Yountville 09/03/2000	08:36	38.379 -122.413	61	350	10.1	M_w 5.0
Piedmont 09/05/2003	01:39	37.845 -122.222	7	85	12.4	M_w 3.9
Berkeley 03/02/2006	06:08	37.863 -122.245	5	96	11.4	M_d 2.8

Figura 32. Registro de 5 eventos sísmicos para el Pacific Park Plaz (Çelebi y Kalkan, 2002)

De esta manera, se pueden evidenciar la amplitud en las aceleraciones pico de 0.26 g en la superficie del Pacific Park plaza y de 0.21 g en la planta baja del edificio; lo cual indica la interacción suelo-estructura, y como la Onda puede amplificarse (Figura 33) debido a las propiedades y características del suelo.

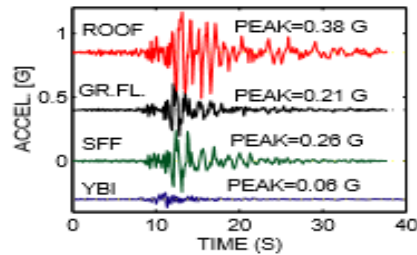


Figura 33. Amplificación de los movimientos correspondientes a la planta alta, media y baja en comparación a la respuesta en la isla Yerbauena, con la misma distancia epicentral (Çelebi y Kalkan, 2002)

4.5.3.2 Headquarters of BRD-Société Générale Bank en Rumania

En Europa central, específicamente en Rumania, la actividad sísmica se encuentra dominada por Vrancea¹, fuente de amenaza sísmica no sólo en Rumania sino también en la República de Moldova, Bulgaria y Ucrania. La instrumentación sísmica implementada en esta edificación fue donada por la agencia japonesa de Cooperación Internacional, la cual consta de una estación sísmica K2 Kinometrics con dos sensores triaxiales (medición en dirección Norte-Sur, Este-Oeste y en altura) para medir aceleración. (Demetriu y Aldea, 2006). Por consiguiente, estos sensores se encuentran ubicados en la parte superior del edificio (+69.6 mts) y el otro sobre la losa de cimentación (-9.3 mts). Esta instrumentación permitió un registro de más de 130 movimientos sísmicos con magnitudes que oscilan desde 3.2 hasta 6.0 en la escala de Richter (Figura 34).



Figura 34. Edificio BRD-Société Générale Bank, Rumania (Aldea y Demetriu, 2006)

¹ Vrancea: es un distrito de Rumania, en la región histórica de Moldavia.

El propósito de la instrumentación para este caso particular, fue el análisis de las frecuencias obtenidas a partir del acelerómetro en base y en superficie. Este análisis se obtuvo para dos direcciones, la primera (*Figura 35*) en dirección transversal y la segunda (*Figura 36*) en dirección longitudinal. Con lo anterior, podemos ver claramente el aumento de la amplitud de la aceleración que se registra en superficie a diferencia de la que llega a profundidad.

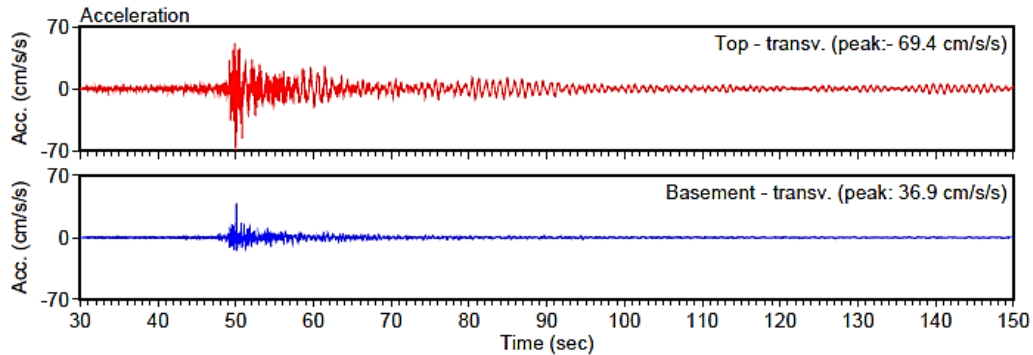


Figura 35. Aceleraciones en profundidad y superficie en dirección transversal (Aldea y Demetriu, 2006)

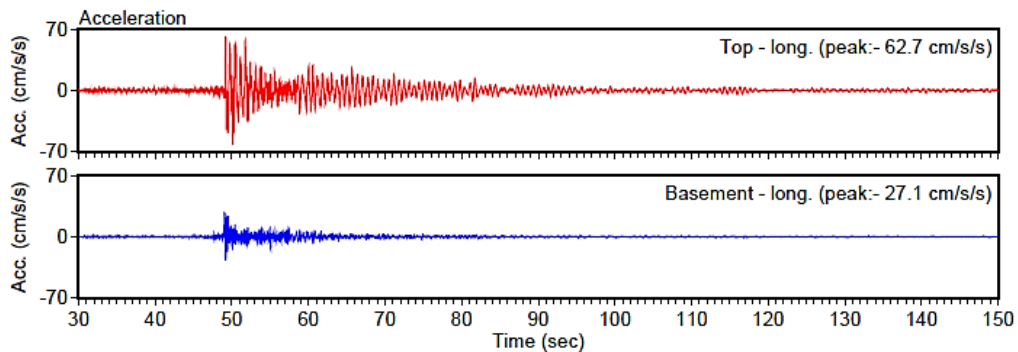


Figura 36. Aceleraciones en profundidad y superficie en dirección longitudinal (Aldea y Demetriu, 2006)

4.5.4 Algunos ejemplos de edificaciones Nacionales Instrumentadas Sísmicamente

4.5.4.1 Edificio 350 Universidad del Valle

El Edificio 350 (*Figura 37*) se encuentra ubicado en Cali (Colombia) y es el edificio de Ingeniería Civil. Actualmente cuenta con 6 sensores de aceleración marca REFTEK,

los cuales están distribuidos de la siguiente manera: 3 acelerómetros en la losa a (+6.4mts) y 3 acelerómetros en la base de la edificación formando un triaxial a (-3.2 mts) (Figura 37).

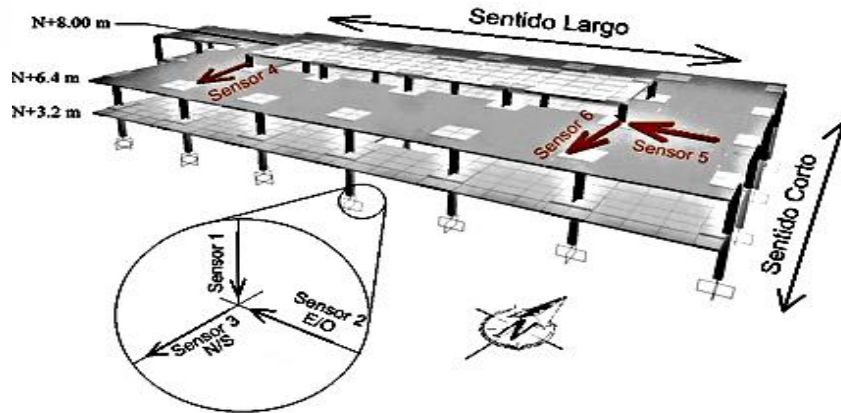


Figura 37. Distribución de sensores en el edificio 350 Universidad del Valle, Cali-Colombia (Fuente: <http://eicg.univalle.edu.co/>)

No obstante, gracias a la herramienta computacional que toma el registro de las aceleraciones obtenidas, que en este caso se refiere a las aceleraciones debido a las vibraciones ambientales y a los cambios de servicio de la estructura, se pueden obtener las aceleraciones pico (Figura 38) que se presentan en la edificación para una semana de monitoreo constante.

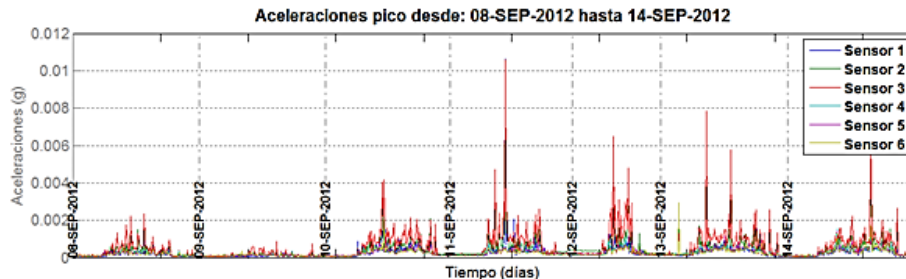


Figura 38. Aceleraciones pico presentes en la edificación para el periodo comprendido en una semana (Fuente: <http://eicg.univalle.edu.co/>)

4.5.4.2 Edificio Hernando Arellano Ángel Pontificia Universidad Javeriana

Actualmente, la Pontificia Universidad Javeriana permanece como referente nacional en sistema de instrumentación sísmica, gracias al funcionamiento de seis (6) acelerómetros triaxiales de movimiento fuerte (*Marca Gurapl-Dirimpex*), conectados en línea y donde se puede acceder a la información que se desee desde cualquier parte

del mundo (*Instrumentación sísmica del edificio del laboratorio de pruebas y ensayos de la calle 40, 2013*).

Estos acelerómetros se encuentran ubicados cuatro (4) traixiales en superficie, en diferentes placas estructurales registrando movimientos este-oeste y Norte-Sur, uno (1) ubicado a 30 metros de profundidad en una perforación geotécnica registrando movimientos a nivel de roca, siendo este una real innovación en sistemas de monitoreo que simultáneamente trabajen con la interacción suelo-estructura. Y uno (1) ubicado en superficie al lado del acelerómetro de profundidad. (*Ver numeral 11.1.1*)



Figura 39. Edificio Hernando Arellano Ángel (Fuente: <http://javeriana.edu.co>)

La inversión para este proyecto fue de aproximadamente 150.000 USD, incluyendo el costo de los sensores, el equipo técnico, los digitalizadores, entre otros, el cual contó con la participación del Ing. Daniel Ruiz Valencia como director del proyecto, y expertos del tema sísmico como Mauricio Gallego, Juan Jaramillo, Jorge Rodríguez y Alberto Sarria (Q.E.P.D)

Por otro lado, a pesar de que el proyecto duró dos años en el que se procesó y se intercambiaron ideas, a solo tres meses de la inauguración del edificio (*Figura 39*) (la cual fue el 2 de diciembre de 2014) se registraron los movimientos del terreno durante el evento sísmico ocurrido el 10 de marzo del presente año a las 3:55:44 p.m. Este evento tuvo epicentro en los Santos (departamento de Santander); con una magnitud de 6.4 a 158 km de profundidad. Debido a que los sistemas estaban en proceso de instalación solo se obtuvo la respuesta en aceleración contra el tiempo del sensor ubicado a 30 metros de profundidad en dirección norte-sur (*Figura 41*) y este-oeste (*Figura 43*) (en la roca) y el sensor ubicado en superficie en dirección norte-sur (*Figura 40*) y este-oeste (*Figura 42*) (suelo) .

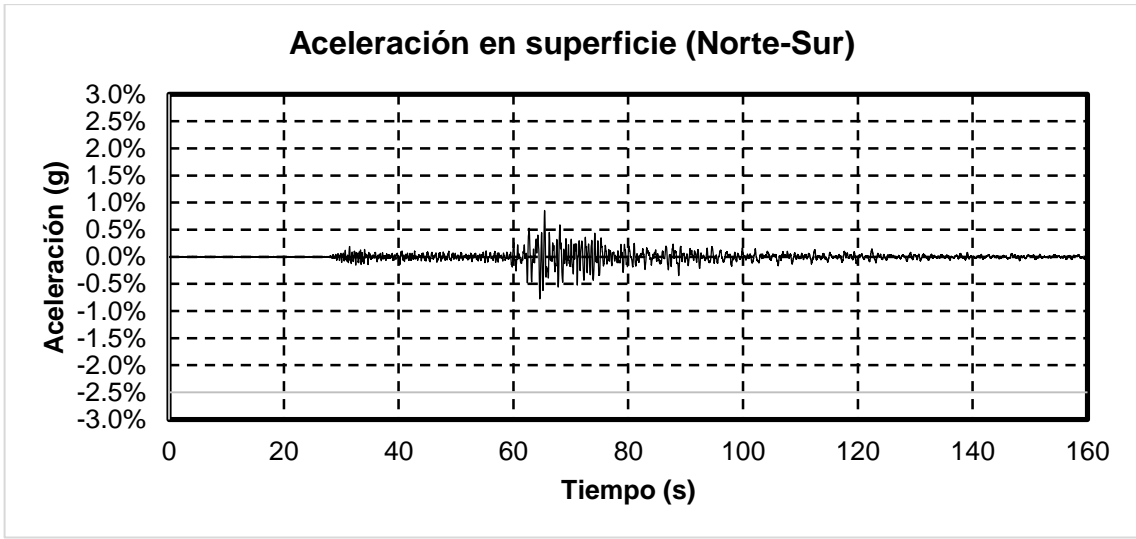


Figura 40. Aceleración obtenida en superficie en Dirección Norte-Sur (Fuente: Ing. Daniel Ruiz Valencia)

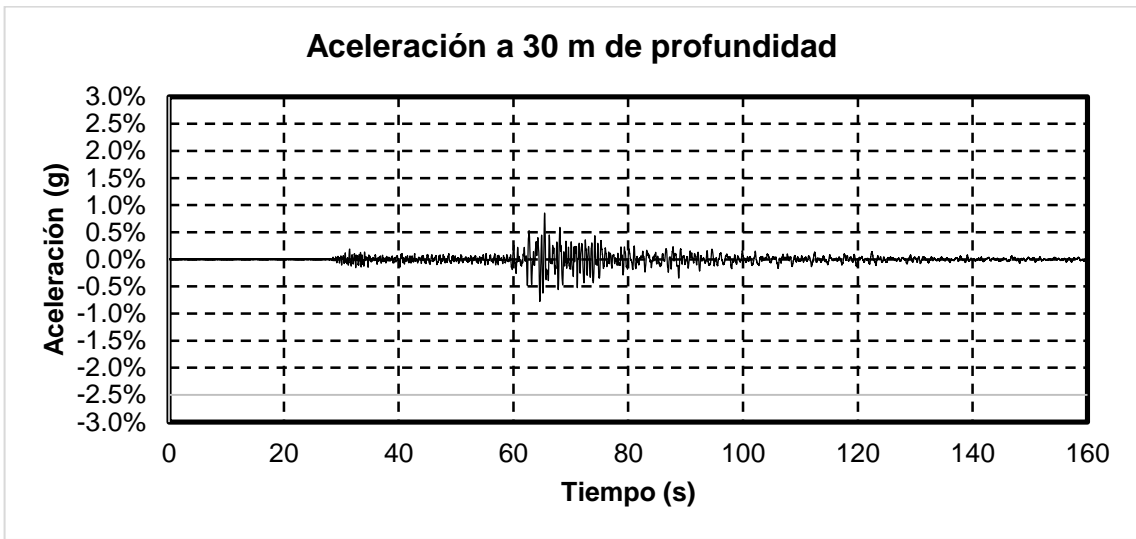


Figura 41. Aceleración obtenida en profundidad en dirección Norte-Sur (Fuente: Ing. Daniel Ruiz Valencia)

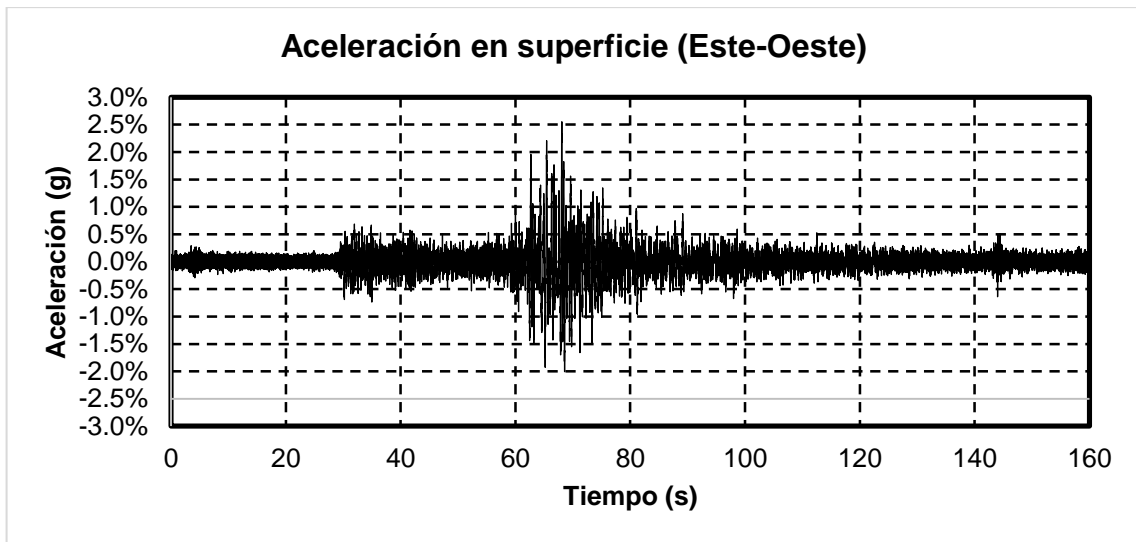


Figura 42. Aceleración obtenida en superficie en dirección este-oeste (Fuente: Ing. Daniel Ruiz Valencia)

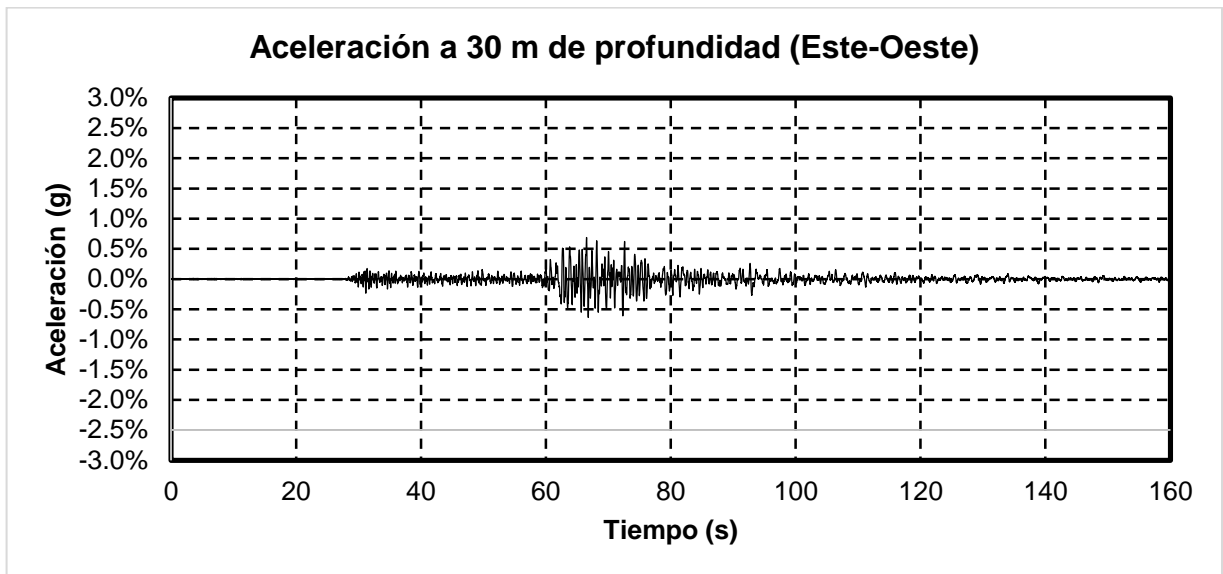


Figura 43. Aceleración obtenida en profundidad en dirección este-oeste (Fuente: Ing. Daniel Ruiz Valencia)

4.6 Amenaza Sísmica

La región occidental de Suramérica se encuentra bajo una compleja franja de fosas tectónicas llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, en donde las placas de la corteza terrestre que componen esta parte del continente interactúan mediante procesos de expansión y colisión, originando terremotos, erupciones volcánicas y sismos.

El territorio Colombiano se encuentra sometido a grandes esfuerzos dirigidos en diferentes direcciones por el efecto de convergencia de tres placas tectónicas importantes: la placa oceánica de Nazca al oeste, la placa oceánica del Caribe al norte y la placa Suramericana. Gran parte de los eventos sísmicos de considerable magnitud en el País, los cuales han generado efectos devastadores a lo largo de la historia, es debido a que la placa Nazca subduce bajo la placa Suramérica a lo largo de la Costa Pacífica colombiana (Kellogg J.N, Vega V. 1995).

Del mismo modo se ha establecido que la placa Caribe tiene un movimiento en dirección sureste, en el cual se crea una zona de compresión entre esta placa y la placa Suramérica. A pesar de que se tienen registros de eventos asociados a esta interacción, la frecuencia y la magnitud de estos eventos son relativamente bajos comparados con la interacción de las otras placas existentes en el territorio Colombiano (Kellogg J.N, Vega V. 1995).

Por medio de la base de datos de sismicidad instrumental en Colombia proporcionada por INGEOMINAS para el período Jun/1993 a Dic/2000, se pueden observar patrones sísmicos de gran importancia los cuales se relacionan con las principales fallas activas y estructuras tectónicas de Colombia, las cuales se pueden ver a continuación:

- Existencia de actividad sísmica a lo largo del sistema de Fallas de Romeral con eventos a profundidades menores a 70 Km; en esta zona se han presentado eventos devastadores para la región central de los Andes de Colombia, con al menos 6 sismos de $M_L > 6.0$ e intensidad $> IX$ y que ha sido atribuida a la subducción de la placa Nazca bajo la placa de América del Sur.
- De acuerdo con los datos registrados se puede ver que hay actividad sísmica a lo largo del Sistema de Fallas de Borde Llanero (*F. Algeciras, F. Altamira, F. Yopal y F. Frontal de la Cordillera Oriental*), con eventos de profundidades inferiores a 70 Km. Esta sismicidad parece tener continuidad hacia el norte y noreste del País siguiendo las tendencias de la Serranía de Perijá y de los Andes de Mérida.

- Existencia de actividad sísmica superficial e intermedia como se interpreta en la (Figura 44), relacionada con los sistemas de fallas Salinas hacia el Valle del Magdalena y a lo largo de la Falla Santa Marta-Bucaramanga.
- La Costa Pacífica presenta eventos predominantes superficiales e intermedios con una profundidad menor a 120 Km a lo largo de la Fosa Colombiana, probablemente con la subducción de la Placa de Nazca.

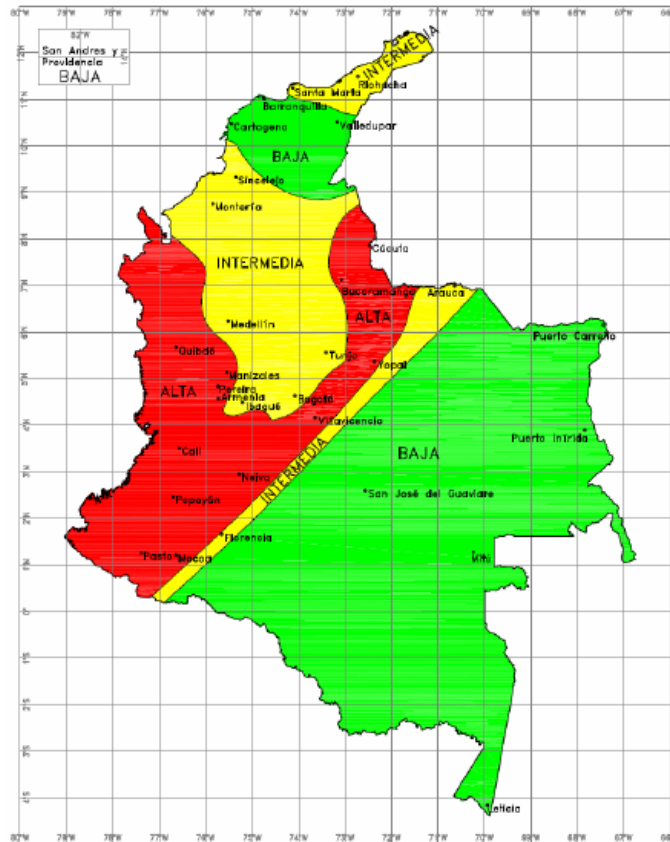


Figura 44. Mapa de zonificación sísmica de Colombia (MZSB,2010)

4.7 Microzonificación Sísmica

La microzonificación es un estudio minucioso necesario para poder determinar los niveles de amenaza y respuesta sísmica debido a cualquier evento sísmico, dependiendo del sitio donde se desee. El objetivo principal de la microzonificación es poder actualizar los componentes de amenaza sísmica, verificando los modelos geológicos y geotécnicos de la zona de estudio con el fin de formular recomendaciones específicas para el diseño sismo resistente de la misma.

4.7.1 Microzonificación de Bogotá D.C

Mediante el decreto 523 del 2010, Bogotá estableció todas las zonas del suelo que tuviesen un comportamiento sísmico similar, para poder tener los requisitos del diseño sismo resistente. A pesar de haber tenido un estudio de esta magnitud implementado mediante el decreto 074 de 2001 y 193 de 2006, la información geotécnica de proyectos como el metro y la implementación de la Red de acelerógrafos de Bogotá (RAB) implementada desde 1999 hasta el año 2009, permitieron nueva información sísmica y geotécnica para poder dar la respuesta sísmica de Bogotá (*Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones-2010*).

Como alcance definido, se analiza mediante la microzonificación de Bogotá D.C del 2010, los aspectos relacionados con la respuesta local de los depósitos ante un evento sísmico. Sin embargo, no se hacen nuevos estudios de geología y geotecnia de la zona, pues esto demandaría mayores recursos y tiempo. Por esta razón se identificaron los objetivos metodológicos, para resumir de manera concisa las actividades a desarrollar (*Figura 45*).



Figura 45. Mapa de Amenaza Sísmica en Colombia (MZSB,2010)

4.7.1.1 Estudios Previos de la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C

Para este capítulo, se implementaron estudios de gran magnitud como el proyecto del metro de Bogotá, el cual fue punto de partida para los análisis realizados. De este se tuvieron en cuenta aspectos como estudios geológicos, información geotécnica recopilada, ejecución de sondeos y ensayos de laboratorio, entre otros.

Por otro lado, se establecieron las señales que fuesen compatibles con casos aplicados en Colombia, recomendando las señales sísmicas compatibles para la modelación de la respuesta de sitio en algunas ciudades de Bogotá. A lo anterior, se establecieron tres convenios con el propósito de trabajar por un mismo propósito mediante metodologías diferentes. Estos convenios se realizaron con la Universidad de los Andes (UNIANDES), la Sociedad Colombiana de Geotecnia (SGG) y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) mediante el centro de documentación del FOPAE², el cual recoge información cartográfica y catastral necesaria para el despliegue de lo que sería el análisis definitivo.

Entre la información más relevante, se utilizaron: Modelos digitales de terreno, imagen satelitales, mapas geotécnicos y geológicos de la Ciudad, mapas de redes de drenaje y mapas de amenazas, upz³ y localidades, entre otros. De esta manera, gracias a los convenios creados con estas cuatro (4) entidades, se lograron establecer parámetros que permitirían la actualización de las Normas colombianas de Diseño sismo resistentes (NSR-10), y previamente gracias al “Estudio general de amenaza sísmica de Colombia 2009” realizada por el comité AIS-300 y al el “Estudio General de amenaza sísmica de Colombia” realizado por INGEOMINAS junto a la Universidad Nacional, adoptar el Mapa de Zonificación sísmica de Colombia (*Figura 44*).

4.7.1.2 Amenaza Sísmica y señales de diseño

Las señales empleadas por los convenios, se escogieron a partir de una serie de análisis como la definición de escenarios sísmicos, compatibles con la amenaza como función de la magnitud de la fuente y la distancia respectiva al sitio de estudio. Así, como tener en cuenta factores para el diseño de movimiento de terreno y la consistencia en los escenarios sísmicos y las fuentes sísmicas que se determinaron en el estudio de amenaza.

De esta manera, la selección de los acelerogramas apropiados para tener en cuenta (*Figura 46*) se distingue a partir de su fuente, Magnitud y aceleración máxima.

²FOPAE:Fondo de prevención y atención de emergencias

³ UPZ: Unidades de planeamiento zonal como subdivisiones urbanas de las localidades de Bogotá.

Fuente	Fecha	Nombre Sismo	Estación	Ms	Amáx (g)
Local	1975/08/01	OROVILLE	OROV.SS	5.6	0.098
	1979/08/06	COYOTE LAKE	GILROY-1	5.7	0.119
	1980/05/25b	MAMMOTH LAKES AFTERSHOCK	LONG VAL.U	5.7	0.101
	1983/07/22	COALINGA AFTERSHOCK	SULPHUR.BH	5.8	0.134
	1984/04/29	UMBRIA	PIETRALUNG	5.4	0.188
	1995/19/01	LA URIBE	SANTA		0.091
Regional	1989/10/18	LOMA PRIETA	YERBABUENA	7.1	0.079
	1994/01/17	NORTHRIDGE	MT.BALDY	6.8	0.073
	1994/01/17	NORTHRIDGE	DEER CANYON	6.8	0.071
	1994/01/17	NORTHRIDGE	NEWPORT	6.8	0.107
	1995/01/16	HYOGO-KEN NANBU (KOBE)	OKAYAMA	6.8	0.081
Subducción	1985/09/19	MEXICO	CERRO DEPI	8.1	0.025
	1985/09/19	MEXICO	CU01	8.1	0.034
	1985/09/19	MEXICO	CUIP	8.1	0.035
	1985/09/19	MEXICO	CUMV	8.1	0.038
	1985/09/19	MEXICO	XALTINGUIS	8.1	0.029

Figura 46. Acelerogramas de diseño compatibles para escenarios sísmicos (MZSB, 2010)

Obteniendo de esta manera que las 16 señales seleccionadas para la Microzonificación Sísmica, cubren de manera adecuada los periodos cortos, intermedios y altos (*Figura 47*)

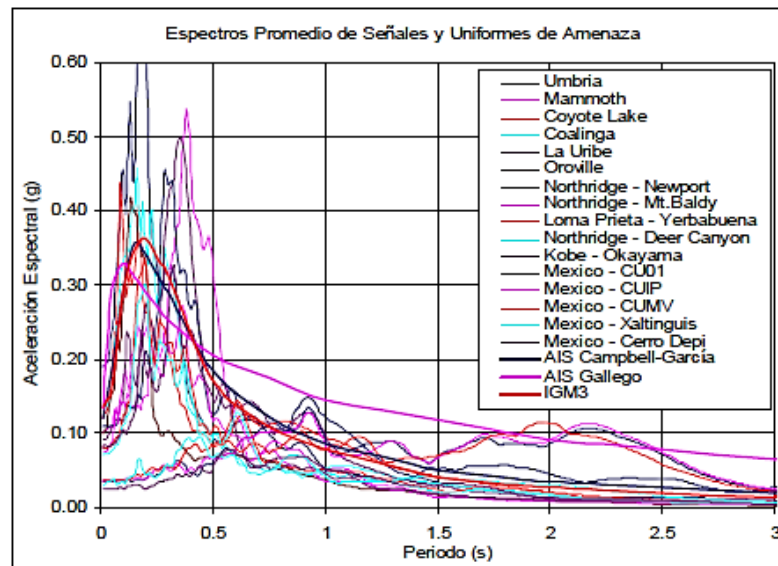


Figura 47. Espectros promedios de señales y uniformes de amenaza (MZSB, 2010)

4.7.1.3 Zonificación Geotécnica

Para obtener la actualización del mapa de zonificación geotécnica (*Figura 48*) se procedió a partir de un modelo digital de terreno a una escala de 1:30.000, identificando rasgos de elevación y pendiente, para determinar de esta manera datos geomorfológicos de las zonas.

Así mismo, gracias a la actualización de este mapa, se puede evidenciar claramente los cerros orientales con una altura de hasta 3400 m.s.n.m, la zona de planicie en la cual predomina la ciudad con una altitud de hasta 2600 m.s.n.m y los cerros del sur con una altura no superior a los 3200 m.s.n.m.

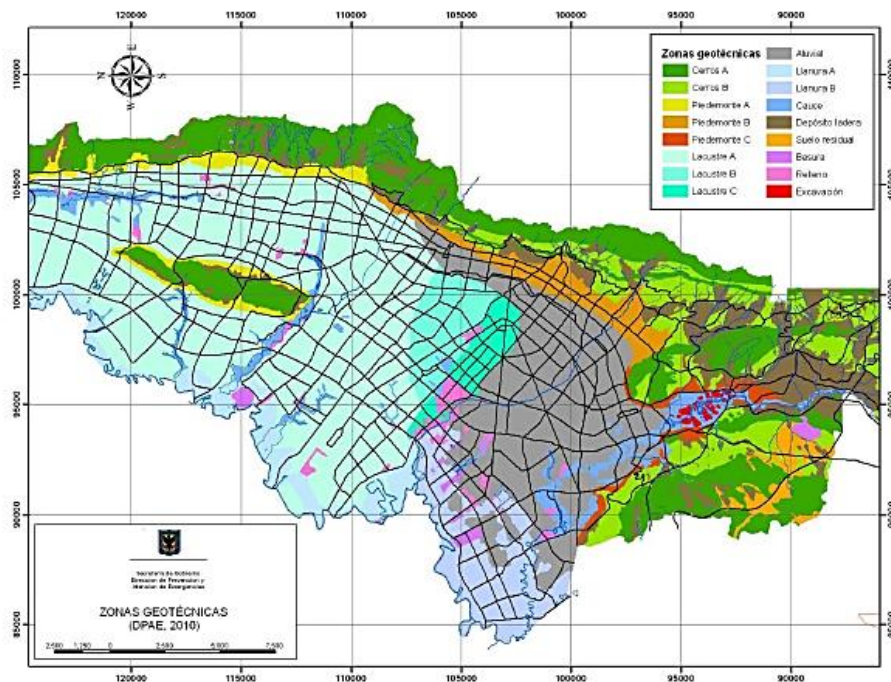


Figura 48. Mapa actualizado de zonificación geotécnica (MZSB, 2010)

4.7.1.4 Red acelerográfica de Bogotá (RAB)

Bogotá D.C se encuentra ubicada en una zona de actividad sísmica intermedia, por este motivo La Alcaldía Mayor de Bogotá D.C por medio de la Secretaría de Gobierno y a través de la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias, ha realizado planes de gestión de riesgo en la ciudad capital con el fin de mejorar el conocimiento de la amenaza sísmica a la que está expuesta la ciudad.

Dentro de dichos planes se implementó la Red de Acelerógrafos de Bogotá (RAB), cuya función principal es registrar la historia de aceleraciones producidas en el terreno cuando se presentan eventos sísmicos de gran magnitud. Gracias a estos registros se puede obtener información acerca del comportamiento dinámico del subsuelo de la ciudad, con el fin de mejorar el conocimiento respecto al riesgo y la amenaza sísmica y para ser utilizada en los procesos de actualización de la normatividad.

Mediante el convenio Interadministrativo suscrito en junio de 1997 entre el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias – FOPAE, y el Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química – INGEOMINAS, fue posible la adquisición e instalación de un total de 30 acelerógrafos digitales marca KINEMETRICS para conformar así la Red de Acelerógrafos de Bogotá (*Figura 49*), los cuales 28 son modelo ETNA distribuidos superficialmente en toda el área urbana y los 2 restantes tipo K-2. Adicionalmente la ciudad cuenta con tres estaciones pertenecientes a la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) de INGEOMINAS; de las cuales una tiene sensores tanto en superficie como en profundidad.

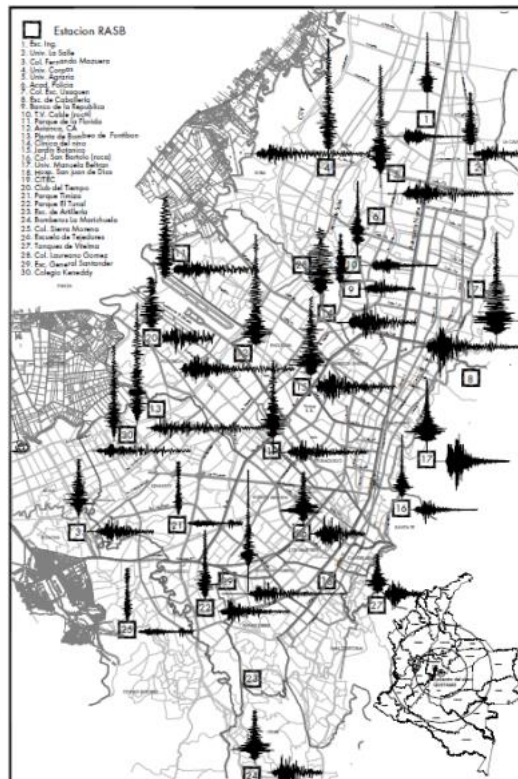


Figura 49. Red de acelerógrafos de Bogotá D.C (Ruiz, Jaramillo, Riveros y Gallego, 2012)

La ciudad cuenta en su totalidad con treinta y tres (33) estaciones de instrumentación de movimiento fuerte, las cuales han registrado constantemente eventos sísmicos tanto lejanos como cercanos que han brindado información importante para las labores de investigación, verificación y actualización del Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá (MZSB).

En la Figura 50 se muestran las estaciones que componen la red junto con sus principales características y su localización según la MZSB. De estas estaciones las que más sobresalen son CGRAL, CUAGR y CBOG1, debido a que cuentan con sensores tanto a nivel superficial como en profundidad a 115, 126 y 184 metros en roca respectivamente.

NOMBRE	CODIGO	ZONA	LAT.	LONG.	EQUIPO	GEOLOGIA	TOPOGRAFIA
COLEGIO SAN BARTOLOME	CBART	1	4.621	-74.062	ETNA	ROCA	ONDULADA
GAVIOTAS (*)	CBOG2	1	4.603	-74.063	ETNA	ROCA	ONDULADA
COLEGIO FERNANDO MAZUERA	CBOSA	1	4.607	-74.192	ETNA	SUELO	PLANA
ESCUELA DE CABALLERIA	CESCA	1	4.682	-74.033	ETNA	SUELO	ONDULADA
BOMBEROS MARICHUELA	CMARI	1	4.512	-74.117	ETNA	SUELO	PLANA
COLEGIO SIERRA MORENA	CSMOR	1	4.575	-74.170	ETNA	ROCA	ONDULADA
T.V. CABLE	CTVCA	1	4.718	-74.085	ETNA	ROCA	ONDULADA
UNIVERSIDAD MANUELA BELTRAN	CUNMA	1	4.642	-74.054	ETNA	SUELO	ONDULADA
TANQUES DE VITELMA	CVITE	1	4.575	-74.072	ETNA	SUELO	ONDULADA
ESCUELA DE ARTILLERIA	CARTI	2	4.547	-74.123	ETNA	SUELO	PLANA
ACADEMIA DE POLICIA	CPSUB	2	4.738	-74.073	ETNA	ROCA	ONDULADA
UNIVERSIDAD DE LA SALLE	CUSAL	2	4.756	-74.026	ETNA	SUELO	PLANA
COLONIA ESCOLAR DE USAQUEN	CUSAQ	2	4.706	-74.033	ETNA	SUELO	PLANA
BANCO DE LA REPUBLICA	CBANC	3	4.709	-74.079	ETNA	SUELO	ONDULADA
BOGOTA, INGEOMINAS (*)	CBOG1	3	4.641	-74.080	K - 2	SUELO/ROCA	PLANA
CITEC	CCITE	3	4.640	-74.113	ETNA	SUELO	PLANA
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA	CEING	3	4.783	-74.046	ETNA	SUELO	PLANA
JARDIN BOTANICO	CJABO	3	4.667	-74.099	ETNA	SUELO	PLANA
REACTOR NUCLEAR (*)	CREAC	3	4.642	-74.095	ETNA	EDIFICIO	EDIFICIO
UNIAGRARIA	CUAGR	3	4.757	-74.053	K - 2	SUELO/ROCA	PLANA
AVIANCA	CAVIA	4	4.686	-74.119	ETNA	SUELO	PLANA
UNIVERSIDAD CORPAS	CCORP	4	4.762	-74.094	ETNA	SUELO	PLANA
PARQUE LA FLORIDA	CFLOD	4	4.730	-74.146	ETNA	SUELO	PLANA
COLEGIO LAUREANO GOMEZ	CLAGO	4	4.718	-74.100	ETNA	SUELO	PLANA
CENTRO DE ESTUDIOS DEL NINO	CNINO	4	4.696	-74.093	ETNA	SUELO	PLANA
CLUB EL TIEMPO	CTIEM	4	4.694	-74.156	ETNA	SUELO	PLANA
HOSPITAL SAN JUAN DE DIOS	CDIOS	5	4.590	-74.089	ETNA	SUELO	PLANA
ESCUELA DE TEJEDORES	CTEJE	5	4.615	-74.095	ETNA	SUELO	PLANA
COL-KENNEDY	CCKEN	5A	4.650	-74.170	ETNA	SUELO	PLANA
PLANTA DE BOMBEO FONTIBON	CFONT	5A	4.661	-74.145	ETNA	SUELO	PLANA
ESCUELA GENERAL SANTANDER	CGRAL	5A	4.588	-74.130	K - 2	SUELO/ROCA	PLANA
RADIO NET (1)	CRADI	5A	4.640	74.169	ETNA	SUELO	PLANA
PARQUE TIMIZA	CTIMI	5A	4.608	-74.151	ETNA	SUELO	PLANA
PARQUE TUNAL	CTUNA	5A	4.575	-74.131	ETNA	SUELO	PLANA

Figura 50. Estaciones de la Red de Acelerógrafos de Bogotá (RAB) y de la Red de Acelerógrafos de Colombia (RNAC)

5 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUELO DE IMPLANTACIÓN DEL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA

5.1 Ubicación

La Ubicación del campus de la Pontificia Universidad Javeriana en sentido Norte-Sur comprende desde la calle 39 con carrera séptima hasta la calle 45 con carrera séptima, cuyas coordenadas en Latitud y longitud respectivamente son: 4°37'52.90"N, 74° 3'50.80"O y en sentido Oriente-Occidente desde la calle 39 con avenida circunvalar y la calle 45 con avenida circunvalar cuyas coordenadas en Latitud y longitud respectivamente son: 4°37'34.08"N, 74° 3'50.80"O. Para el presente caso de estudio, el nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería (*Figura 51*) se encontrará ubicado junto con el edificio Maldonado cuyas coordenadas métricas corresponden a 101472.016N y 103419.839E.



Figura 51. Vista en 3D del nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería (Fuente: Proyectos de desarrollo de la planta física de la Pontificia Universidad Javeriana)

5.2 Aspectos topográficos, geotécnicos y geomorfológicos

El proyecto del nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería se encuentra ubicado en los cerros orientales con un gradiente altitudinal entre 2.575 m.s.n.m y 3.575 m.s.n.m, con formación de rocas de origen marino y continental, cuyas edades se pueden apreciar alrededor del cretáceo y el paleógeno y por depósitos poco consolidados de pleistoceno⁴.

⁴ Reserva forestal protectora bosque oriental de Bogotá. Aspectos físicos. Disponible en : www.ambientebogota.gov.co

Así mismo, las zonas geotécnicas para el presente caso de estudio son los Cerros B (*Figura 52*), formaciones de arcillolita con moderada a alta pendiente, es decir, rocas de moderada competencia y susceptibles a la meteorización a problemas de estabilidad de taludes (*MZSB, 2010*). A continuación en la *Figura 52* se encontrará un esquema típico de un corte de más de 5000 mts de largo, donde para el presente caso de estudio, se impartirá de un corte desde los cerros orientales hasta la crr 14, encontrando en su mayoría roca y desde la carrera séptima coluviones y arcilla arenosa.

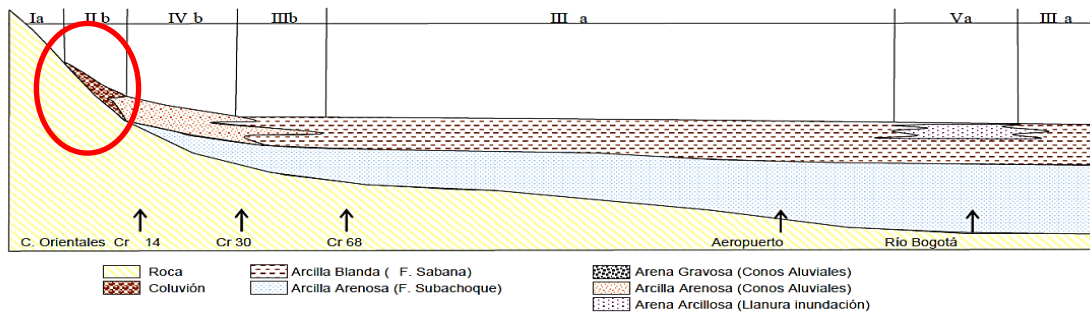


Figura 52. Esquema geotécnico típico de una sección este-oeste entre calle 13 y calle 127 (MZSB, 2010)

5.3 Exploración del Subsuelo

Para el presente caso de estudio del nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería, se procedió a utilizar la información dada por la DRF (Dirección de recursos Físicos de la Pontificia Universidad Javeriana), la cual para el presente caso de estudio, procedió a hacer cuatro (4) (*Figura 53*), los sondeos alcanzaron profundidades entre 10.4 y 20.4 metros bajo el nivel superficial en el que se encuentra actualmente. En general, se puede evidenciar la arcillolita en aproximadamente 4 metros en cada sondeo, como se evidencia en las *Tablas 1,2,3 y 4*, respectivamente.

SONDEO 1	
0.00 m	-
0.10 m	Piso ladrillo
0.80 m	Recebo
1.80 m	Arcilla Arenosa Café veteadado
4.30 m	Limo Arenoso Café
10.40 m	Arcillolita rojiza

Tabla 1. Sondeo 1

SONDEO 2	
0.00 m	-
0.10 m	Piso ladrillo
2.00 m	Recebo Café
3.80 m	Relleno en arcilas
20.40 m	Arcillolita rojiza

Tabla 2. Sondeo 2

SONDEO 3	
0.00 m	-
0.60 m	Placa concreto
3.40 m	Relleno en tierra
10.40 m	Arcillolita rojiza

Tabla 3. Sondeo 3

SONDEO 4	
0.00 m	-
0.60 m	Placa concreto
1.20 m	Placa en ciclópeo
1.70 m	Relleno en arcilla gris oscura
3.40 m	Arcilla café vetada consistencia media
7.00 m	Limo arenoso gris oscuro
20.40 m	Arcillolita rojiza

Tabla 4. Sondeo 4



Figura 53. Ubicación general de los cuatro (4) sondeos

En resumen, gracias a los sondeos realizados por *LFO Ingenieros de Suelos SAS*, se encontró superficialmente rellenos en recebo con espesores de 0.8 a 3.8 metros, a continuación arcillas arenosas de color café veteadas de consistencia alta con profundidades que varían desde 1.8 y 3.4 metros (para el sondeo No. 2 y No. 3 no se encontraron estratos de arcilla). Posteriormente se encontraron limos arcillosos bajo los estratos de arcilla café, estos limos alcanzaron profundidades desde 4.3 a 7 metros (para el sondeo No. 2 y No. 3 no se encontraron estratos de limos arcillosos). Finalmente, se puede concluir que el nivel de perforación para encontrar arcillolita abigarrada de la formación de Bogotá es de aproximadamente 4 metros.

5.4 Ensayos de Laboratorio

Para las cuatro (4) muestras se hicieron ensayos de límites de atterberg, compresión inconfiada y clasificación granulométrica (Ver Anexos 1. Ensayos de laboratorio del Nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de Ingeniería). Obteniendo así, suelos consolidados por su mayoría como CL con un W_n (%) de 8% al 25%, (Figura 54)

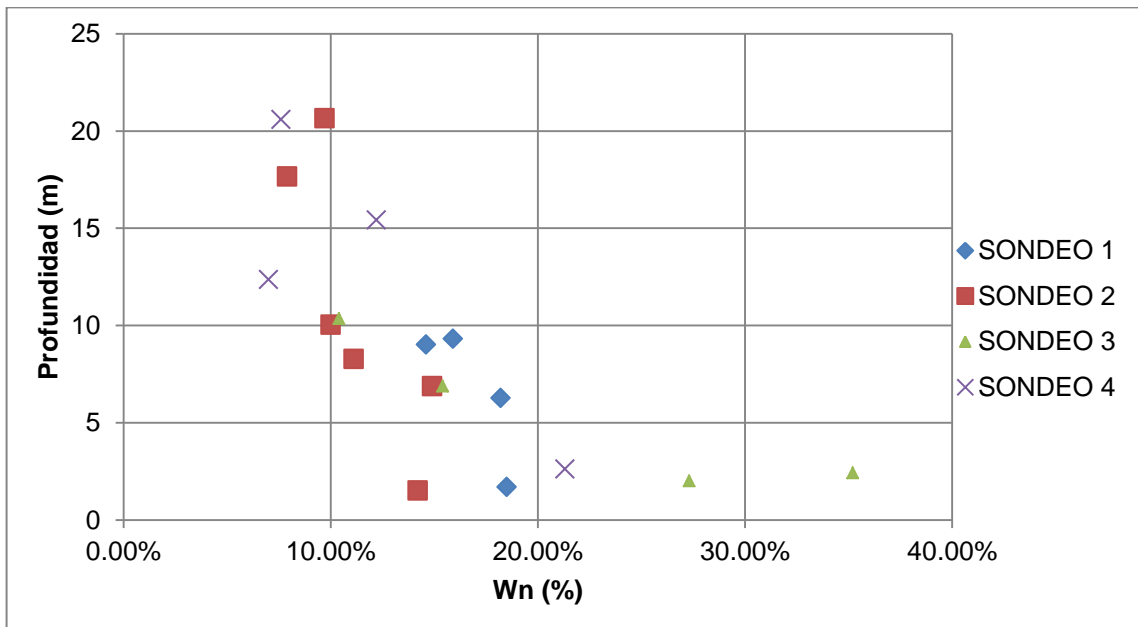


Figura 54. W_n de los Sondeos realizados

6 MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO

6.1 Propiedades del Suelo

Según lo propuesto en el alcance de los objetivos del presente proyecto de grado, se utilizó información secundaria (6.1.1) para poder crear el modelo bidimensional del suelo. Por lo anterior, se recopiló información de proyectos cercanos a la zona, para obtener las características necesarias y de esta manera poder crear un modelo de aproximadamente 1000 mts de longitud a lo largo de la avenida carrera circunvalar y la avenida carrera 14, entre las calle 39 y calle 45. Así mismo, se necesitaba encontrar la caracterización de los materiales en los perfiles estratigráficos, obteniendo parámetros como peso específico (γ), velocidad de onda de Corte (V_s), correlaciones con el SPT, entre otras.

Para esto se contó con estudios cercanos, como: la microzonificación sísmica del campus de la Pontificia Universidad Javeriana, la cual cuenta con la información geotécnica existente de la zona del Edificio Gabriel Giraldo S.J; el estudio particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas del lote de la calle 39 con carrera 7, el estudio particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas del lote de la carrera 7 con calle 45 y los ensayos de laboratorio del edificio Hernando Arellano Ángel.

6.1.1 Recopilación de Información Secundaria de estudios cercanos

6.1.1.1 Estudio Edificio Calle 45

Para el edificio de la calle 45 ubicado según la *Figura 55*, se presentan los resultados correspondientes a la asesoría geotécnica y sismológica realizada por el Ing. Jorge Alberto Rodríguez, PhD; la cual consistió en el análisis de la evaluación de la amenaza sísmica y de la respuesta dinámica del predio localizado en la Calle 45 entre carreras 6 y 7, en la ciudad de Bogotá.

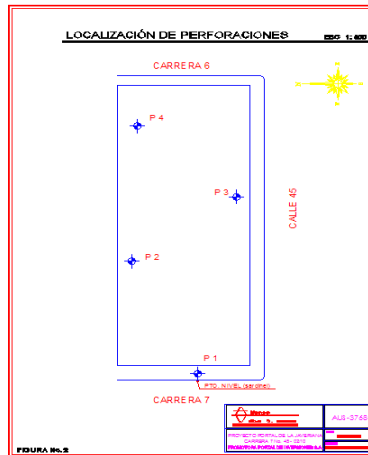


Figura 55. Sondeos realizados (Fuente: Tomada del estudio del edificio de la calle 45).

Para la determinación de las características del suelo se llevaron a cabo cuatro (4) perforaciones (Figura 56), ensayos de STP y un ensayo de Down Hole variando profundidades entre 16 y 19 metros, encontrando roca a los 11 metros. De esta manera, gracias al ensayo de Down Hole, se obtuvieron valores de Velocidad de onda de corte (V_s) de entre 160 m/s y 1000 m/s, lo cual es lógico y va acorde a las condiciones del suelo para ese punto.

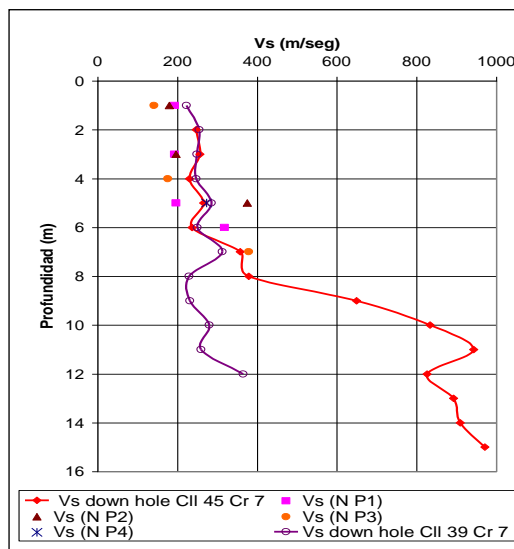


Figura 56. Ensayos de Down Hole y valores de V_s correlacionado con el SPT (Fuente: Tomada del estudio del edificio de la calle 45).

6.1.1.2 Estudio Edificio Calle 39

En este informe, se presentaron los resultados por el Ing. Jorge Alberto Rodríguez, PhD, correspondientes a la asesoría geotécnica y sísmológica para la evaluación de la amenaza sísmica y los análisis de respuesta dinámica del predio localizado en la Carrera 7 con calle 39 esquina (Figura 57), en la ciudad de Bogotá.

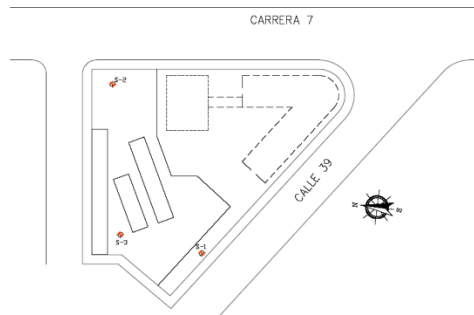


Figura 57. Ubicación Edificio calle 39 (Fuente: Tomada del estudio Edificio calle 39)

Para la determinación de las características del suelo, se hicieron tres (3) perforaciones hasta la roca, alcanzando profundidades de entre 12.45 y 16.05 metros. Como en el estudio de la calle 45, se llevaron a cabo ensayos de penetración estándar, y posteriormente se realizó un ensayo de Down Hole, donde la roca apareció a los 11 metros de profundidad, y donde se obtuvieron valores de velocidad de onda de corte (V_s) de entre 200 m/s y 380 m/s (Figura 58), los cuales son coherentes con los obtenidos en el estudio de lote de la calle 45 y lógicos con las características del suelo del edificio de la calle 39.

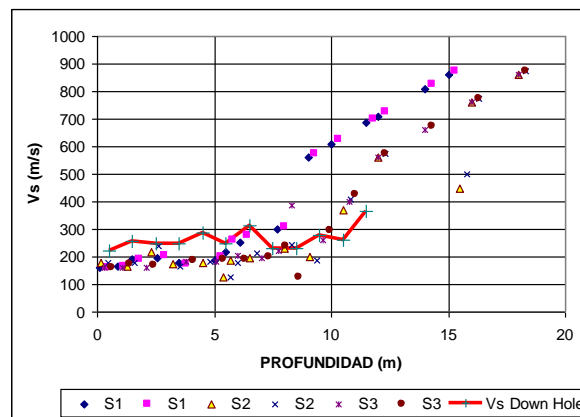


Figura 58. Ensayos de Down Hole y valores de V_s correlacionado con el SPT (Fuente: Tomada del estudio del edificio de la calle 39).

6.1.1.3 Estudio Edificio Hernando Arellano Ángel

El estudio de suelos del edificio Hernando Arellano Ángel, contó con la realización de pruebas y ensayos por parte del laboratorio de ingeniería civil de la Pontificia Universidad Javeriana, obteniendo resultados de clasificación, granulometría, humedad natural, límites de Atterberg, gravedad específica y compresión inconfiada. Para el presente trabajo de grado, se recopiló la información resumen de la clasificación del suelo, obteniendo así (*Tabla 5*).

Profundidad inicial (m)	Gs	LL (%)	LP (%)	IP (%)	wn (%)	Clasificación	
						USC	AASHTO
2	2.551	34	14	20	27.1	CL	A-7-6
4	2.577	33	18	15	25.9	CL	A-7-6
6	2.516	44	19	25	40.3	CL	A-7-6
10.7	2.618	48	18	30	26.2	CL	A-7-6
13.3	2.612	71	21	50	25.8	CH	A-7-6
14.5	2.665	65	20	45		CH	A-7-6
14.95	2.651	43	17	26	13.4	CL	A-7-6
16.1	2.591	60	17	43	16.6	CH	A-7-6
17.6	2.613	50	16	34	13.2	CH	A-7-6
19.1	2.655	37	14	23	23.6	CL	A-7-6
20.5	2.688	35	17	18	11.6	CL	A-7-6
22.1	2.666	28	13	14	3.2	CL	A-7-6
23.6	2.682	26	15	11	4.6	CL	A-7-6
24.5	2.63	34	15	19	6.1	CL	A-7-6
26.1	2.616	35	16	19	13.7	CL	A-7-6
27.6	2.545	27	13	14	4.5	CL	A-7-6
29	2.618	29	13	16	11.2	CL	A-7-6

Tabla 5. Características de Peso específico, humedad natural, límites de atterberg y profundidad del suelo del Edificio Hernando Arellano Ángel

De esta manera, de manera resumida se pudo determinar que el suelo del edificio Hernando Arellano Ángel, es un suelo con material arcilloso hasta los 7 metros de profundidad, seguido de una arcilla de baja plasticidad con un peso unitario de 17.4 KN/m³, y finalmente encontrando arcillolita a los 14 metros de profundidad con un peso unitario de 22 KN/m³ (*Figura 59*).

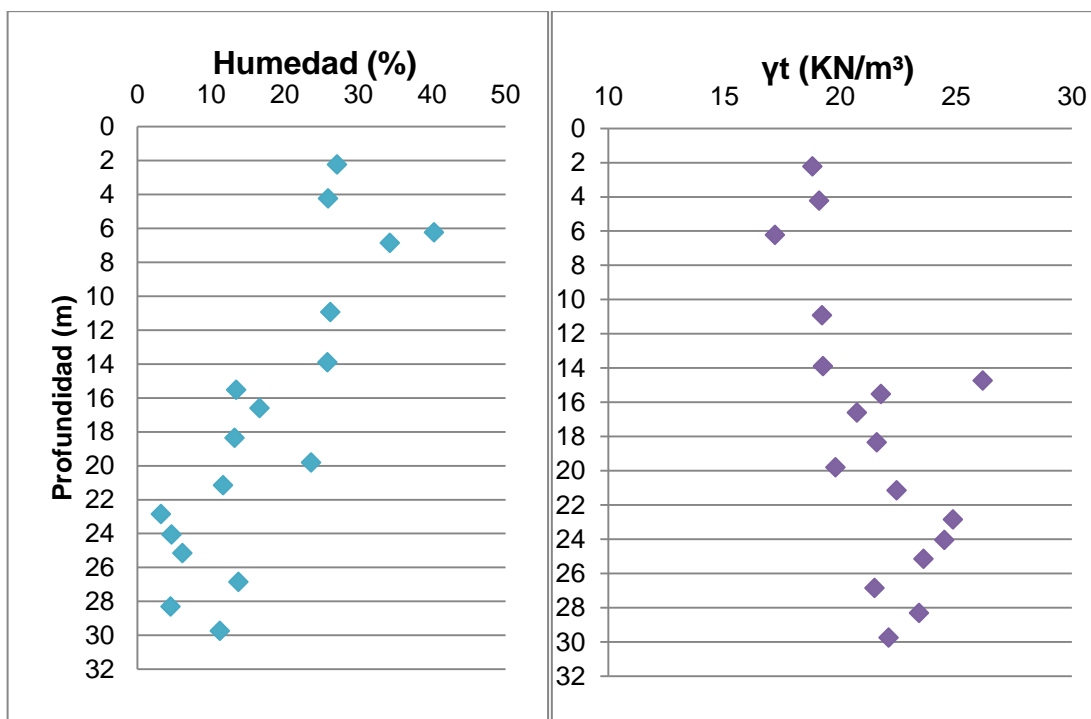


Figura 59. Humedad natural y peso unitario vs profundidad para el suelo del Edificio Hernando Arellano Ángel

6.1.1.4 Estudio Edificio Gabriel Giraldo

Finalmente, se obtuvo la información del perfil estratigráfico del Edificio Gabriel Giraldo S.J, gracias al estudio de microzonificación sísmica del campus de la Pontificia Universidad Javeriana. En este, se encontró arcillolita a las 9.5 metros de profundidad con una humedad natural del 13% (Tabla 6)

PERFIL ESTRATIGRÁFICO							
Profundidad (m)	Caracterización	w	LL	LP	IP	USC	Gs
3.3-3.45	Limo Arcilloso orgánico	15%	53%	15%	38%	CH	2,76
4.4-45	Materiales varios de relleno suelto	13%	33%	16%	17%	CL	2,76
5.5-5.95	Arcilla amarilla con vetas grises	19%	38%	13%	25%	CL	2,53
9.5-9.95	Arcillolita gris clara con vetas rojizas	13%	31%	13%	18%	CL	2,71
19.5-19.6	Arcillolita rojiza con vetas grises de consistencia firme, algo meteorización	9%	28%	12%	16%	CL	2,68

Tabla 6. Características generales del suelo para el Edificio Gabriel Giraldo (Fuente: Microzonificación sísmica del campus de la Pontificia Universidad Javeriana)

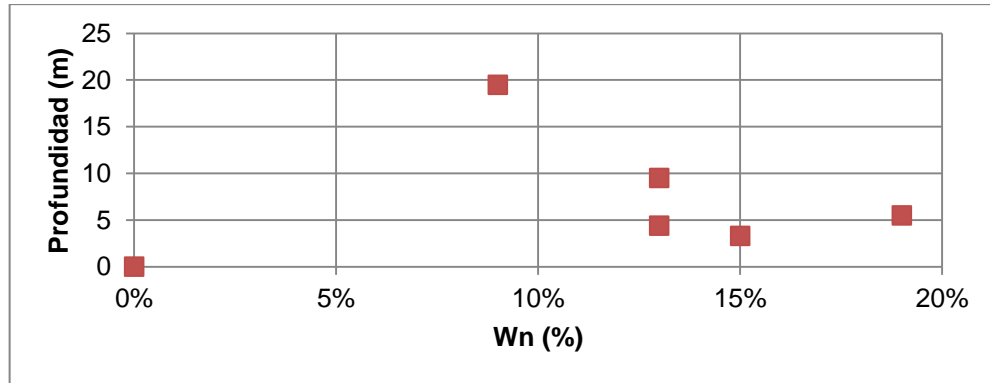


Figura 60. Humedad vs Profundidad del suelo el edificio Gabriel Giraldo (Fuente: Microzonificación sísmica del campus de la Pontificia Universidad Javeriana)

6.2 Geometría del suelo

Para la obtención de la geometría general como parámetro inicial en plaxisv8.2, se decidió realizar un perfil base en google Earth de 1000 mts de longitud desde los cerros orientales hasta la av crr 14 o av caracas evidenciado en la figura 61.



Figura 61. Corte longitudinal (Fuente: GoogleEarth)

Así mismo, se solicitó un perfil de elevación (Figura 62) del corte ya hecho, con el fin de tener un parámetro base de las condiciones de frontera que se deberían tener en cuenta para el modelo bidimensional del suelo.

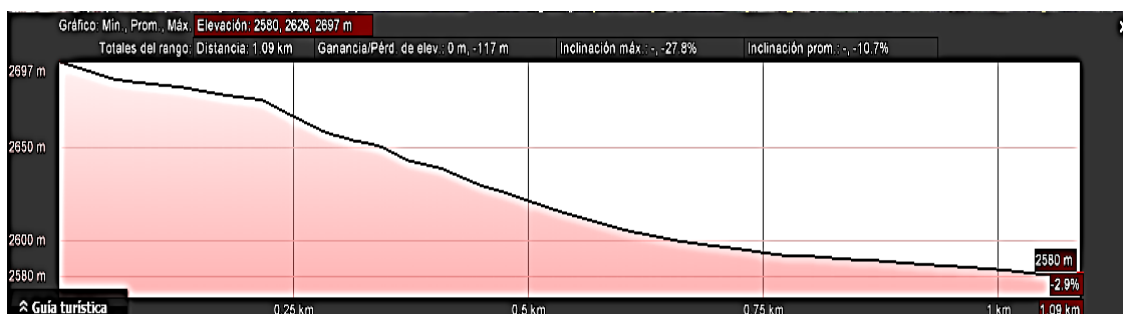


Figura 62. Perfil de Elevación (Fuente: GoogleEarth)

Finalmente, se obtuvo con los parámetros de los estudios secundarios locales cercanos suficiente información para modelar un perfil (Figura 63) con las condiciones solicitadas.

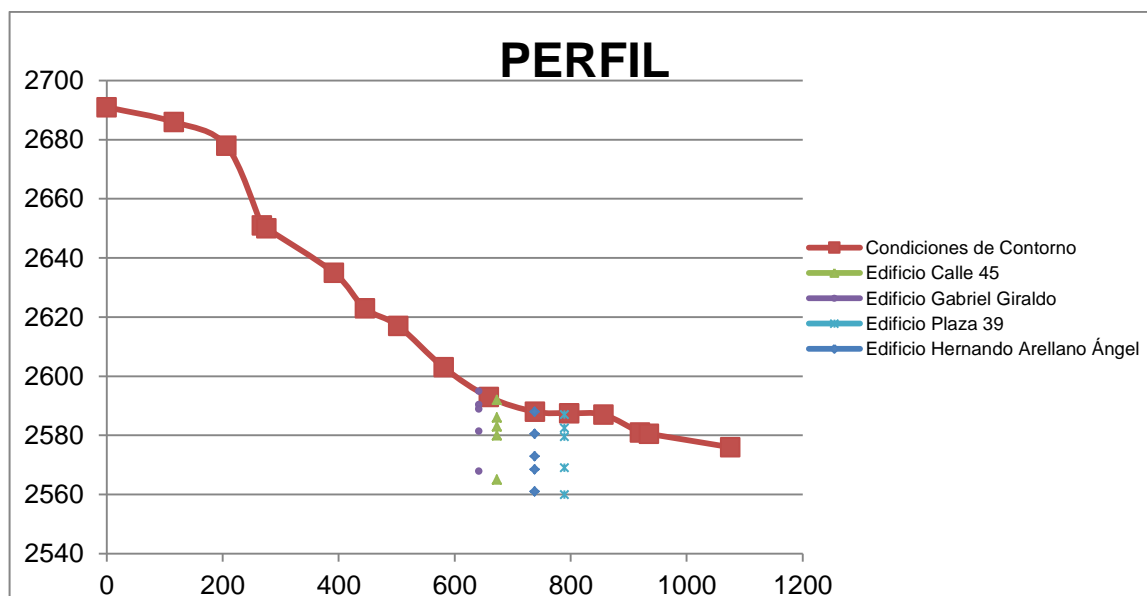


Figura 63. Perfil Estratigráfico del Modelo Bidimensional del suelo

6.3 Modelación numérica (Software Plaxisv8.2)

Para el presente trabajo de grado, el modelo bidimensional del suelo (en dos direcciones) se realizó en el software plaxisv8.2, el cual cuenta con el modelamiento a partir del uso de elementos finitos, obteniendo así la respuesta más cercana a la real, del suelo ante una señal sísmica.

Con base en lo anterior, como parámetros de entrada para el software plaxisv8.2 se dispuso a crear la geometría según las condiciones de la *Figura 63* y definir parámetros como pesos específicos para cada estrato, velocidades de onda de corte, y los valores del α y β (determinado con el método de Rayleigh Damping) (*Tabla 7*).

Parámetros	Arcilla 1	Arcilla 2	Arcillolita	Roca
γ (KN/m ³)	17.45	19.32	21.92	23.40
ξ (%)	7.00	7.00	4.00	3.00
α	0.335	0.335	0.191	0.144
β	0.00265	0.00265	0.00152	0.00132
V_s (m/s)	162.90	219.60	429.00	835.50

Tabla 7. Parámetros de entrada para Plaxisv8.2

Finalmente, se obtuvo el modelo representado en la figura 64, el cual corresponde a un modelo en dos direcciones de aproximadamente 1000 mts de longitud con una señal sísmica de entrada desde los cerros orientales. Este perfil fue hecho gracias a toda la información recopilada de estudios secundarios cercanos explicados anteriormente.

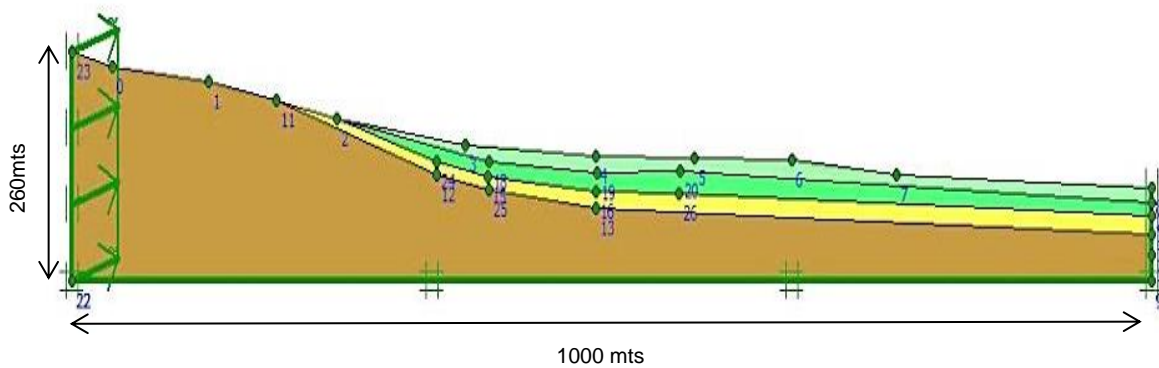


Figura 64. Modelo Bidimensional del terreno

6.4 Definición de fuentes probables de ocurrencia para el análisis bidimensional del suelo

6.4.1 Sismo Lejano (Fuente: Subducción)

Estos sismos corresponden a los eventos producidos en la zona de subducción o en los sistemas importantes de fallas activas del sur y occidente colombianos. Con profundidades del orden de 60 Km y una distancia epicentral de alrededor de 400 a 450 km. Estos eventos pueden llegar a tener una duración larga y un gran contenido de energía identificando bajas frecuencias similares a los períodos de vibración de los edificios, que pueden amplificarse. Por su gran distancia y teniendo en cuenta los sismos que se han producido en esta zona, se consideran relevantes aquellos eventos con magnitud de 8.0. (*Estudio Particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas lote de la calle 39 con carrera 7 en Bogotá, Jorge Alberto Rodríguez*)

6.4.2 Sismo Regional (Fuente: Regional)

Estos sismos corresponden a los eventos producidos posibles eventos originados en la falla Frontal de la cordillera oriental o en su defecto en los sistemas de fallas transversales asociadas a esta. Estos sismos tienen una distancia epicentral mínima de alrededor de 60 km, considerando únicamente relevantes aquellos con magnitudes entre 7.0 y 7.5, que corresponden al rango de magnitud máxima probable para estas fallas. Este tipo de sismos puede dar lugar a niveles máximos de aceleración del orden de 0.1 a 0.2 g en Bogotá a nivel de roca. (*Estudio Particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas lote de la calle 39 con carrera 7 en Bogotá, Jorge Alberto Rodríguez*)

6.4.3 Sismos Cercanos (Fuente: Local)

Estos corresponden a los eventos originados como fuente local o muy cercana a la ciudad de Bogotá D.C. Su profundidad sería superficial, variando de 0 a 20 Km. Por ser estos eventos de relativa baja magnitud y superficiales, la atenuación del movimiento es rápida. Sin embargo, localmente cerca a la fuente pueden dar lugar a niveles de aceleración superiores a 0.2 g. (*Estudio Particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas lote de la calle 39 con carrera 7 en Bogotá, Jorge Alberto Rodríguez*)

6.5 Selección de Sismos para Análisis

Finalmente se escogieron 5 señales (*Tabla 8*), enmarcadas en las señales de diseño de la Microzonificación sísmica del 2010, teniendo en cuenta la fuente del sismo y la

magnitud del mismo, para con esto hacer un estudio mucho más real y detallado del comportamiento de la estructura al recibir la señal de respuesta sísmica del suelo.

Fuente	Fecha	Nombre	Estación	Magnitud	Aceleración máxima (g)
Local	06/08/1979	COYOTE LAKE	GILROY-1	5.7	0.119
Local	22/07/1983	COALINGA AFTERSHOCK	SULPHUR.BH	5.8	0.134
Local	29/04/1984	UMBRIA	PIETRALUNG	5.4	0.188
Regional	18/10/1989	LOMA PRIETA	YERBABUENA	7.1	0.079
Subducción	19/09/1985	MEXICO	CU01	8.1	0.035

Tabla 8. Selección de eventos sísmicos para el Análisis

Siguiendo esta misma línea de ideas, se obtuvieron los acelerogramas de cada señal escogida (*Figura 65, 66, 67, 68 y 69*) para poder incluirlas al análisis bidimensional del suelo y obtener la respuesta de este ,en términos de aceleración y desplazamientos.

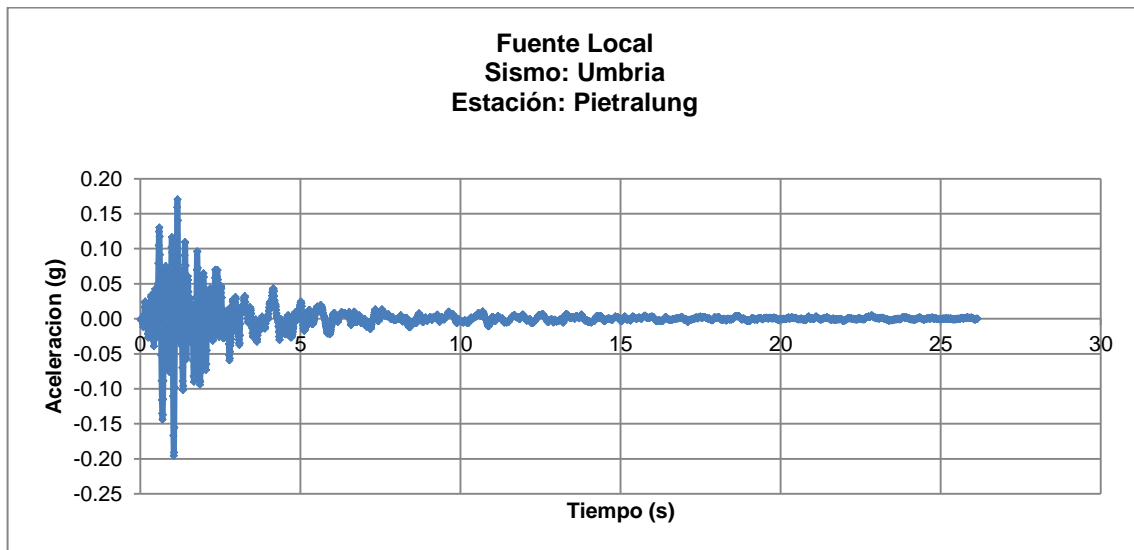


Figura 65. Acelerograma Sismo Umbria

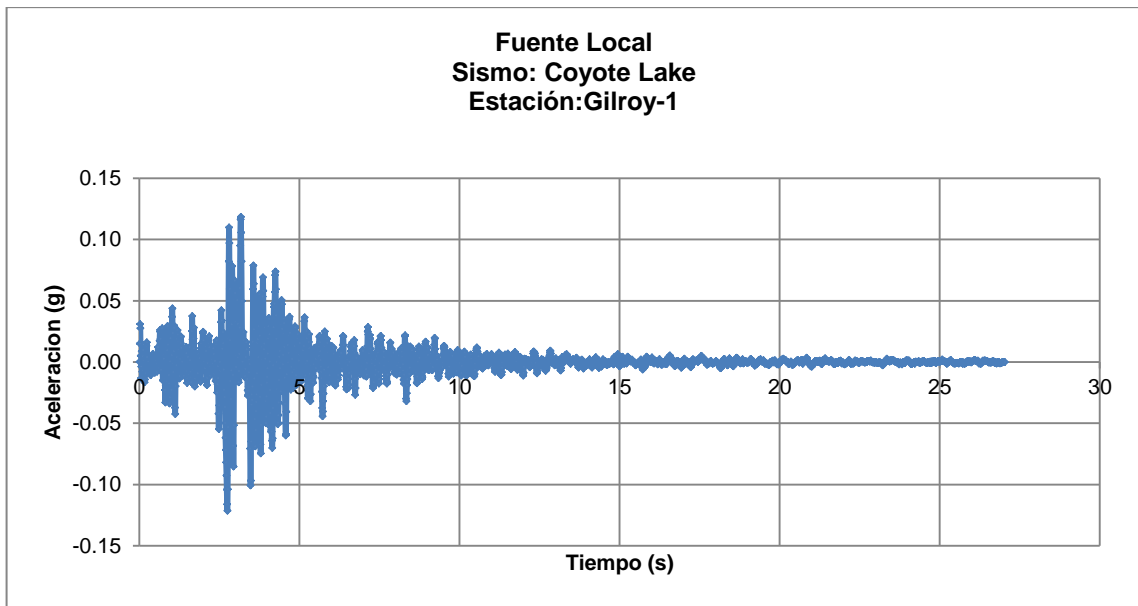


Figura 66. Acelerograma sismo CoyoteLake

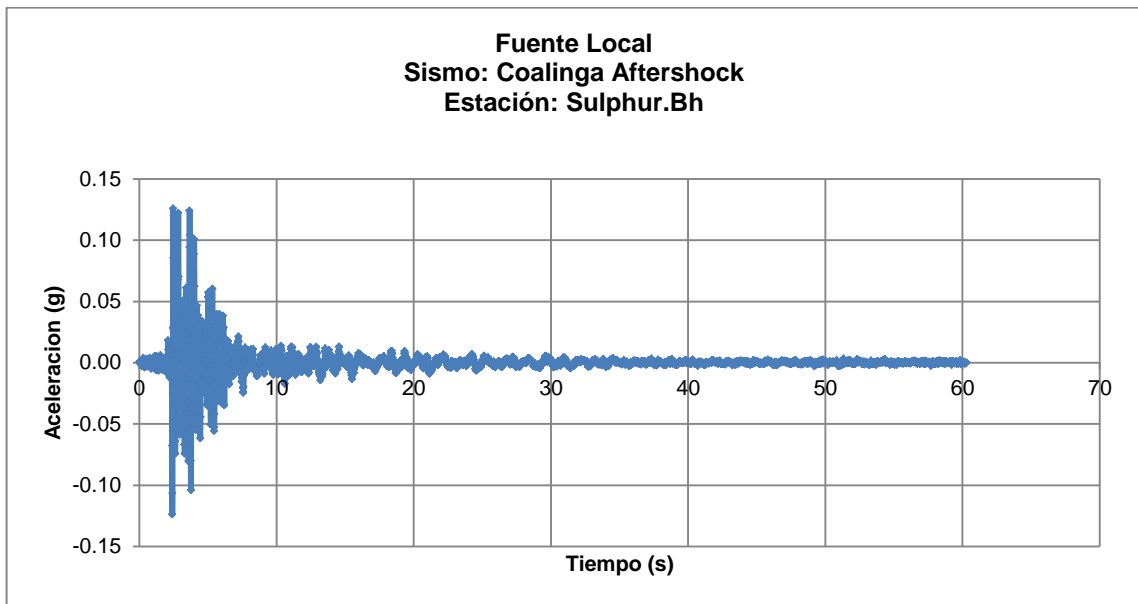


Figura 67. Acelerograma sismo Coalinga Aftershock

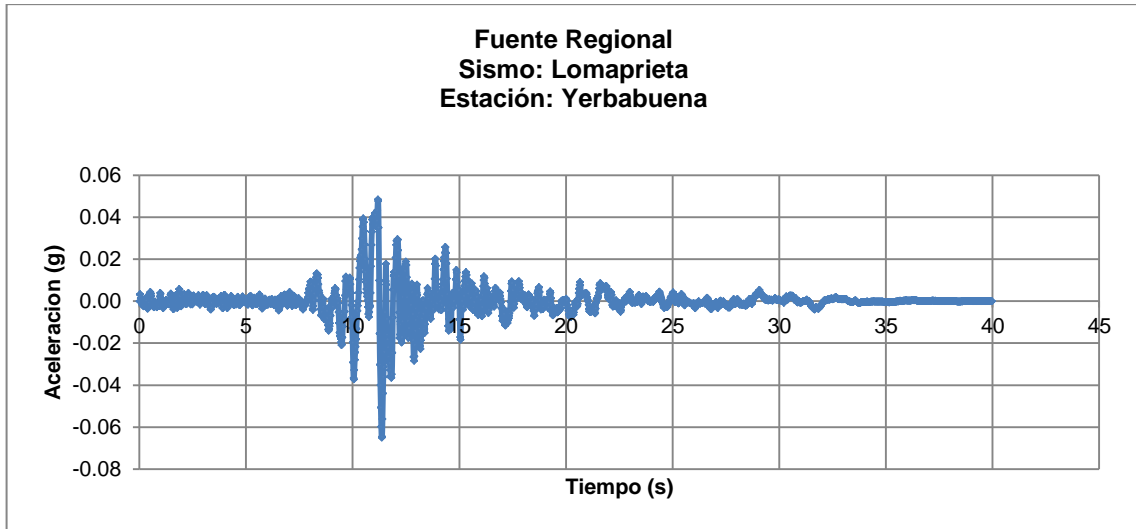


Figura 68. Acelerograma sismo Lomapieta

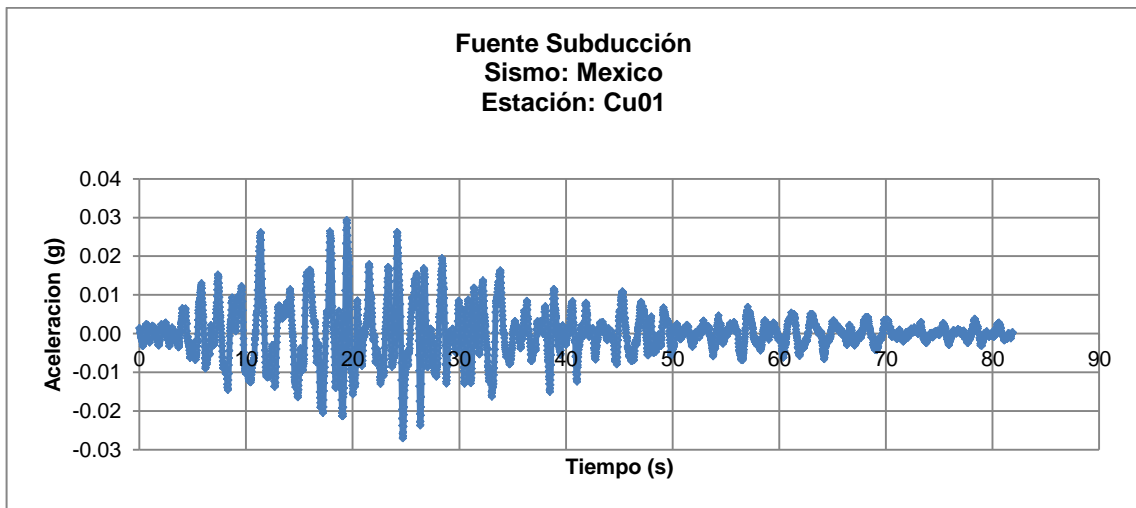


Figura 69. Acelerograma sismo Mexico

6.6 Selección de puntos de Análisis

Para la selección de los puntos de análisis se tuvieron en cuenta la obtención de resultados tanto en superficie como en profundidad del modelo bidimensional del suelo, con un total de seis (6) puntos, de los cuales solo se utilizaron dos de estos (A, B). El primer punto definido como 'A' se asocia a la superficie del modelo ya descrito, y el segundo punto 'B' a la respuesta en profundidad (roca) del mismo modelo (*Figura 70*).

Es fundamental tener en cuenta, que de las dos señales de respuesta que se obtuvieron del modelo numérico en Plaxisv8.2 (5 señales en el punto A y 5 señales en el punto B), explicadas en el numeral 9, se escogieron las señales en el punto “B” como acelerogramas de entrada para el modelo tridimensional de la estructura. Esto, debido a que la cimentación del nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería, se encontrará ubicada a una profundidad de aproximadamente 14 metros (es decir en roca).

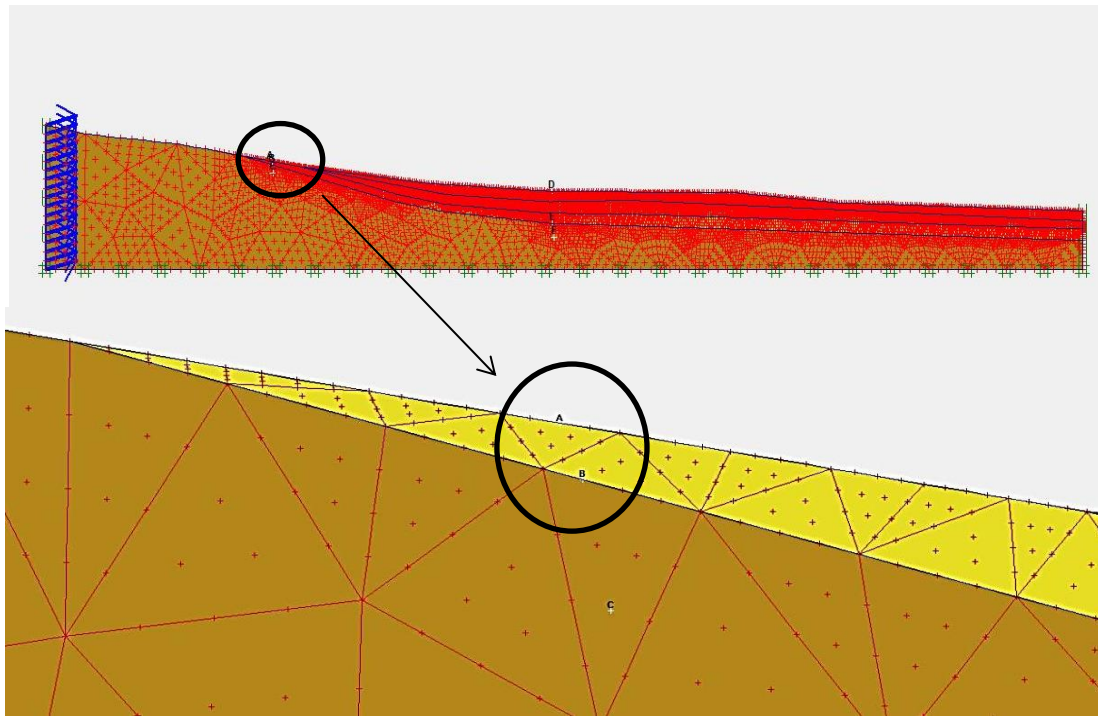


Figura 70. Selección de puntos de Análisis

7 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

El nuevo Edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería se encuentra enmarcado en el proyecto de desarrollo de la planta física de la Pontificia Universidad Javeriana ubicado en la Figura 71. Este proyecto contó con el diseño arquitectónico del Arq. Juan pablo Ortiz, con el diseño estructural del ing. Nicolás Parra García y con el estudio de suelos del Ing. Luis Fernando Orozco⁵.



Figura 71. Vista en 3D del plan de enmarcación de la planta física de la Universidad Javeriana.

7.1 Descripción del sistema estructural

El edificio tiene una altura total de 66 m, su sistema estructural está conformado por un sistema de fachada perimetral portante combinado, el cual incluye muros estructurales y un pórtico resistente a momentos en dirección oriente –occidente (visto en planta). La fachada del edificio estará conformada por una serie de columnas verticales en acero (*Figura 72*) espaciadas a una distancia aproximada de 1.55 m, con perfiles tubulares los cuales conforman un plano vertical continuo de apoyo en los costados

⁵ Dirección de recursos Físicos de la Pontificia Universidad Javeriana, (2013), “Plan maestro y de desarrollo urbanístico y arquitectónico de la planta física de la Pontificia Universidad Javeriana”.

sur y oriental de la torre. En el costado norte de la planta, se encontrará un pórtico resistente a momento que conformará el otro apoyo con columnas tubulares de diferente sección (*Figura 73*), de manera que los entrepisos se soportan sobre estos dos elementos venciendo una luz de 14.00 m.

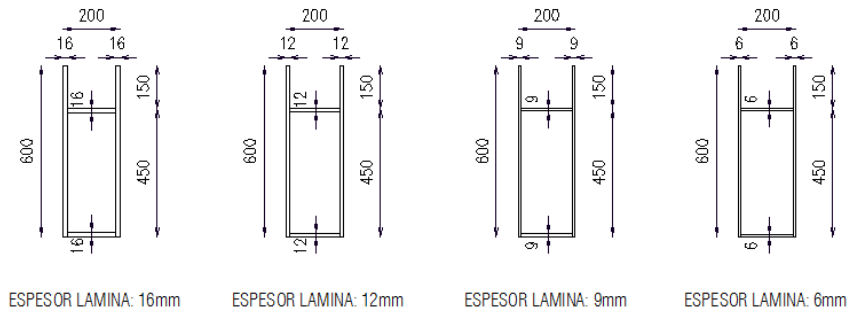


Figura 72. Secciones de columnas metálicas (Fachada)

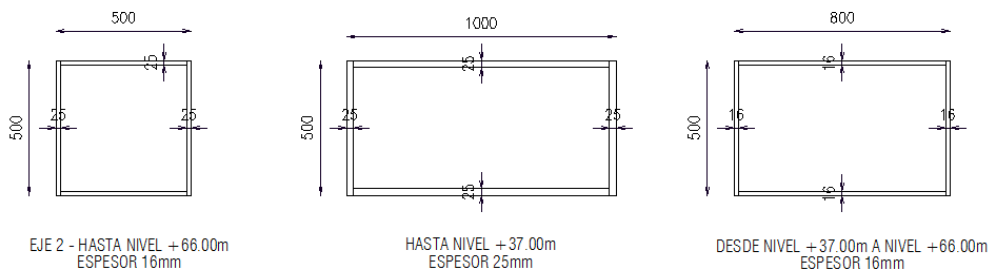


Figura 73. Secciones de columnas interiores – Eje D.

Por otro lado, en los costados oriental y occidental de la planta, alrededor de los puntos fijos, se dispondrán muros de concreto de 40 cm de espesor (*Figura 74*) que rigidizarán el cuerpo de la torre y proporcionaran mayores resistencias ante fuerzas horizontales. Así mismo, el entrepiso (*Figura 75*) se conformará de un sistema de viguetas metálicas (*Figura 76*) sobre las cuales se dispondrán losas prefabricadas (alveolares) de 120 mm de espesor en concreto pretensado, donde se requiere fundir una capa de compresión continua que permite conformar el diafragma en cada nivel del edificio. Igualmente, el entrepiso ubicado en los sótanos y el piso 1 (*Figura 77* y *Figura 78*) estará compuesto de un sistema de viguetas en concreto (*Figura 79*) que conforman el casetón, el cual deberá soportar las cargas sobrepuestas de acabados y muros divisorios.

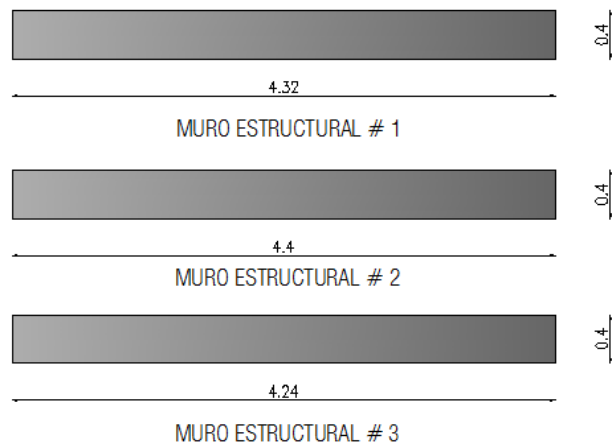


Figura 74. Sección Transversal Muros estructurales

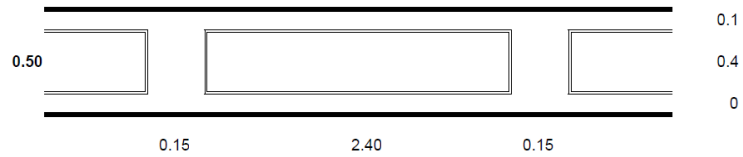


Figura 75. Entrepiso Sótanos 1 y 2

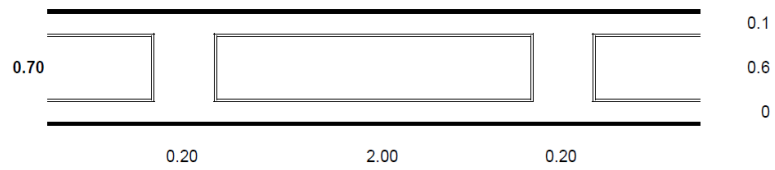


Figura 76. Entrepiso Piso 1 N + 0.00

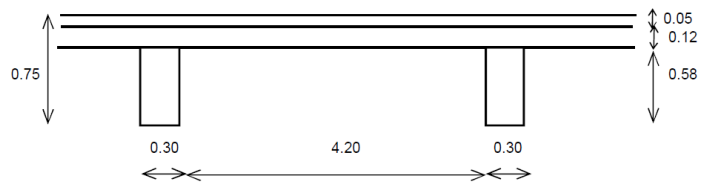


Figura 77. Entrepiso Piso 2 al Piso 14 N + 3.20 - N + 66.0

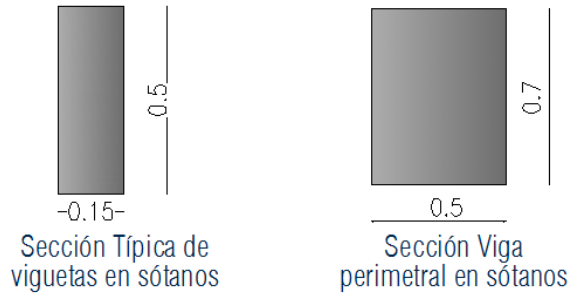


Figura 78. Sección típica de viguetas y viga perimetral en Sótanos

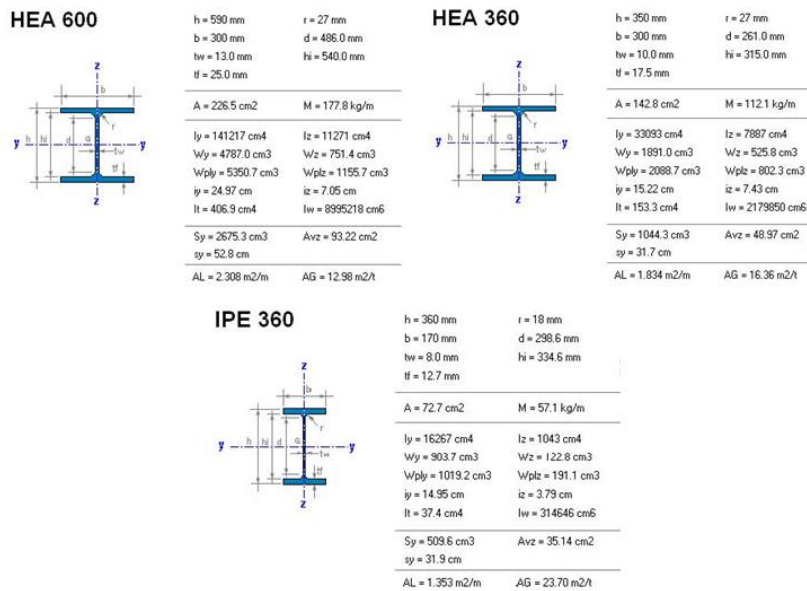


Figura 79. Sección típica de viguetas Piso 2 – Piso 14 (N + 3.20 al N + 66.0)

Finalmente, en la base, el edificio se integra a la plataforma que conforma la plaza de acceso y baja hasta los sótanos, cuya estructura es de concreto reforzado con placas aligeradas en las dos direcciones. En el sótano, existe una losa de reacción para lo que sería el nuevo laboratorio de estructuras, y que ocupará la zona central del área en planta de la torre⁶.

⁶ CNI Ingenieros Consultores S.A.S (2015, Febrero), "Memoria de Calculo Estructural para el Edificio laboratorios de ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana".

7.1.1 Geometría del edificio

7.1.1.1 Sótanos

En las figuras 80 y 81 se observa las dimensiones para los sótanos 1 y 2 de 48.5 mts de largo y 26.45 mts de ancho y el nivel de acceso (*Figura 82*) de 40.5 mts de largo y 26.45 mts , junto con la distribución de las secciones de viguetas en concreto y las columnas tubulares. La columna que se muestra en la Figura 80 llega hasta el N + 37.00 y del N + 37.00 al N + 66.00 cambia por la sección descrita en la figura 73. Por otro lado la columna que se muestra en la figura 81 es continua en todos los pisos de la estructura.

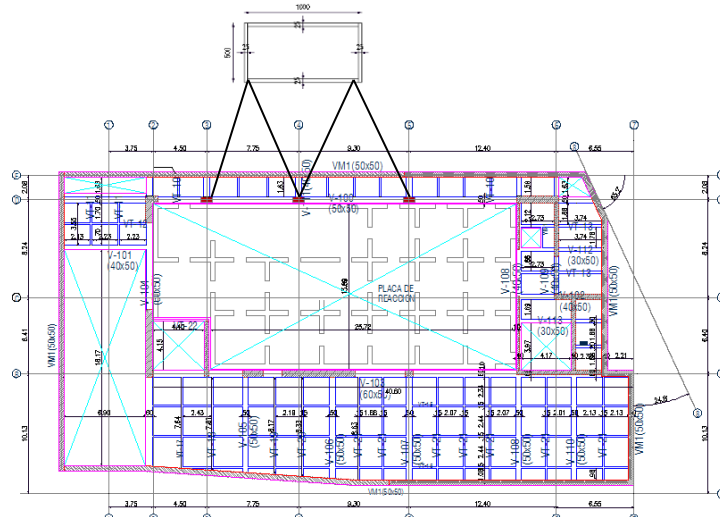


Figura 80. Planta típica del Sótano 2 ubicada a N - 6.00

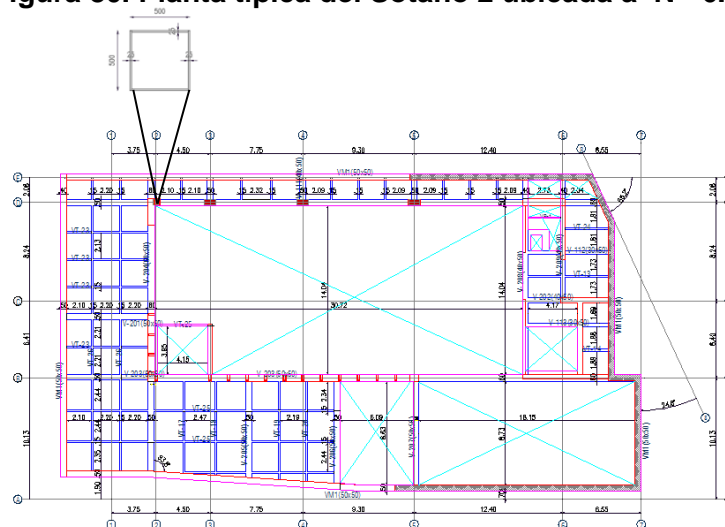


Figura 81. Planta típica del Sótano 1 ubicada a N - 3.00

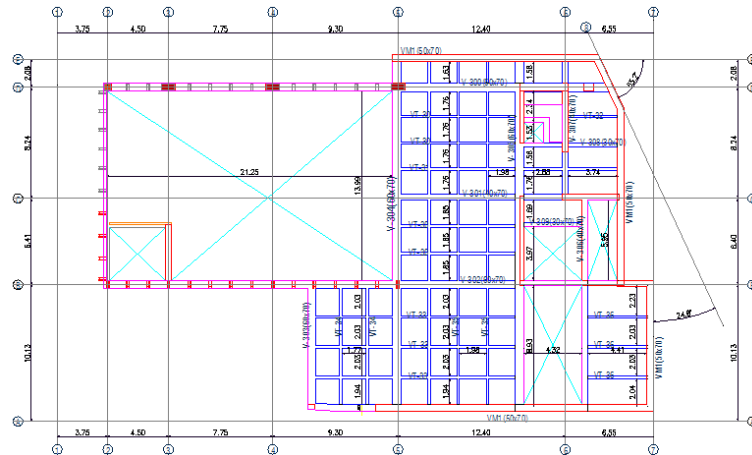


Figura 82. Planta típica Nivel de Acceso ubicada a N + 0.00

7.1.1.2 Plantas Superiores

En las figuras 83 a 85 se muestra las dimensiones de los pisos del 2 al 14, el piso 2 y 3 tiene un ancho de 14.54 mts y un largo de 44.24 mts, los pisos restantes tienen las mismas dimensiones con un ancho de 16.62 mts y un largo de 47.88 mts. En la figura 83 se muestra la distribución de los muros estructurales y de las secciones de la fachada perimetral del edificio conformada por una serie de columnas verticales en acero las cuales comienzan en el piso 2 – N + 3.20 mts. Finalmente la figura 86 se muestra el modelo tridimensional del nuevo Edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería desarrollado en el software SAP 2000.

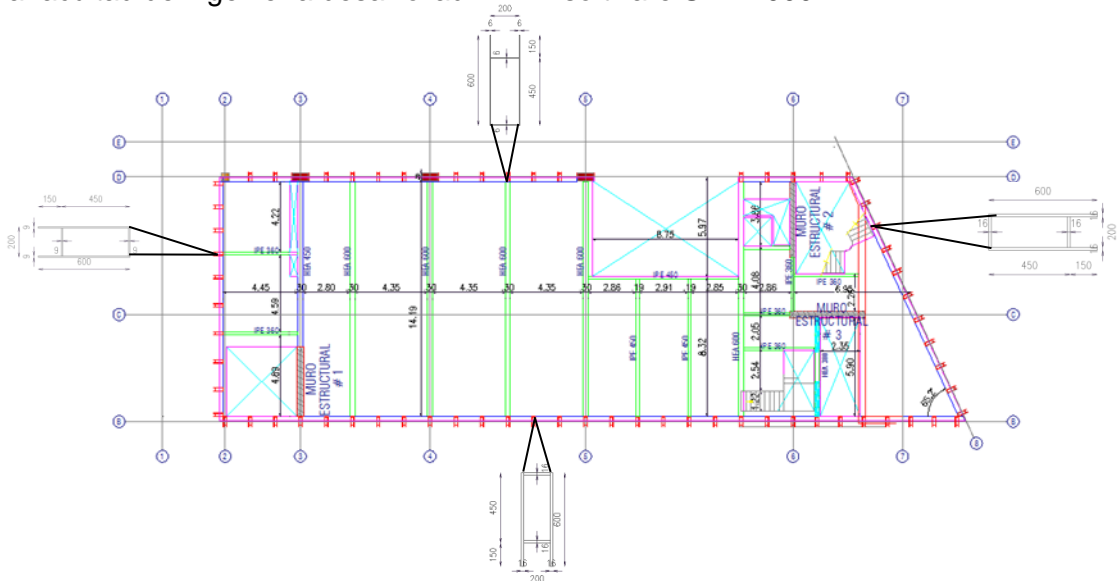


Figura 83. Planta típica del piso 2 ubicada a N + 3.20

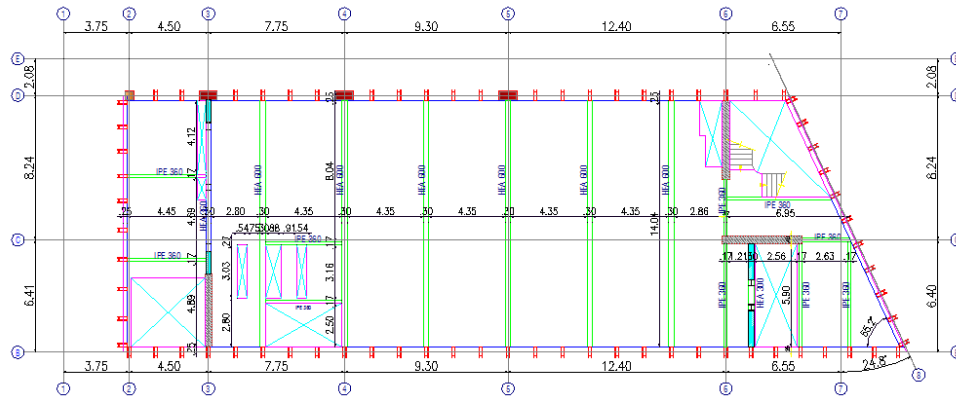


Figura 84. Planta típica del piso 3 ubicada a N + 10.00

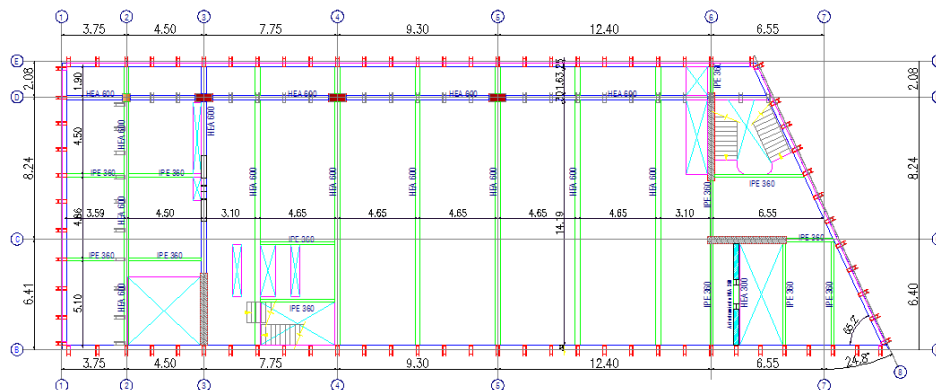


Figura 85. Planta Típica pisos 4 – 14 ubicada a desde N + 14.50 al N + 66.00

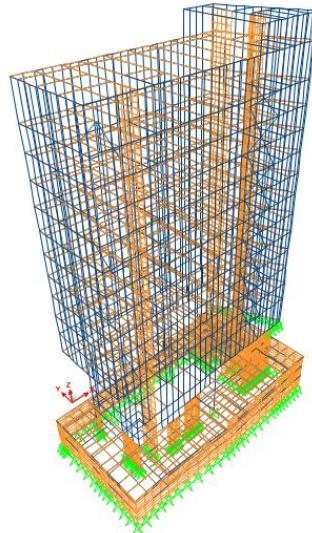


Figura 86. Modelo 3D – Edificio de Investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería

8 MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA

8.1 Materiales de construcción

Para el diseño y la modelación en el software SAP2000V15 realizado por las estudiantes del presente proyecto de grado se tuvieron en cuenta la utilización de los siguientes materiales (*Tabla 9*):

a) Concretos:

Material	Descripción	f'c (kg/cm ²)	f'c (mpa)	Ec (mpa)
Concreto	Muros de Contención	280	28	24870
	Muros pantalla y columnas	280	28	24870
	Vigas y placas	280	28	24870
	Losas prefabricadas alveolares	400	40	24870

Tabla 9. Descripción propiedades de los Materiales (CNI Ingenieros Consultores S.A.S, "Memoria de Calculo estructural para el edificio laboratorios de ingeniería de la pontificia universidad javeriana", 2015)

b) Perfiles Metálicos:

- Perfiles tubulares ensamblados con láminas ASTM A572 Gr. 50, $f_y=350$ MPa
- Platinas y Láminas ASTM A572 $f_y = 350$ MPa
- Pernos de anclaje: ASTM F1554
- Pernos para conexiones: ASTM A325 y A490
- Soldadura E70XX

8.2 Cargas de Diseño

8.2.1 Carga muerta de diseño

Para el cálculo de la carga muerta de diseño se consideró el peso propio de los elementos anteriormente analizados a partir de la masa según su densidad. Las cargas muertas utilizadas en el diseño estructural fueron:

- Cielo raso e instalaciones: 20 kg/m²
- Acabados y afinado sobre plataformas y terrazas: 150 kg/m²
- Acabados sobre placas interiores: 100 kg/m²
- Divisiones livianas móviles oficinas: 120 kg/m²
- Peso ventanería de fachada: 45 kg/m²
- Peso losas alveolares: 187 kg/m²

8.2.2 Carga viva de diseño

A continuación se muestran las cargas vivas de diseño las cuales se obtuvieron de acuerdo con el uso que tendrá el edificio.

- Sótanos Terrazas y placas exteriores plataforma piso 1: 500 kg/m²
- Laboratorios pisos 2,3,4 y 6: 500 kg/m²
- Laboratorios pisos 7, 7.5, 11 y 13: 300 kg/m²
- Oficinas y salones pisos 8, 9 y 10: 200 kg/m²
- Depósito de ingeniería Piso 12: 500 kg/m²
- Cafetería y Terraza piso 14: 500 kg/m²
- Escaleras: 500 kg/m²

8.2.3 Fuerzas sísmicas y movimiento sísmico de diseño

El espectro de diseño se tomó de acuerdo a la localización del edificio el cual corresponde a una zona de transición de Piedemonte B y Depósito de ladera según la Microzonificación Sísmica de Bogotá.

8.2.3.1 Espectro de Diseño

Las fuerzas sísmicas se calcularon por el Método del análisis dinámico Espectral como se establece en el Capítulo A.5 de la NSR-10, para obtener un espectro de diseño (*Figura 87*), para esto los parámetros usados fueron:

- Zona de amenaza: Intermedia
- Espectro promedio entre Piedemonte B y Depósito de ladera
- $A_a = 0.15$; $A_v = 0.2$
- Perfil de suelo: C
- Promedios: $F_a = 1.8$; $F_v = 1.7$
- Coeficiente de Importancia: $I = 1.25$ (Grupo III)

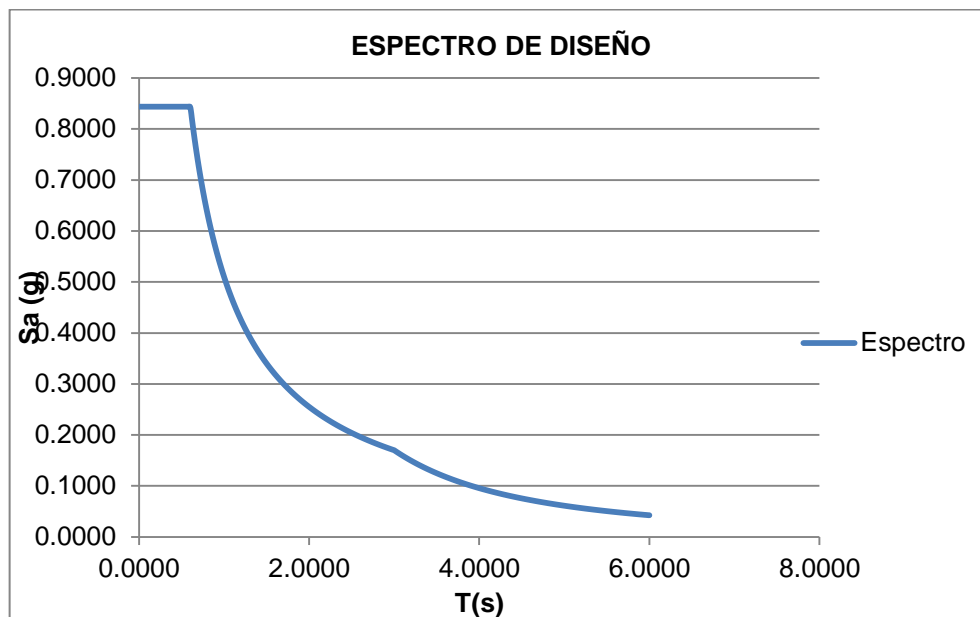


Figura 87. Espectro de Diseño

Las fuerzas obtenidas a partir de los modos de vibración se combinaron mediante el método CQC para obtener el córtate basal de diseño ajustado al 90 % del valor del cortante estático según la norma. Los valores de las fuerzas obtenidos se distribuyeron de acuerdo a la rigidez de cada entrepiso y se dividieron por el coeficiente de disipación R indicado para el diseño a flexión.⁷

- Altura del edificio: 66.0 m
- $S_{ax} = 0.199$ (g)
- $S_{az} = 0.222$ (g)
- Peso del edificio: $W = 9368$ t.

⁷ CNI Ingenieros Consultores S.A.S (2015, Febrero), "Memoria de Calculo Estructural para el Edificio laboratorios de ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana".

9 ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO BIDIMENSIONAL DEL SUELO

9.1 Resultados del Análisis Bidimensional del Suelo

Después de emplear las señales escogidas (*ver numeral 6.5*), se procedió a inducir las en dirección de los cerros orientales en el modelo bidimensional del suelo, y con esto obtener finalmente la respuesta dinámica del suelo para el nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería.

A continuación, se procedió a extraer los resultados en términos de desplazamientos y aceleraciones contra el tiempo en los puntos en superficie y profundidad (A y B), para evidenciar que el efecto predominante que controla la respuesta, la cual es la generada por ondas superficiales, propagadas en forma de olas desde el borde del cerro hacia la zona plana (*Figura 88*).

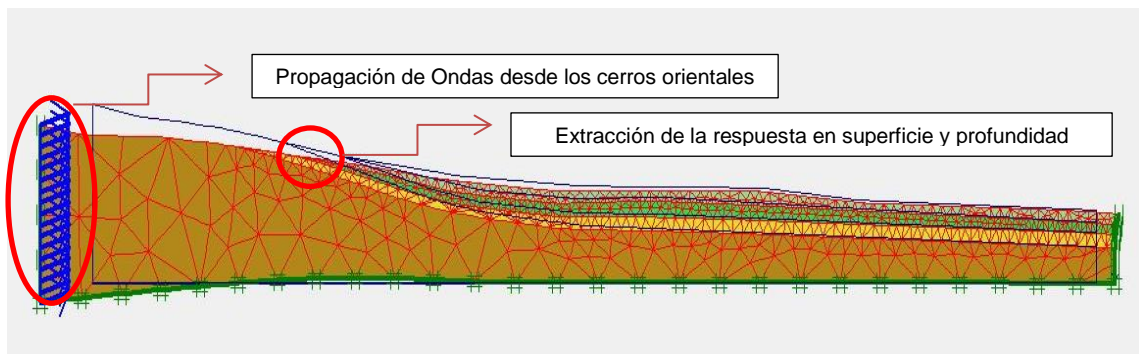


Figura 88. Respuesta Dinámica del modelo bidimensional del Suelo

9.1.1 Respuesta sísmica del suelo obtenida en Desplazamientos

Ante los desplazamientos de terreno obtenidos, se puede evidenciar que tanto la Respuesta en términos de desplazamiento en superficie y en profundidad es la misma. Esto se debe a que los puntos de análisis "A y B" seleccionados en el numeral 6.6, se encuentran prácticamente en roca por la geomorfología del sitio, y por ende corresponde a una misma condición. Adicionalmente, se puede evidenciar que el sismo predominante en términos de desplazamiento es el sismo de lomapieta, con un desplazamiento de hasta 3.7 cm en dirección x. (*Figura 89, 90, 91, 92 y 93*),

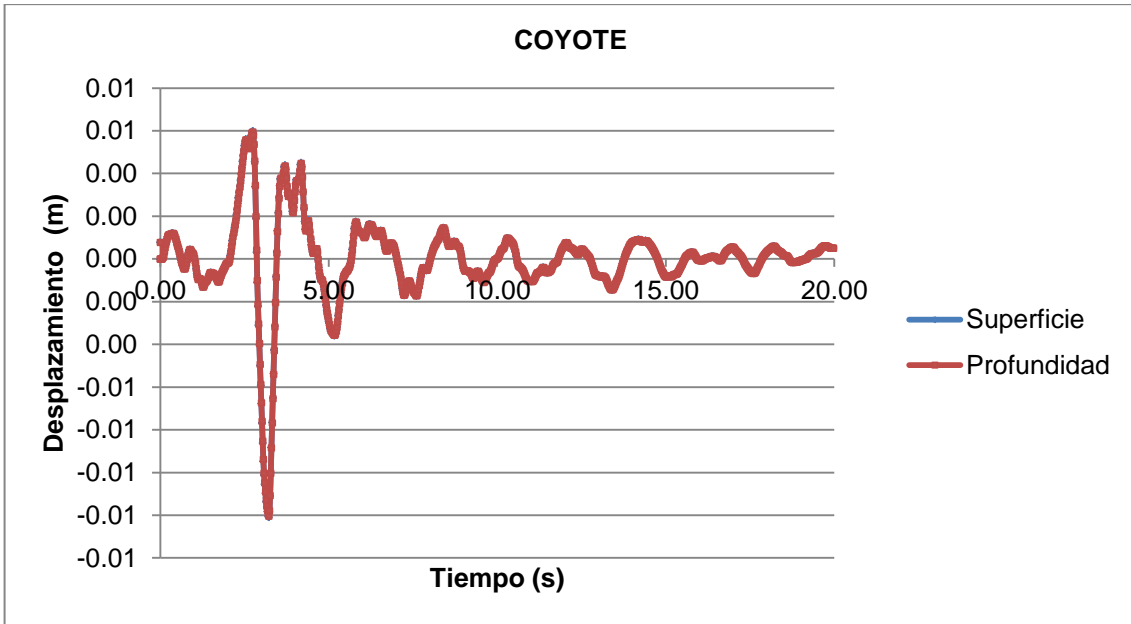


Figura 89. Desplazamiento Obtenido sismo coyote

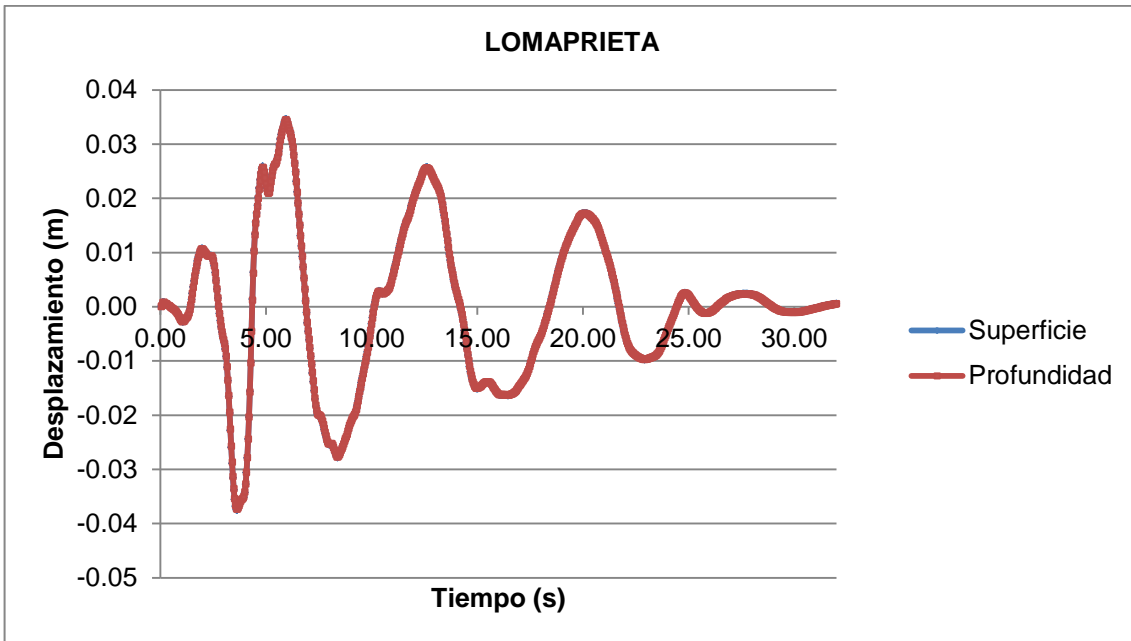


Figura 90. Desplazamiento Obtenido sismo lomaprieta

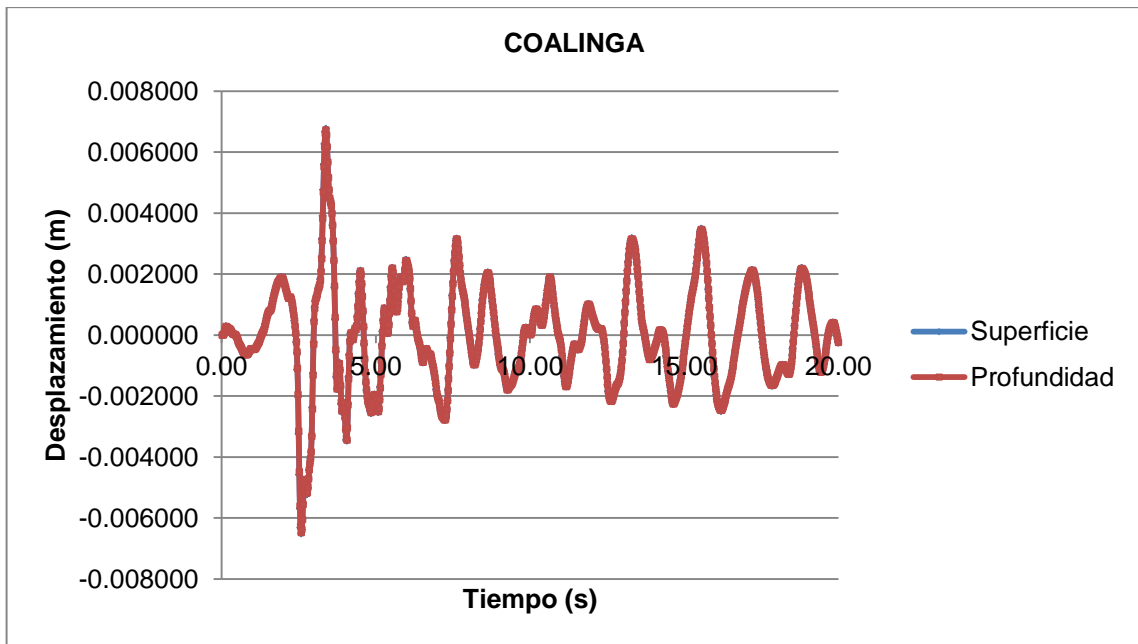


Figura 91. Desplazamiento Obtenido sismo coalinga

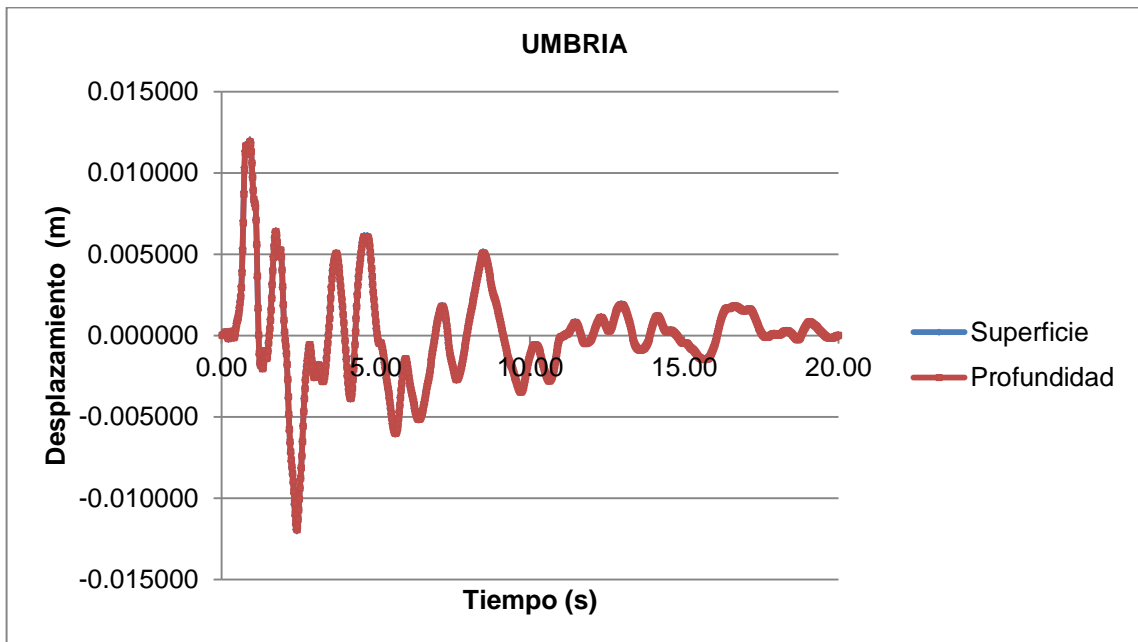


Figura 92. Desplazamiento Obtenido sismo umbria

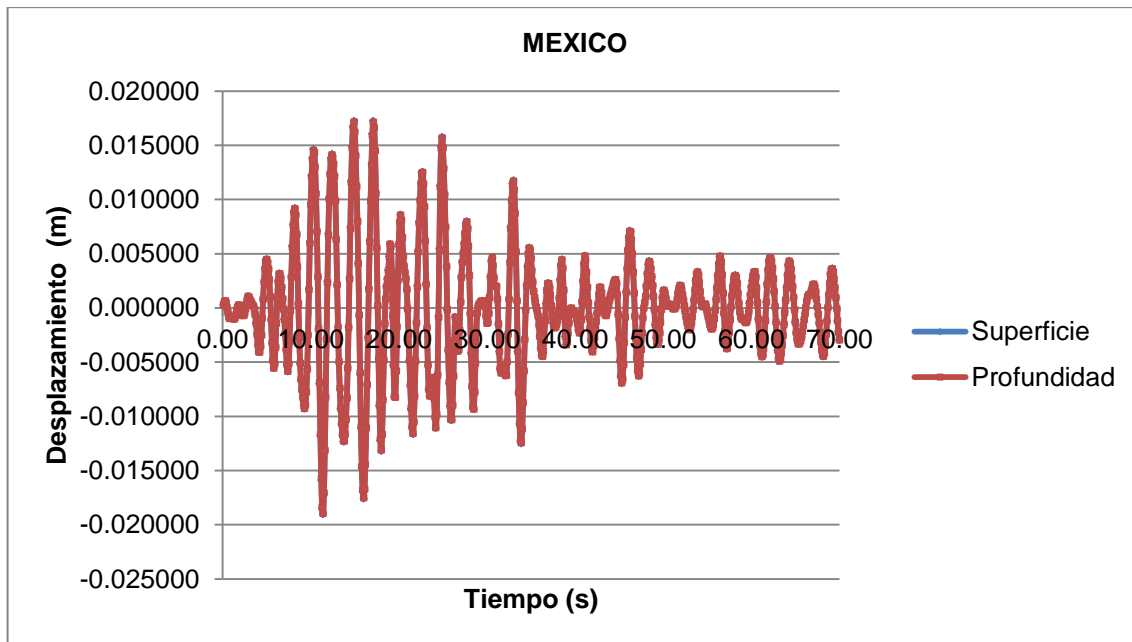


Figura 93. Desplazamiento Obtenido sismo mexico

9.1.2 Respuesta sísmica del suelo obtenida en Aceleraciones

Ante la respuesta del terreno obtenida en términos de aceleración, se puede evidenciar el efecto topográfico de la zona, que finalmente se encuentra ubicada en roca y no en estrato. Por esta razón, en comparación a los acelerogramas originales de las 5 señales utilizadas para el análisis bidimensional del suelo, con los acelerogramas obtenidos (*Figura 94, 95, 96, 97 y 98*) después de modelar el suelo, se puede apreciar que la onda no se amplifica significativamente, y que las aceleración en g obtenida es prácticamente la misma a las aceleraciones en roca iniciales explicadas en el numeral 6.5.

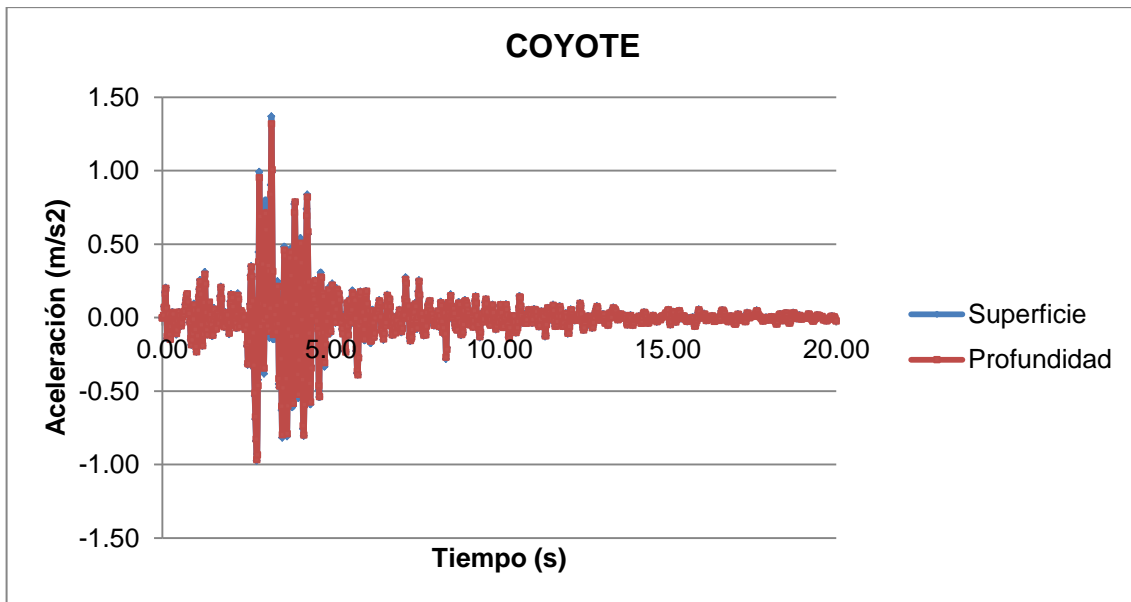


Figura 94. Acelerograma Obtenido Sismo coyote

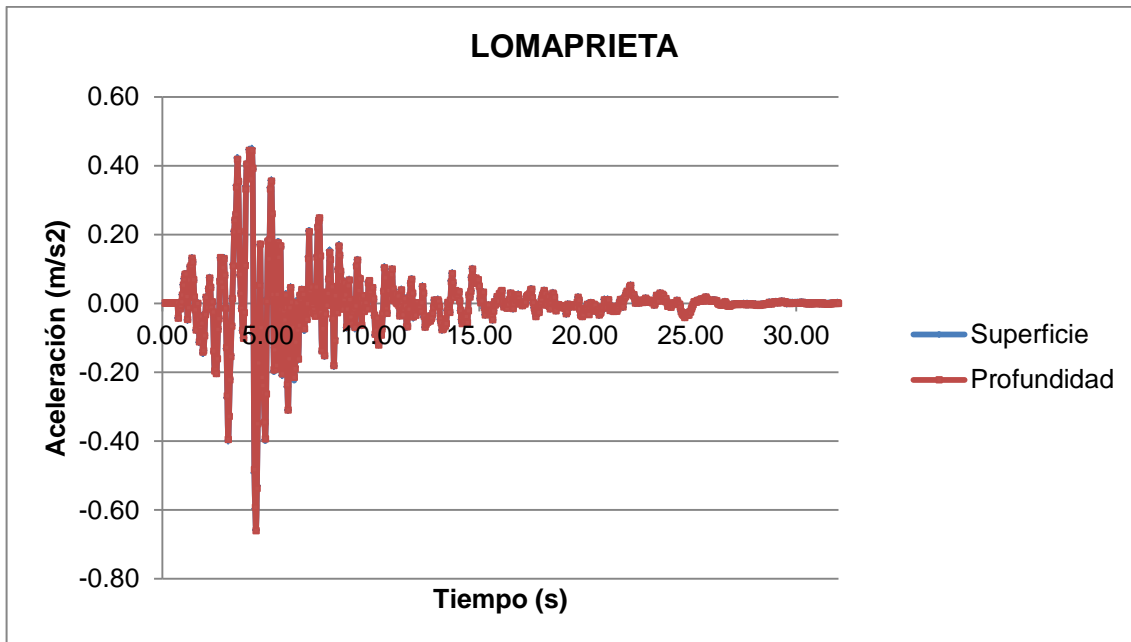


Figura 95. Acelerograma Obtenido sismo lomaprieta

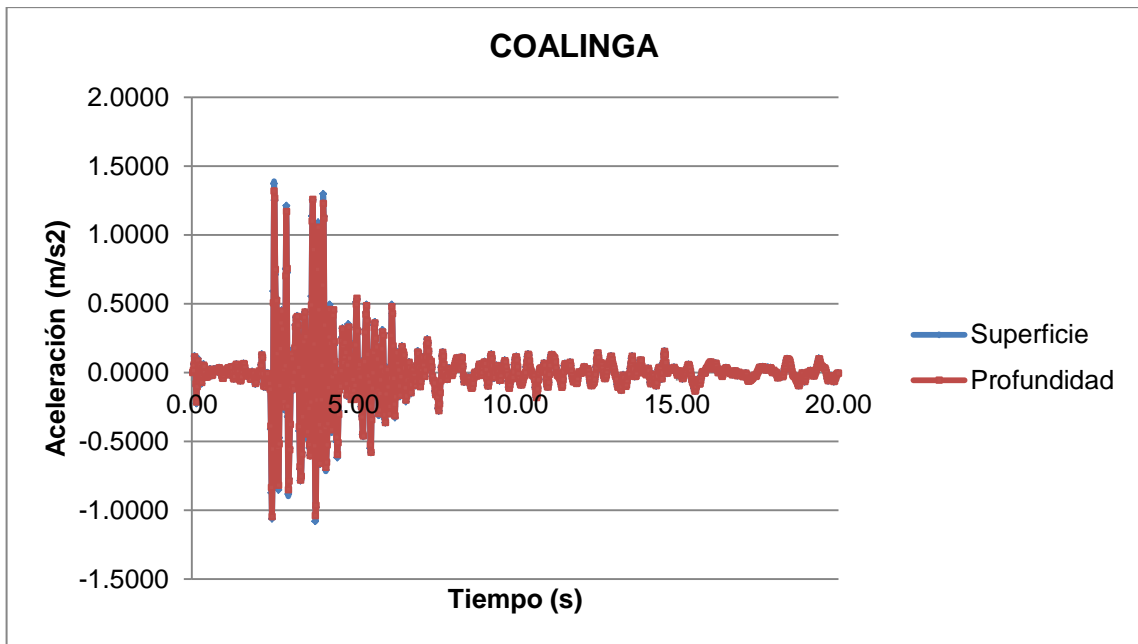


Figura 96. Acelerograma Obtenido sismo coalinga

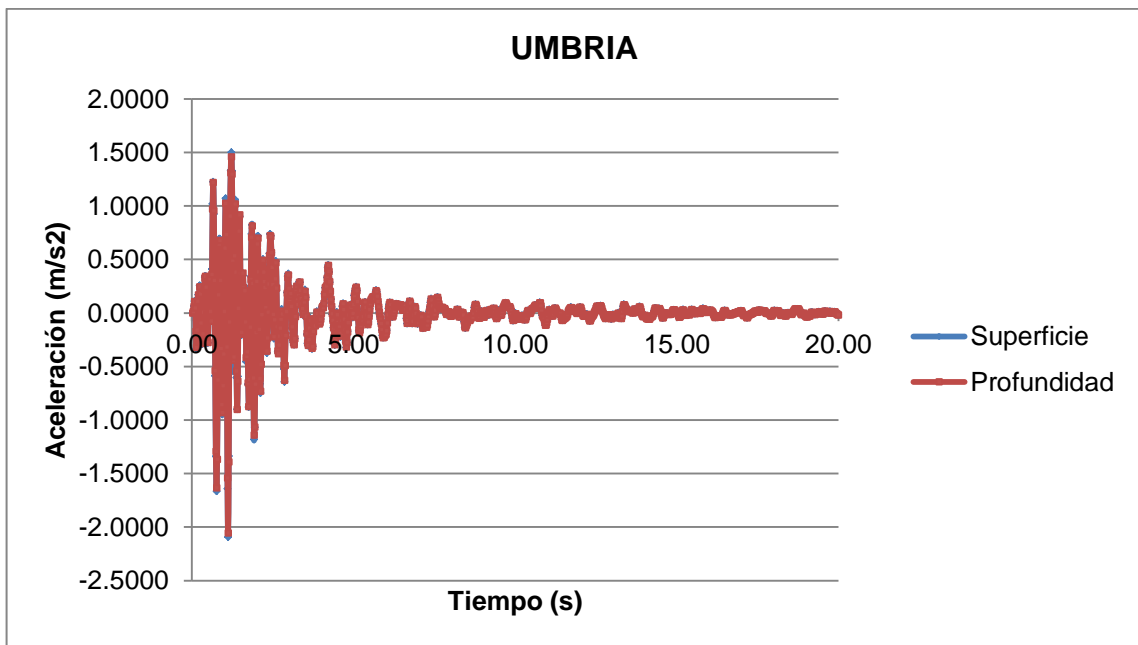


Figura 97. Acelerograma Obtenido sismo umbria

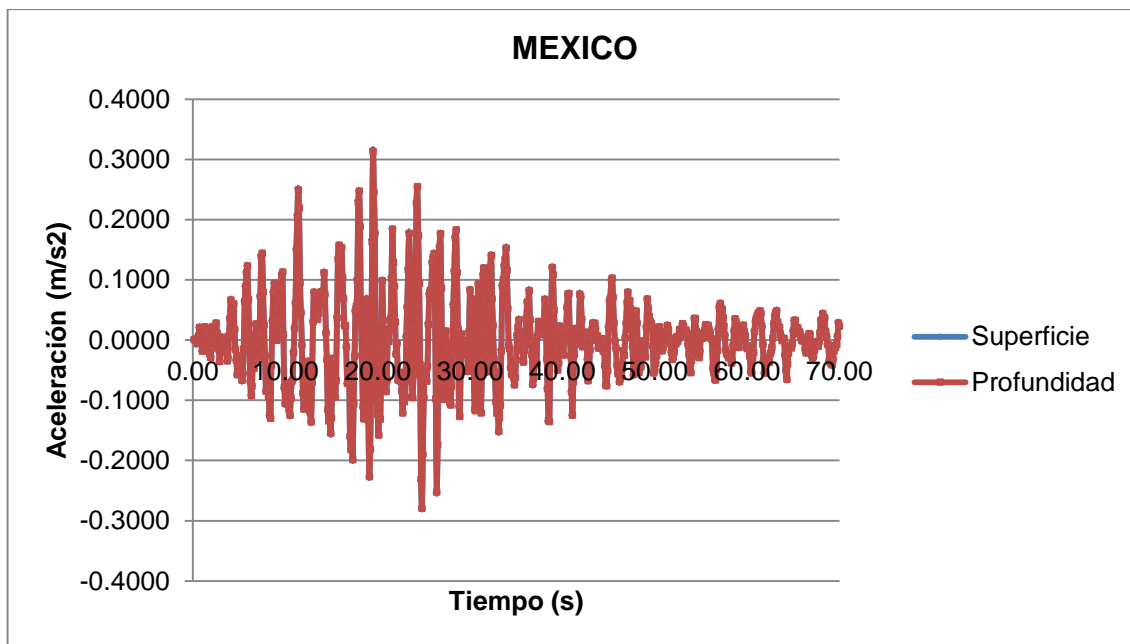


Figura 98. Acelerograma Obtenido sismo México

10 ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA

10.1 Análisis tridimensional de la Estructura

El análisis dinámico está relacionado con las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que presenta la estructura ante acciones laterales, ya sean fuerzas externas o movimientos en la base.

Para el presente caso de estudio se realizaron los siguientes análisis dinámicos:

1. Análisis Sísmico lineal
 - a) Análisis sísmico modal
 - b) Factores de participación de masa
 - c) Análisis tiempo-historia

2. Análisis sísmico no lineal
 - a) Pushover

El modelo tridimensional del nuevo edificio de la facultad de ingeniería se realizó en el programa SAP2000v15, compuesto por un sistema mixto de estructuras metálicas y en concreto, muros pantalla que aportan rigidez a la estructura y proporcionan mayores resistencias ante fuerzas horizontales descrito en el numeral 8.

Para los análisis que se harán a continuación, se decidió cambiar el modelo original conformado por muros pantalla (*Figura 99*) los cuales se modelaron con elementos tipo *shells* situados en el costados oriental y occidental de cada piso; por un modelo de columnas que reemplazan los muros (*Figura 100*) hechas por elementos tipo *frames* teniendo en cuenta las mismas dimensiones de los muros, debido a que para el análisis de Pushover es fundamental tener en cuenta la creación de las rótulas plásticas para todos los elementos estructurales, de este modo, para un elemento tipo *shell* no se puede crear una rótula plástica y el análisis no podrá ser efectivo.

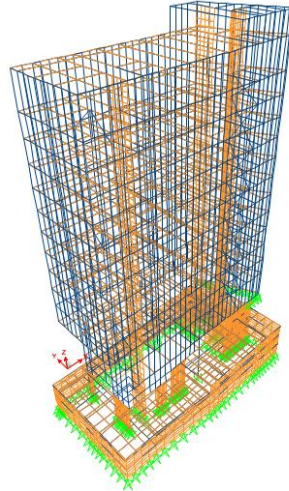


Figura 99. Modelo del edificio de Investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería con muros pantalla

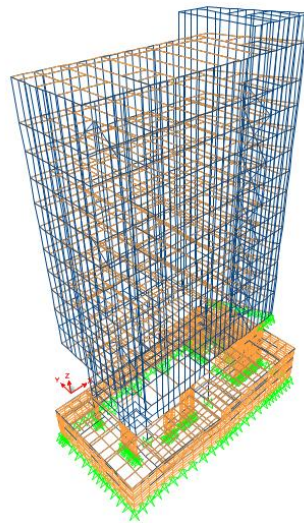


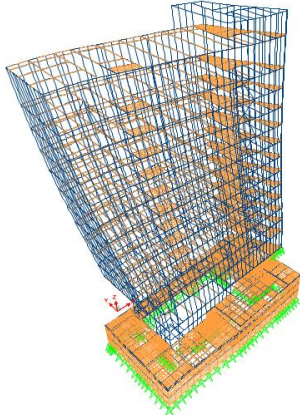
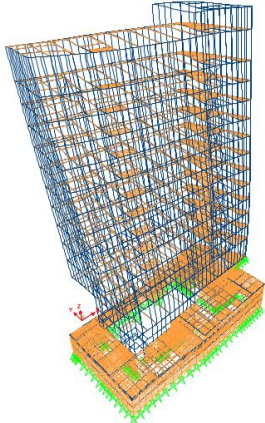
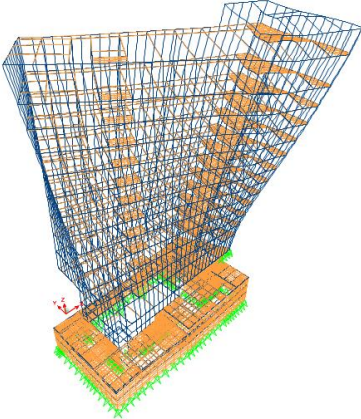
Figura 100. Modelo del edificio de Investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería con columnas

10.1.1 Análisis Sísmico Lineal

10.1.1.1 Análisis modal

El análisis sísmico modal se utiliza para determinar los diferentes modos o formas en que la estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica. Cada modo tiene además una deformación característica y una frecuencia de vibración asociada

diferente. Para el análisis sísmico modal se estudió los 6 primeros modos de vibración (*Tabla 10*), debido a que es donde participa más del 80% de la masa del sistema. El primer modo de vibración coincide con la frecuencia natural o propia del edificio, es decir, aquella a la que se supone que responderá de forma prioritaria.

MODO	PERIODO	FORMA MODAL
1	T = 3.043 s	
2	T = 2.6931 s	
3	T = 2.0611 s	

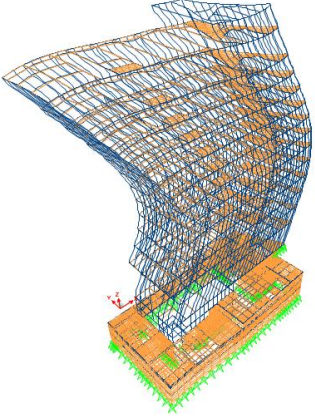
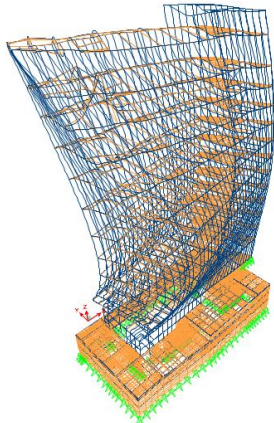
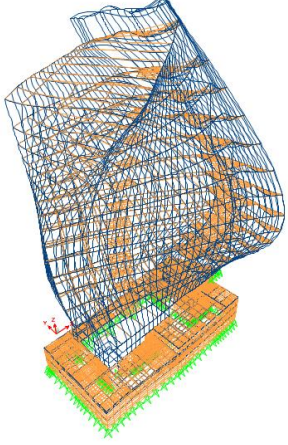
4	$T = 0.8983 \text{ s}$	
5	$T = 0.7 \text{ s}$	
6	$T = 0.5813 \text{ s}$	

Tabla 10. Formas modales de la estructura

10.1.1.2 Factores de participación de masa

El coeficiente de participación de masa está asociado con la cantidad de masa que se mueve en el sistema según un determinado modo de vibración. Así, un modo con una masa modal efectiva alta contribuye de forma significativa la respuesta, mientras que si es baja, dicho modo no es muy importante al estudiar la respuesta del sistema. Debido a esto se debe lograr una participación del 90 % de la masa, en nuestro caso de estudio para lograr el 90 % de la participación modal se necesitó 542 modos de vibración con una participación del 90% en dirección X y 93% en dirección Y .Por este motivo se analizaron los 6 primeros modos de vibración donde participa más del 80% de la masa del sistema (*Tabla 11*).

Modal Participating Mass Ratios						
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX (%)	SumUY (%)
1	3.043086	0.65747	0.00114	0.00001471	66%	0%
2	2.693136	0.00521	0.57182	0.000009066	66%	57%
3	2.0611	0.0128	0.06366	3.222E-07	68%	64%
4	0.898335	0.09391	0.00002041	0.00001876	77%	64%
5	0.700013	0.00004027	0.09305	0.00031	77%	73%
6	0.581296	0.00016	0.03027	0.00011	80%	76%

Tabla 11. Participación de masa obtenido de SAP2000

10.1.1.3 Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia para la estructura se realizó suponiendo un comportamiento lineal y elástico, en el cual se utilizaron los 5 registros de las aceleraciones de respuesta horizontales correspondientes a los sismos de diseño obtenidas por PLAXIS. Estos registros se ingresaron en SAP 2000 en dirección X y Y como un análisis MODAL-LINEAL donde se obtuvo el historial de desplazamiento, velocidad y aceleración (*Figura 102 a Figura 113*) para un punto en la parte inferior, en el medio y superior del edificio como se muestra en la figura 101. Como resultado de esto se puede observar que para todos los 5 registros a medida en que aumenta la altura, hay mayor desplazamiento, velocidad y aceleración. Por otro lado el sismo de Coalinga fue el que produjo mayor desplazamiento en la planta superior de 0.084 m así mismo velocidades y aceleraciones.

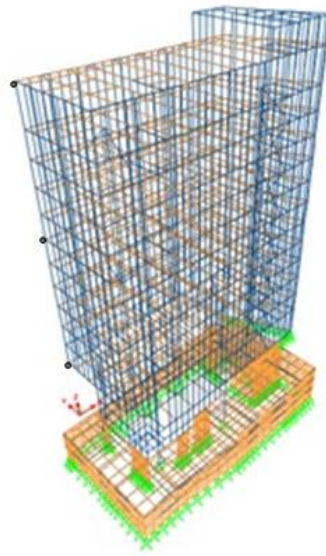


Figura 101. Puntos seleccionados para el análisis Time-History

a) Historial de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para el sismo de Coyote

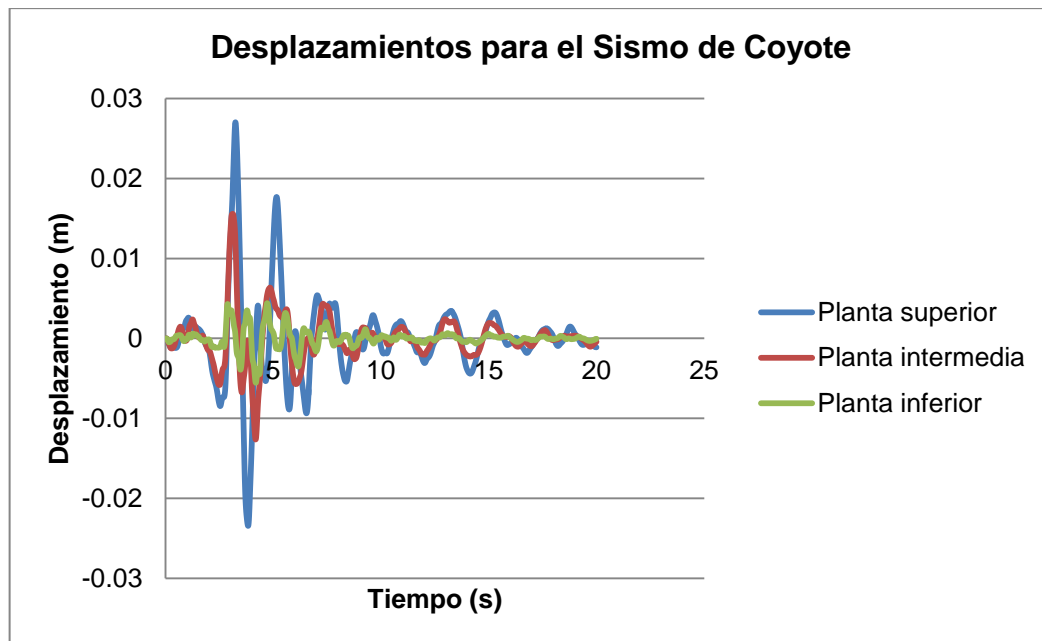


Figura 102. Historial de Desplazamientos para el sismo de Coyote

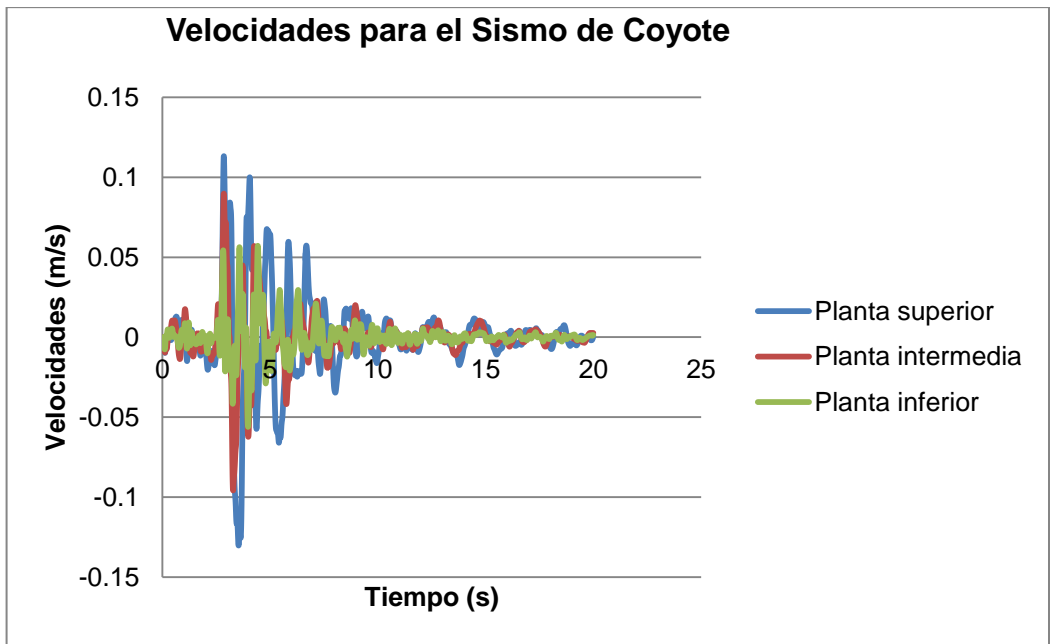


Figura 103. Historial de Velocidades para el sismo de Coyote

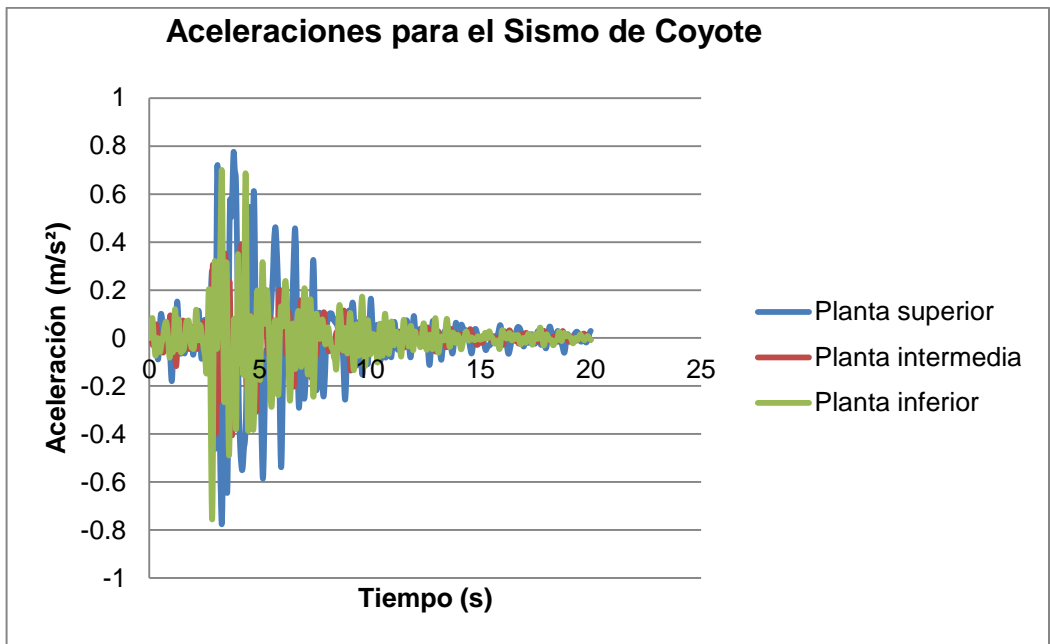


Figura 104. Historial de Aceleraciones para el sismo de Coyote

b) Historial de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para el sismo de Lomapieta

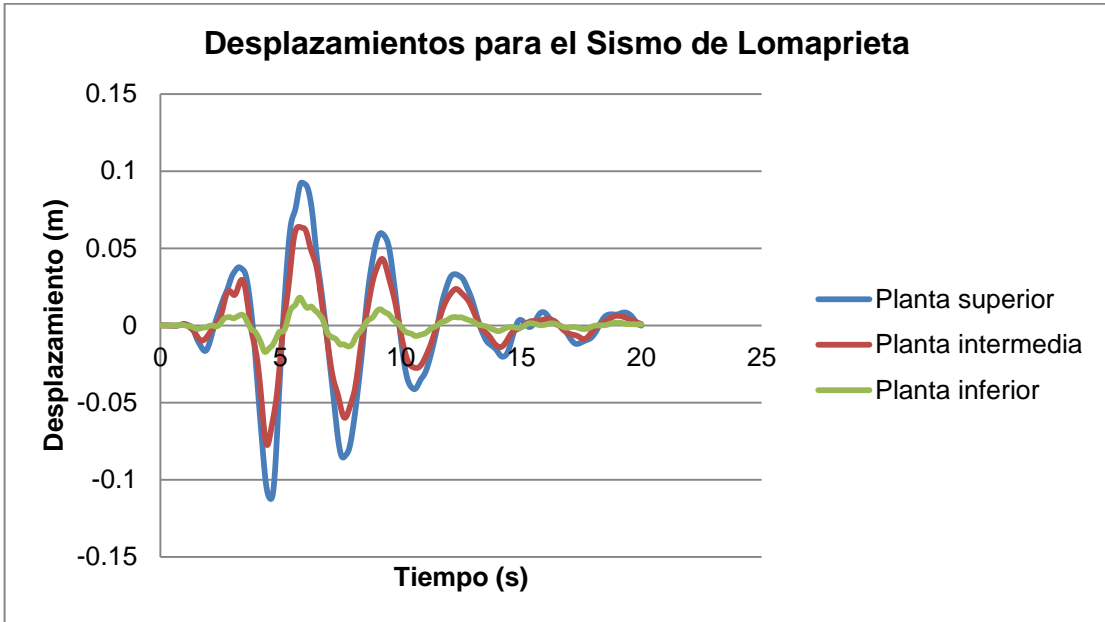


Figura 105. Historial de Desplazamientos para el sismo de Lomapieta

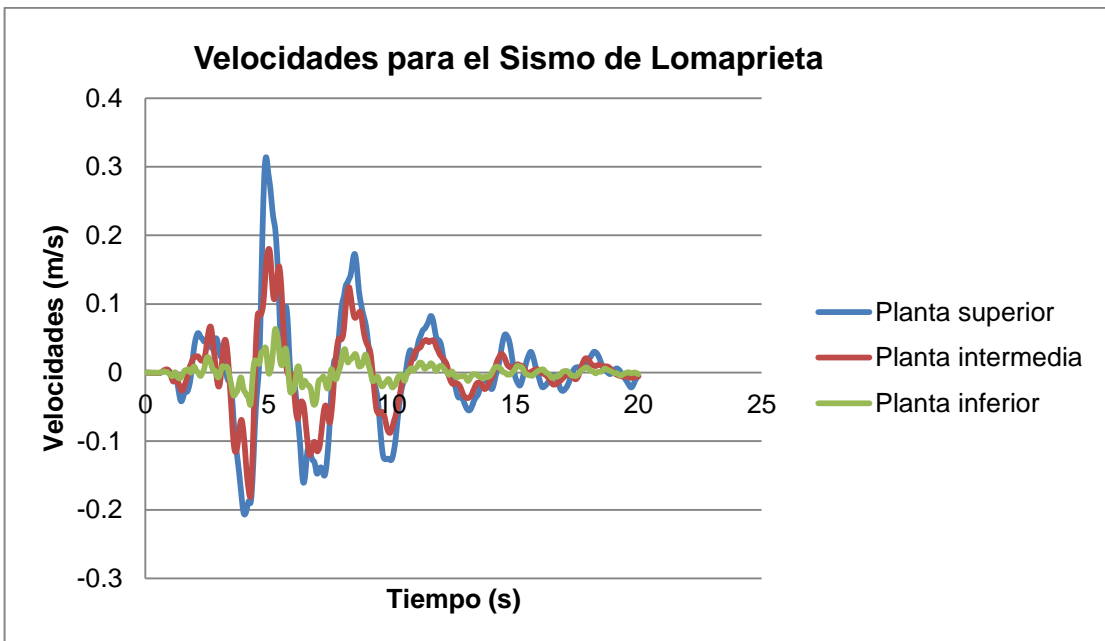


Figura 106. Historial de Velocidades para el sismo de Lomapieta

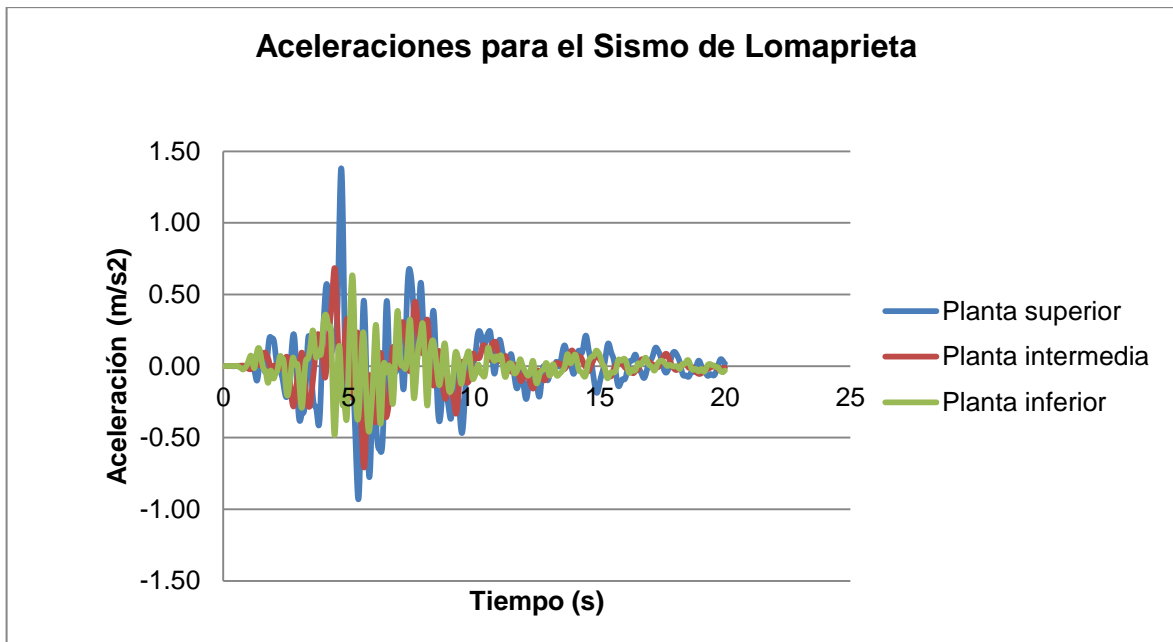


Figura 107. Historial de Aceleraciones para el sismo de Lomapieta

c) Historial de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para el sismo de Lomapieta

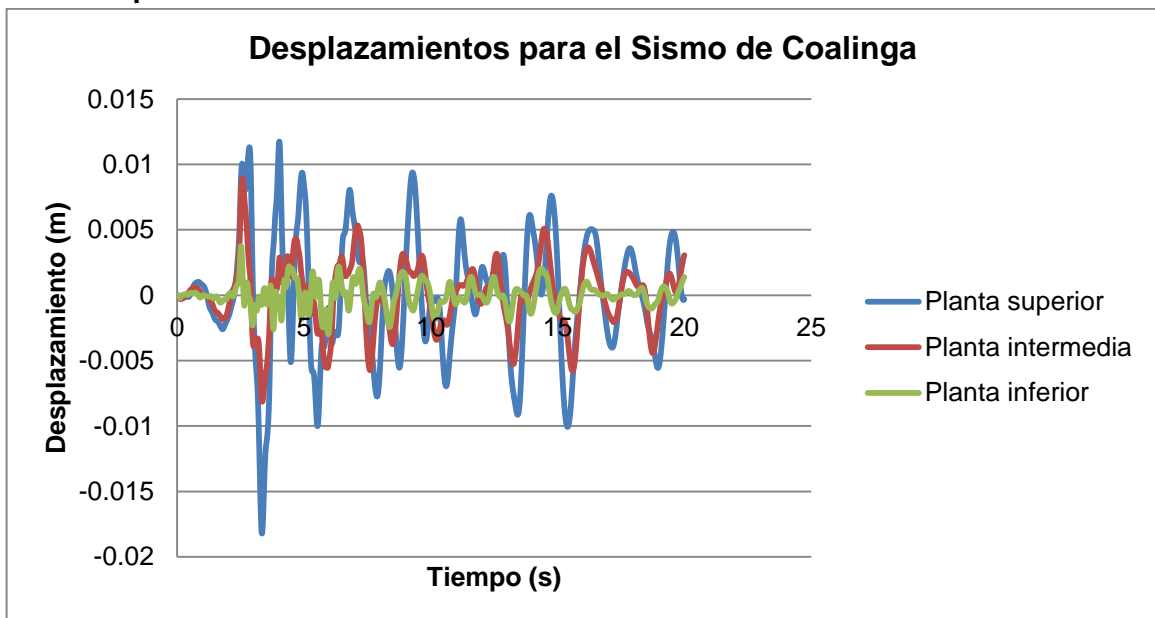


Figura 108. Historial de Desplazamientos para el sismo de Coalinga

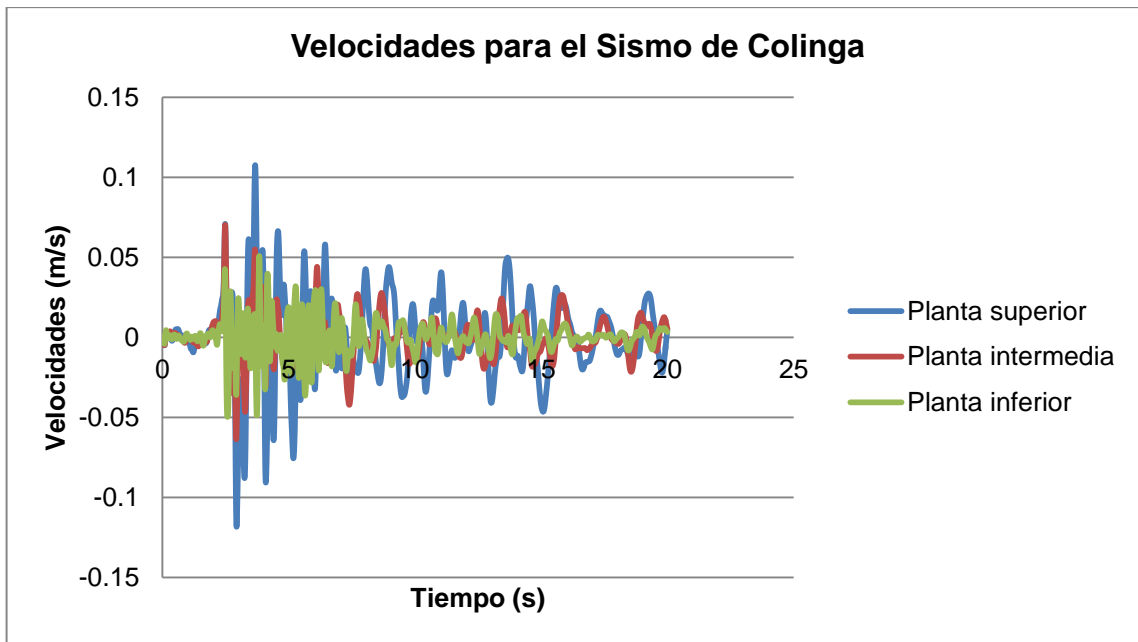


Figura 109. Historial de Velocidades para el sismo de Coalinga

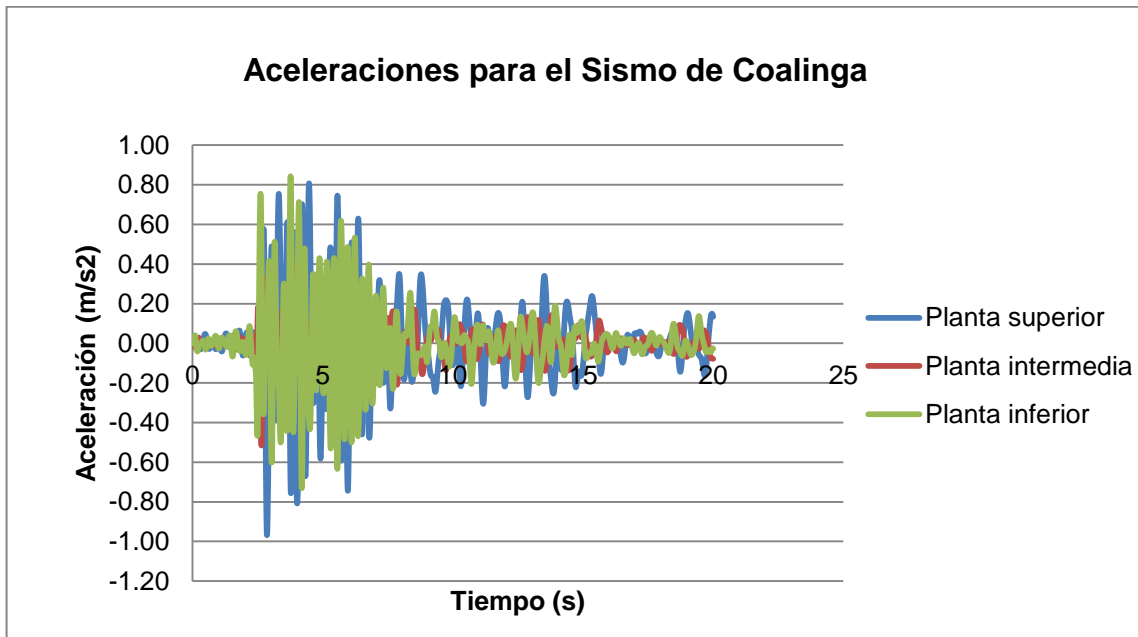


Figura 110. Historial de Aceleraciones para el sismo de Coalinga

d) Historial de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para el sismo de México

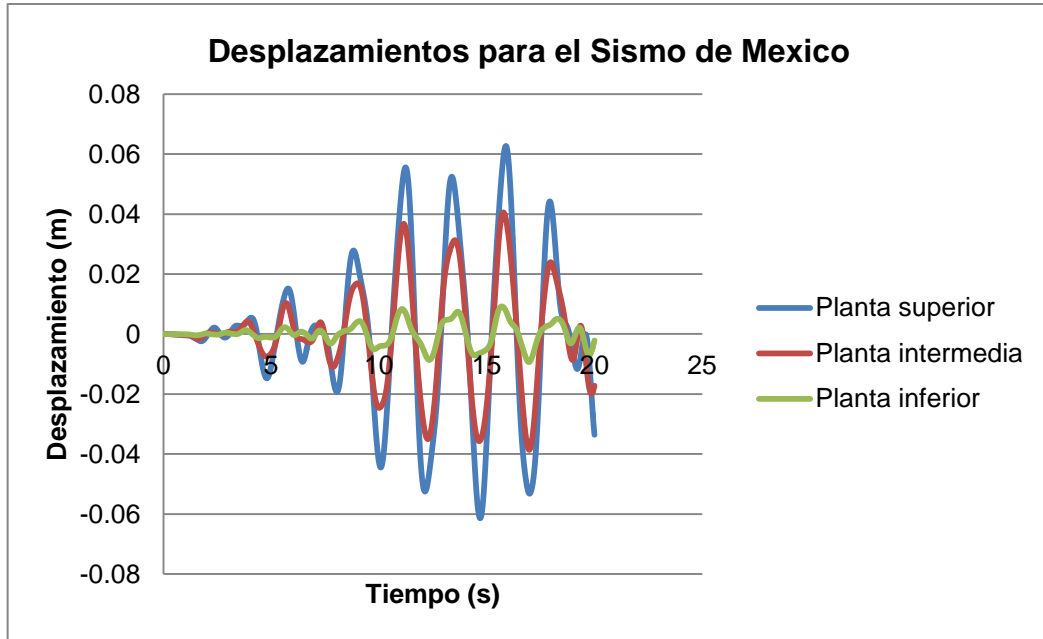


Figura 111. Historial de Desplazamientos para el sismo de México

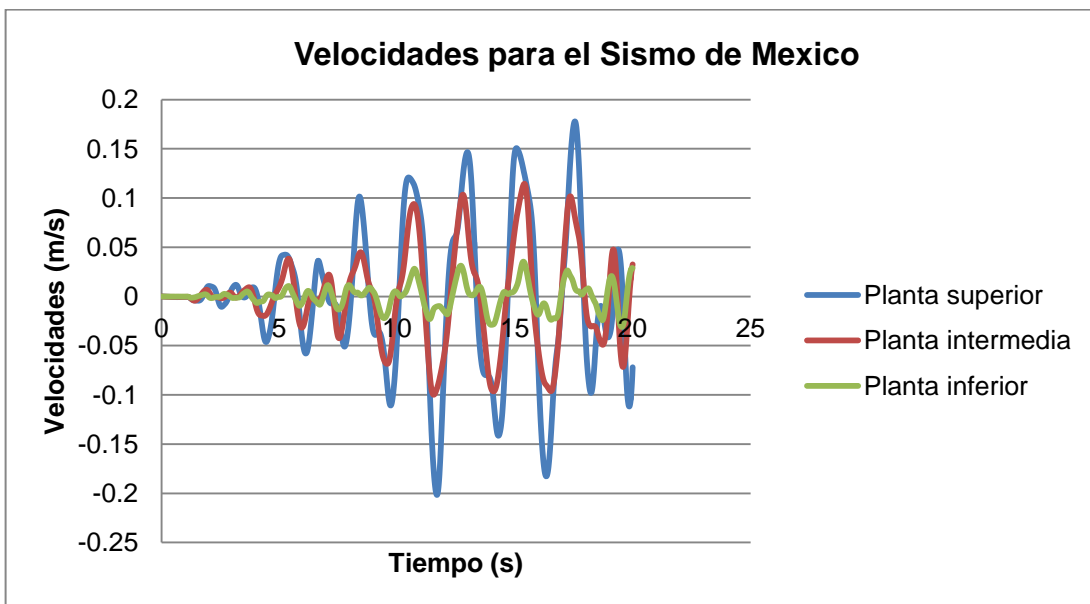


Figura 112. Historial de Velocidades para el sismo de México

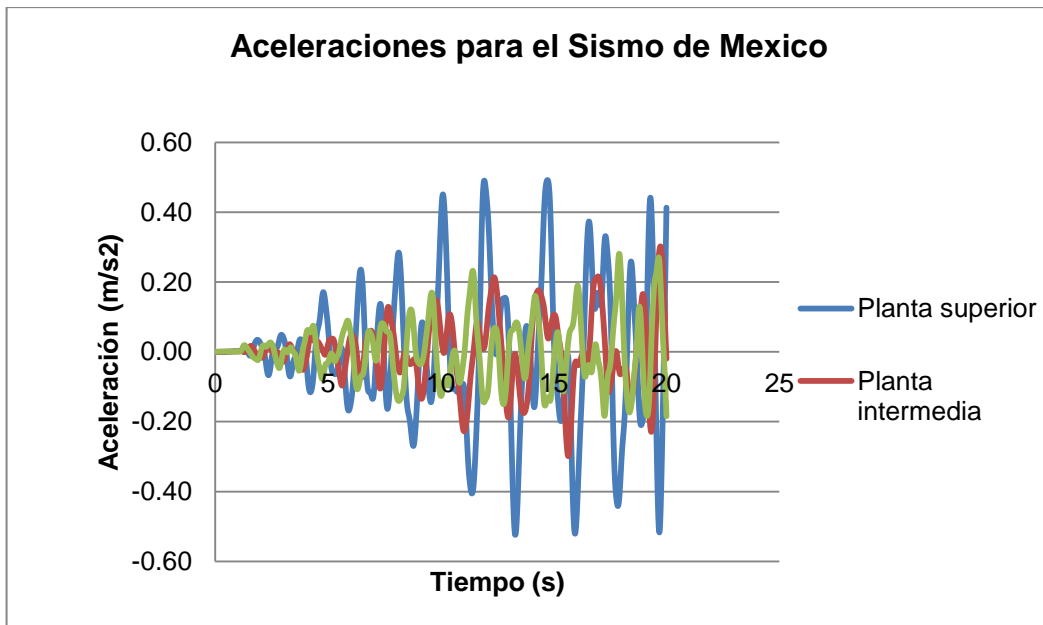


Figura 113. Historial de Aceleraciones para el sismo de México

e) Historial de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para el sismo de México

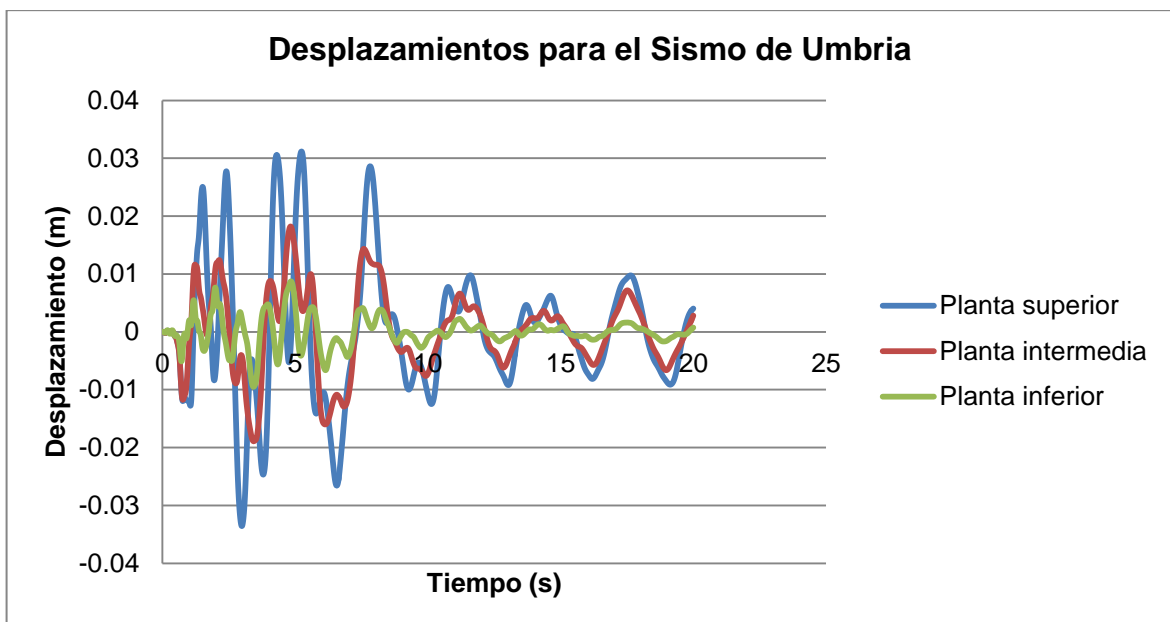


Figura 114. Historial de Desplazamientos para el sismo de Umbria

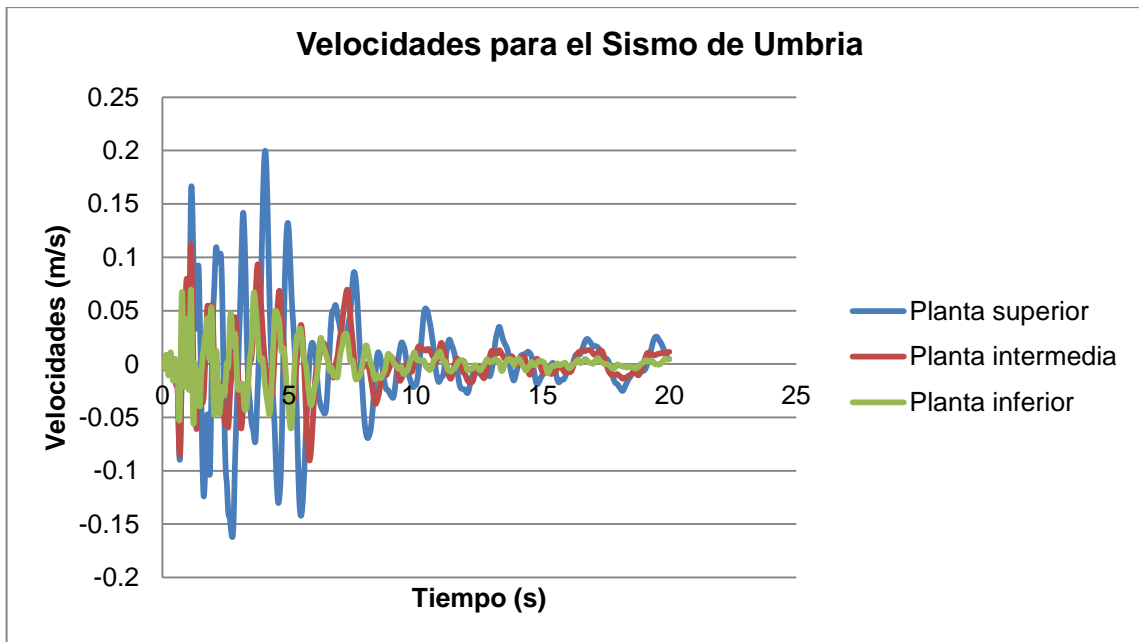


Figura 115. Historial de Velocidades para el sismo de Umbria

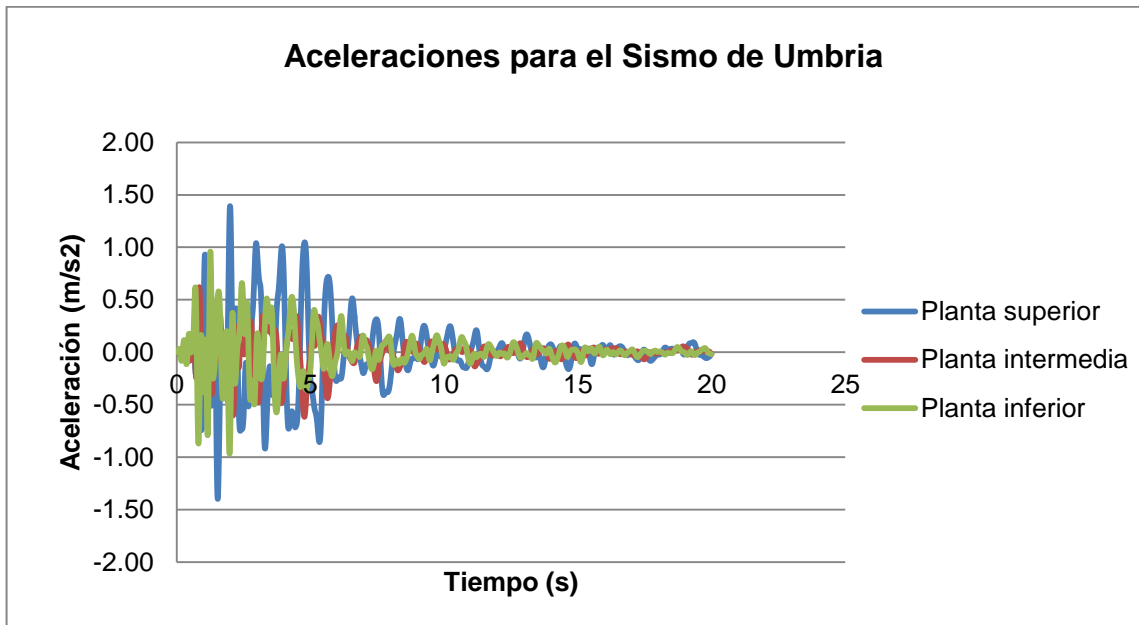


Figura 116. Historial de Aceleraciones para el sismo de Umbria

10.1.2 Análisis Sísmico No Lineal

10.1.2.1 Pushover

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

Las características no lineales de los materiales se incorporan directamente en un análisis de pushover, el cual consiste en llevar al colapso a la estructura con el fin de evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico. Con el uso de esta técnica es posible apreciar la aparición de rótulas plásticas y fallas en los componentes estructurales, hasta que se excede el desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapsa.

- **Demanda sísmica**

La demanda sísmica se representa por medio de un espectro de respuesta (*Figura 117*) en el cual se presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una función de sus frecuencias. Para poder calcular el desplazamiento esperado para el presente caso de estudio el cual es una estructura de múltiples grados de libertad se tiene que representar como un sistema equivalente de sólo un grado de libertad, este análisis se realizó con el espectro de respuesta en aceleraciones del sismo de Coyote y el espectro de diseño según la ATC 40.

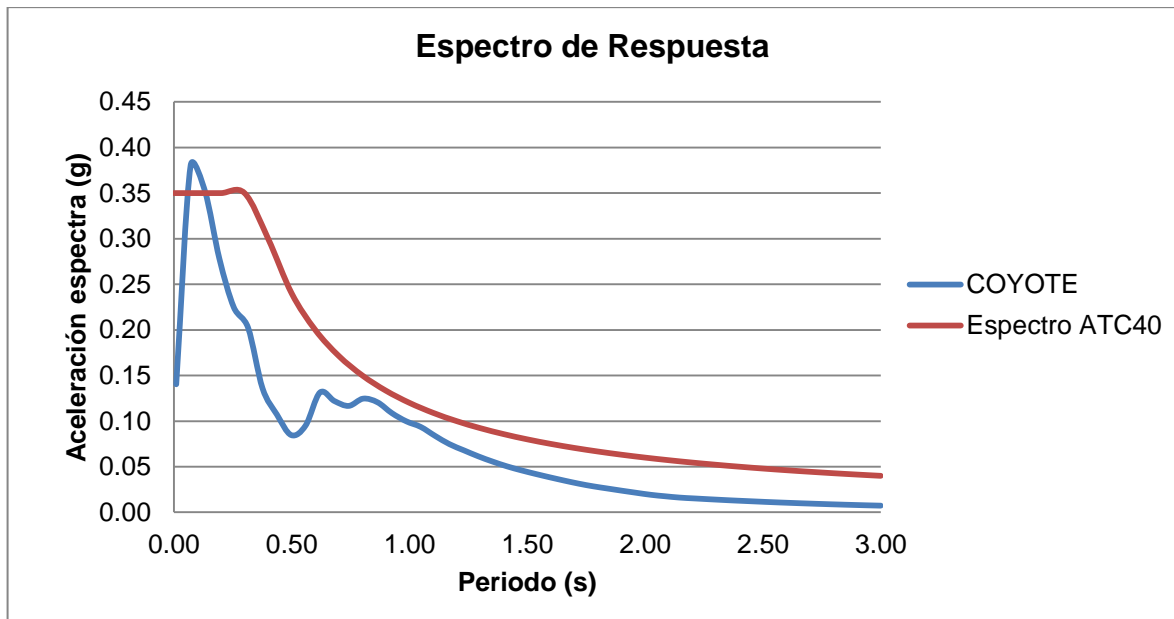


Figura 117. Espectro de respuesta del sismo de Coyote

- **Curva de capacidad**

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad (*Figura 118 y Figura 119*). Esta curva se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural.

Es importante mencionar que debido al alcance establecido para el trabajo de grado (de pregrado) el pushover que se realizó tanto en x como en y corresponde a un pushover unimodal. Es claro que en la literatura técnica y científica se especifica que para edificaciones altas el pushover debería hacerse multimodal (considerando varios modos de vibración) pero esta evaluación estática no lineal con múltiples modos de vibración se deja para trabajos futuros posteriores a la presente investigación.

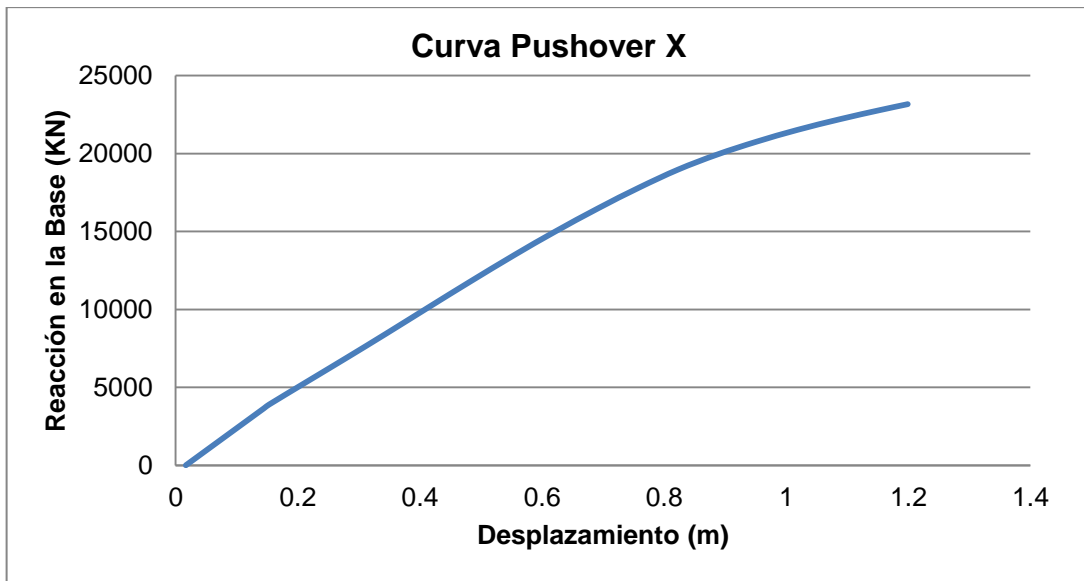


Figura 118. Curva Pushover en X

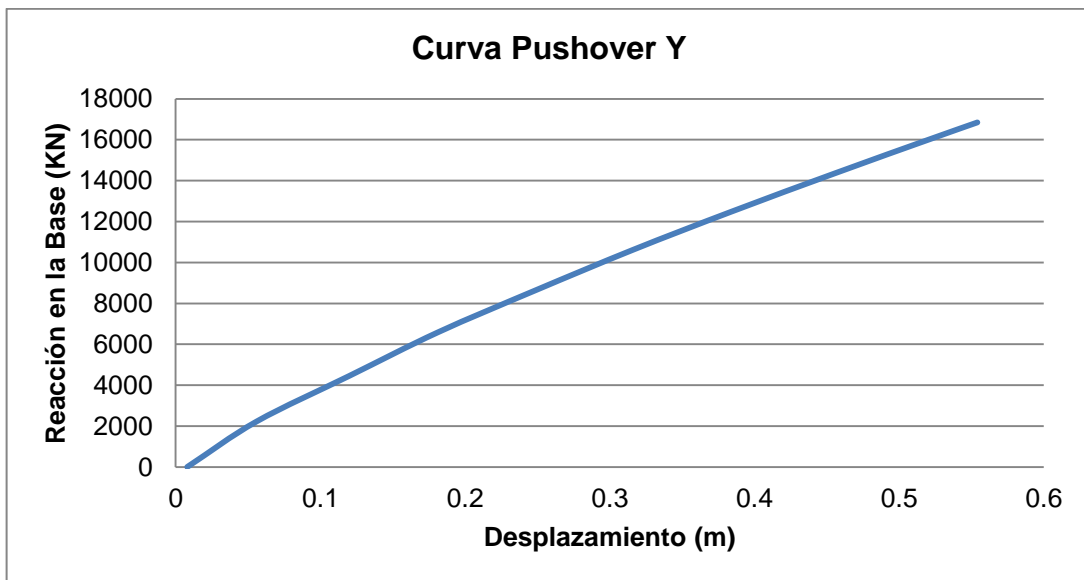


Figura 119. Curva Pushover en Y

- **Niveles de desempeño**

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las

actividades posteriores al evento sísmico. El nivel de desempeño describe un estado límite de daño, el cual representa una condición tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico.

De este modo, partiendo de estas concepciones se mencionan aquellas metodologías según las cuales, los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperados. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones de la FEMA-356 y las propuestas del ATC-40. Los niveles de desempeños se definen como:

- **Completamente operacional (B):** No se deben requerir reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, aunque pudiera presentarse cierto daño en elementos no estructurales y algunos acabados
- **Ocupación inmediata (IO):** Se acepta mayor daño en los elementos no estructurales, y se acepta daño muy ligero en la estructura. Respecto al equipo y operación, se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.
- **Seguridad de vidas (LS):** Se considera que un edificio sufre un daño estructural y no estructural importante. Su rigidez y capacidad de resistir cargas laterales se reduce, y las instalaciones sufren un daño considerable. Sin embargo, debe garantizarse la integridad del público usuario.
- **Colapso incipiente (CP):** Se trata de un caso de daño extremo en el que aunque se mantiene la estabilidad global de la estructura, la capacidad estructural a cargas laterales y verticales se ha reducido de manera muy considerable, por lo que no se garantiza la integridad física de los usuarios.

11 SELECCIÓN DE LOS PUNTOS PARA LA INSTALACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA PARA EL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

11.1 Metodología para la instalación y selección de los Acelerómetros

11.1.1 Ejemplo de instalación de Acelerómetros para el Edificio Hernando Arellano Ángel

Como se había descrito anteriormente en el numeral 4.5.4.2, el Edificio Hernando Arellano Ángel cuenta con un total de seis (6) acelerómetros distribuidos en superficie y profundidad. De esta manera, en este capítulo se describirá la manera en cómo se realizó la instalación de la instrumentación sísmica del mismo, con el fin de entender la manera de instalar los acelerómetros, y como esta influye en la selección de los puntos de instrumentación que más adelante se describirá en el numeral 11.1.1.2.

Para la instalación de los acelerómetros en superficie, se procedió a instalar una estructura metálica (*Tipo jaula*) anclada a cada placa de entrepiso como se muestra en la figura 120. Esta estructura metálica deberá ser lo suficientemente rígida, para poder moverse de acuerdo al movimiento de la placa de entrepiso ante un evento sísmico y de esta manera poder registrar los movimientos de la misma. Adicionalmente, dentro de esta, se ubicó el sistema de instrumentación compuesto por: un (1) acelerómetro triaxial conectado a un digitalizador⁸ mediante el cable principal y luego del digitalizador a la red mediante el cable conector (*Figura 121*).



Figura 120 .Placa metálica para Acelerómetro (Fuente: Tomado por el Ing. Daniel Ruiz Valencia)

⁸ El digitalizador es el encargado de convertir a formato digital la información recibida, adquirida por el acelerómetro.
Fuente: <http://seisan.sgc.gov.co>

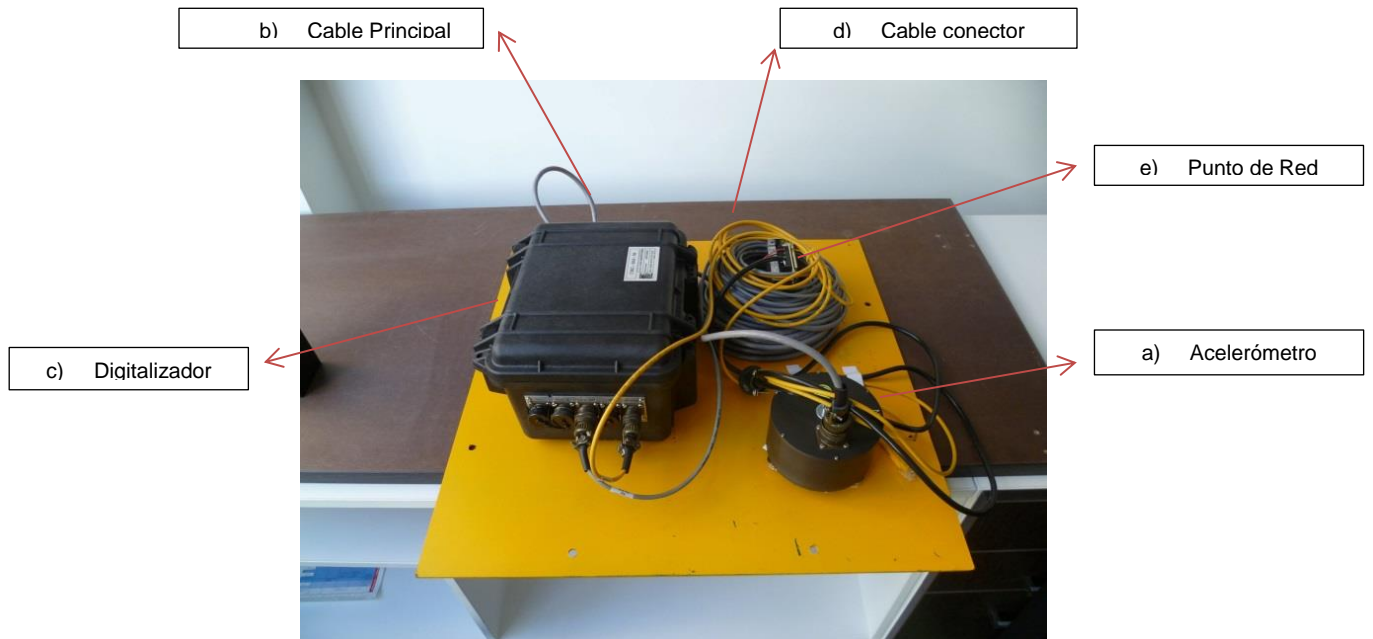


Figura 121 .Sistema de instrumentación sísmica implementado en el edificio Hernando Arellano Ángel para instalación de acelerómetros en superficie (Fuente: Tomado por el Ing. Daniel Ruiz Valencia)

Es importante tener en cuenta, que por acelerómetro se requiere siempre un cable principal que lo conecte al digitalizador, por digitalizador se puede tener un máximo de dos (2) acelerómetros conectados y un mínimo de un (1) acelerómetro; y finalmente el digitalizador requiere siempre un cable conector para dar la información recopilada a la red.

Siguiendo esta misma línea de ideas, en la figura 122 se puede evidenciar el esquema típico de instalación para dos (2) acelerómetros conectados a un mismo digitalizador por dos cables principales, seguido de la conexión del digitalizador a el punto de red mediante el cable conector y finalmente la manera de extraer la información desde el punto de red a un portatil, a un satellite, y/o a una memoria de datos.

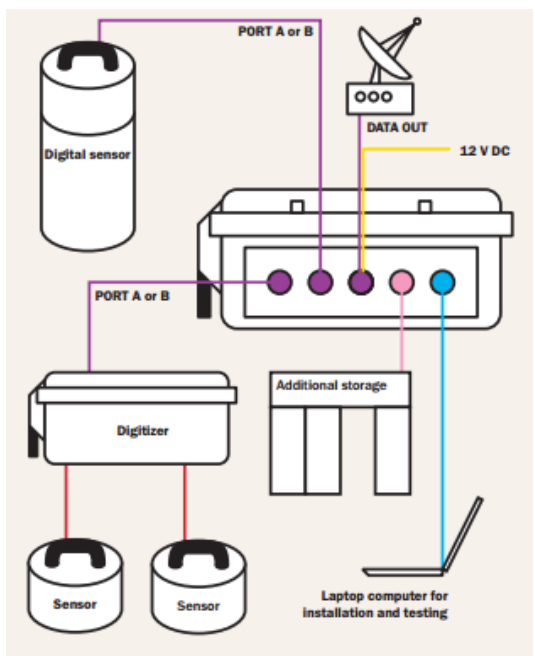


Figura 122. Esquema de instalación con digitalizador (Fuente: Tomado de <http://www.ampere.con>)

11.1.1.2 Selección de los puntos de instalación de los Acelerómetros

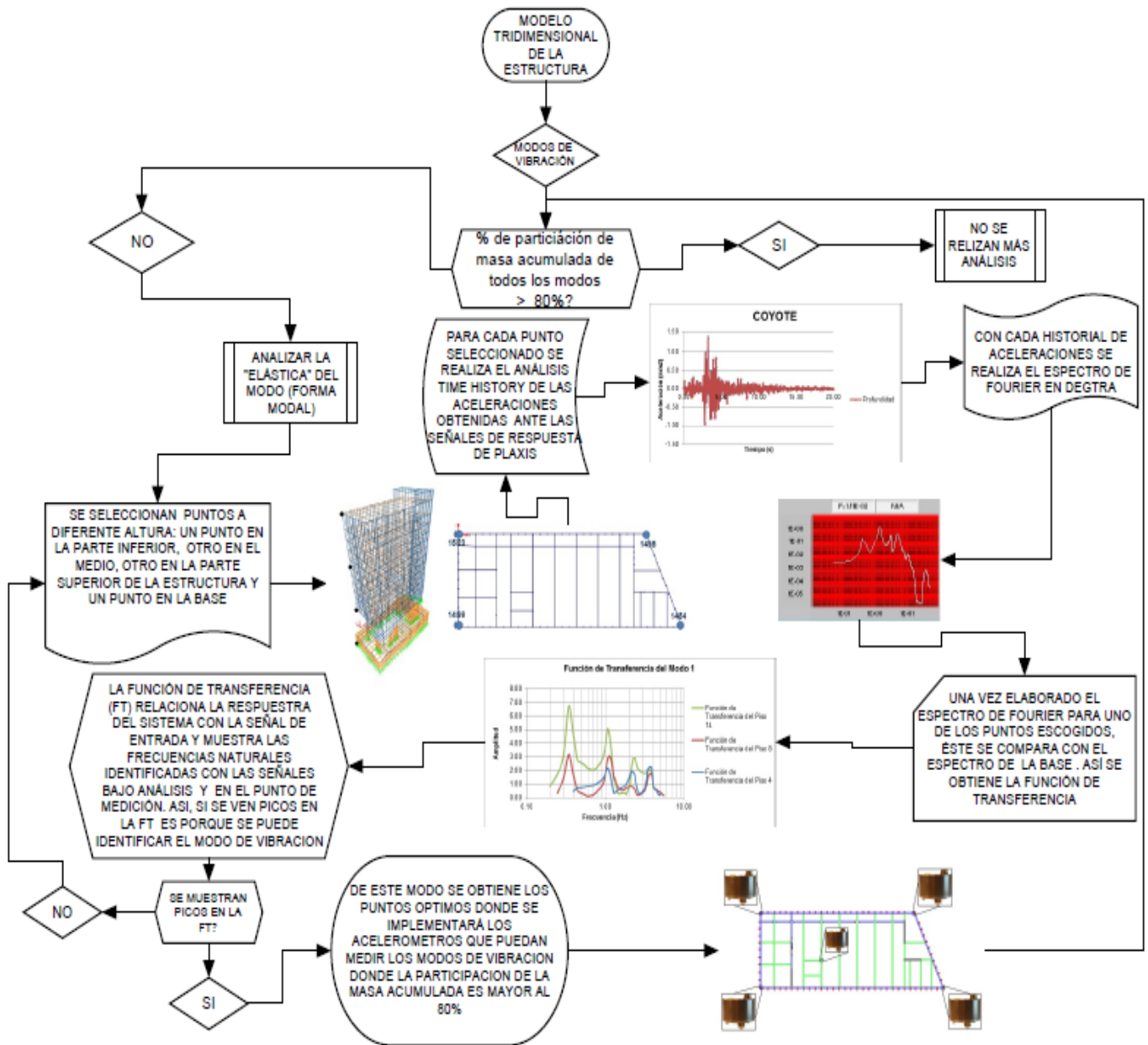


Figura 123. Metodología para la selección de los puntos donde se implementará los acelerómetros

En la figura 123 se presenta la metodología que se implementó para seleccionar los puntos donde estarán ubicados los acelerómetros, en este análisis se consideraron los 6 primeros modos de vibración anteriormente descritos y se utilizó el acelerograma del sismo de Coyote (fuente: subducción) obtenido en el software PlaxisV8.2 Es fundamental, tener en cuenta que se revisaron paralelamente dos sismos, de fuente lejana y de fuente regional, para verificar que los puntos obtenidos por el sismo de Coyote (el cual presenta mayor aceleración), sean los indicados para medir las frecuencias de vibración de las diferentes formas modales (ver Anexo 2. *Función de transferencia para los sismos México y Lomapieta*). Para cada Modo se escogió un punto en la base y los puntos que tuvieran mayor movimiento, así se obtuvo el historial de aceleraciones absolutas.

Esto con el fin de analizar la manera en que la estructura amplifica sus movimientos propios, de aquí se realizó el espectro de Fourier al historial de aceleraciones absolutas de cada punto a considerar y se comparó con el espectro de Fourier de la base, así se obtiene la Función de Transferencia, la cual relaciona la respuesta de un sistema con una señal de entrada o excitación y muestra las frecuencias naturales del sistema (Tabla 12), donde se amplifica el movimiento de aquellos puntos en los cuales la estructura tiene sus modos de vibración.

Frecuencias Naturales		
Modo	Periodo	Frecuencia
1	3.043086	0.32861378
2	2.693136	0.37131433
3	2.0611	0.48517782
4	0.898335	1.11317048
5	0.700013	1.4285449
6	0.581296	1.72029396

Tabla 12. Frecuencias Naturales obtenidas de SAP2000v15

a) MODO 1:

El modo fundamental muestra el movimiento de toda la estructura en dirección x (Figura 124). El análisis se realizó con el acelerograma obtenido del software PlaxisV8.2 del sismo de Coyote en dirección X, de aquí se escogieron los 4 puntos perimetrales de los pisos 14,8 y 4 correspondientes a las figuras de la 125, 127 y 129. Para los pisos 14 y 8, las gráficas de función de transferencia (Figura 126 y Figura 128) muestran que la máxima amplitud corresponde a la frecuencia del Modo 1 por lo tanto cualquiera de los puntos evaluados funcionan para implementar los acelerómetros, mientras que para el piso 4 esta frecuencia no se puede observar (Figura 130), por lo tanto no son puntos óptimos donde se pueda medir este modo de

vibración. La figura 131 muestra la función de transferencia para los diferentes pisos, en la cual se aprecia que la amplitud aumenta gradualmente con los pisos.

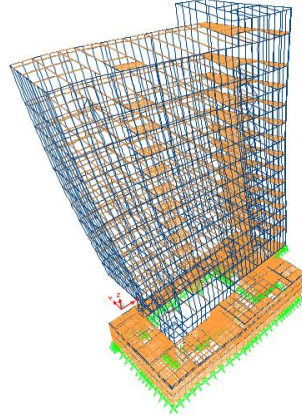


Figura 124. Forma del Modo 1

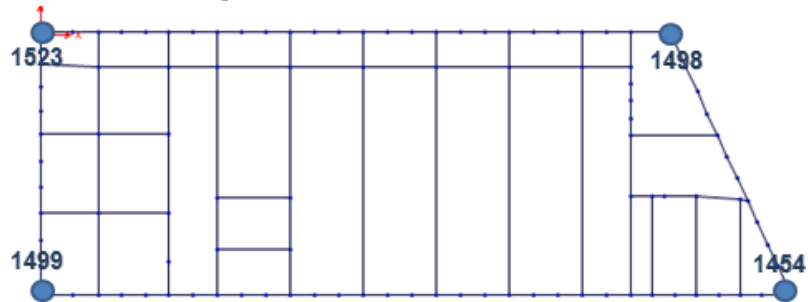


Figura 125. Modo 1 – Puntos críticos de movimiento para el piso 14

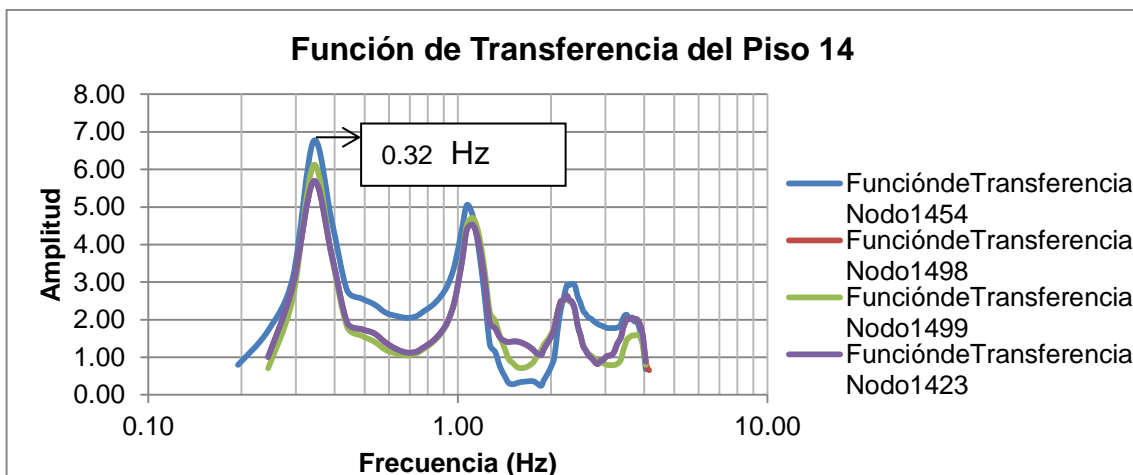


Figura 126. Modo 1 – Función de transferencia piso 14

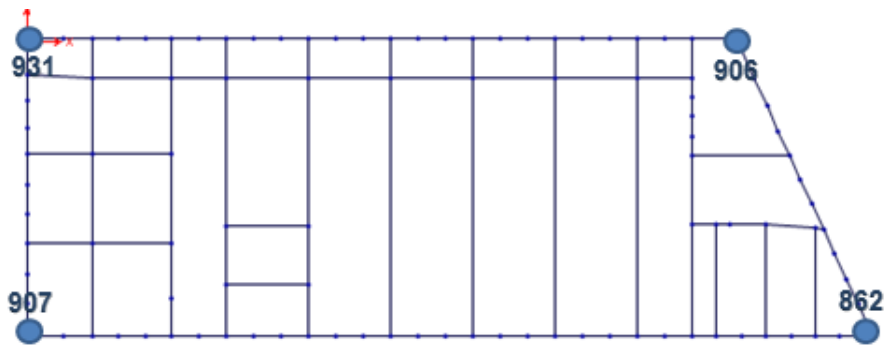


Figura 127. Modo 1 – Puntos críticos de movimiento para el piso 8

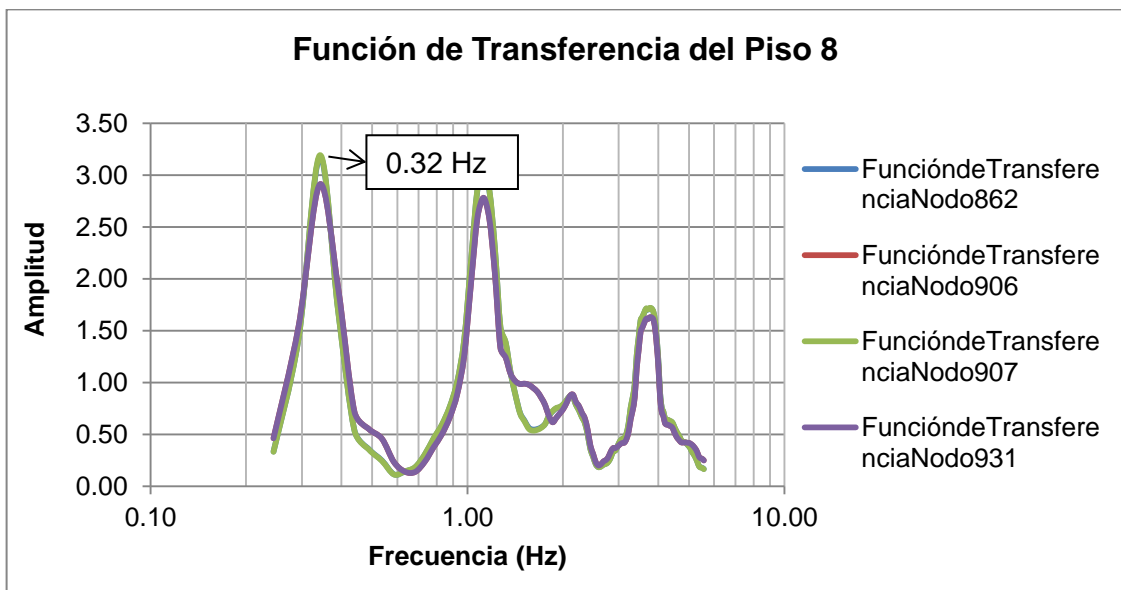


Figura 128. Modo 1-Función de transferencia del piso 8

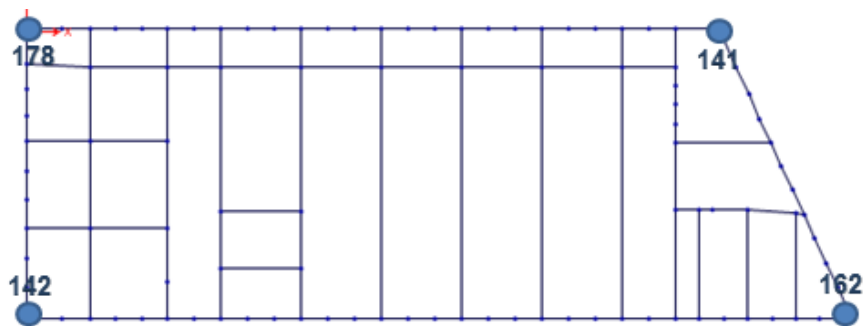


Figura 129. Modo 1-Puntos críticos de movimiento para el piso 4 vista en planta

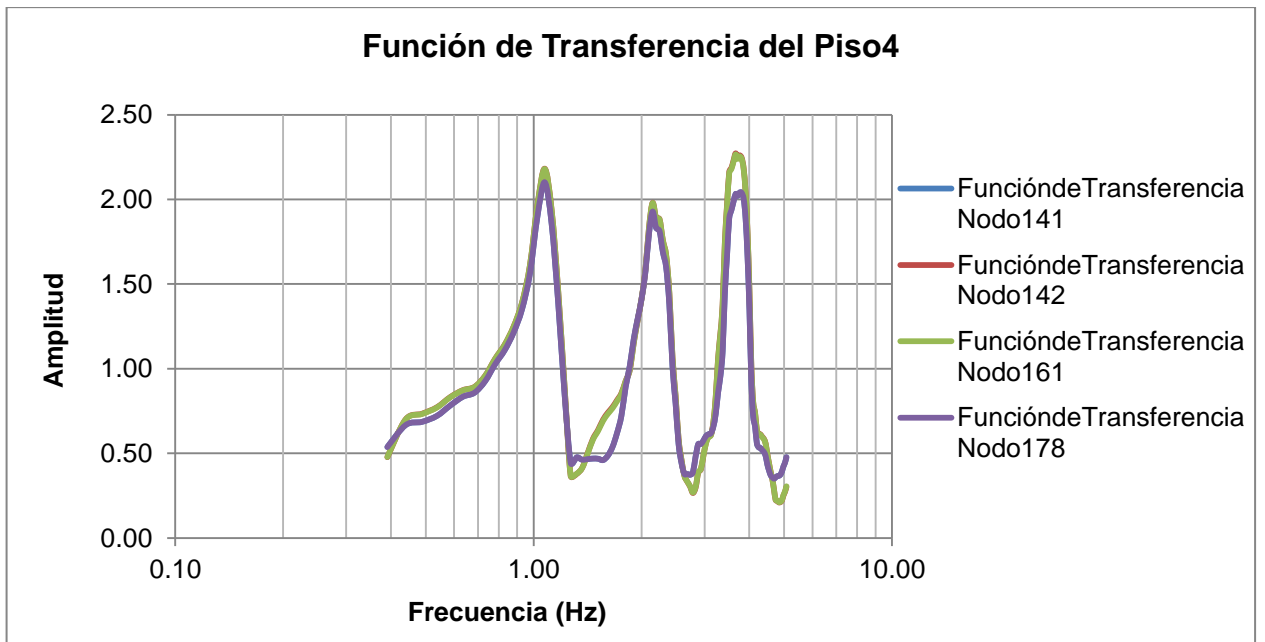


Figura 130. Modo 1-Función de transferencia del piso 4

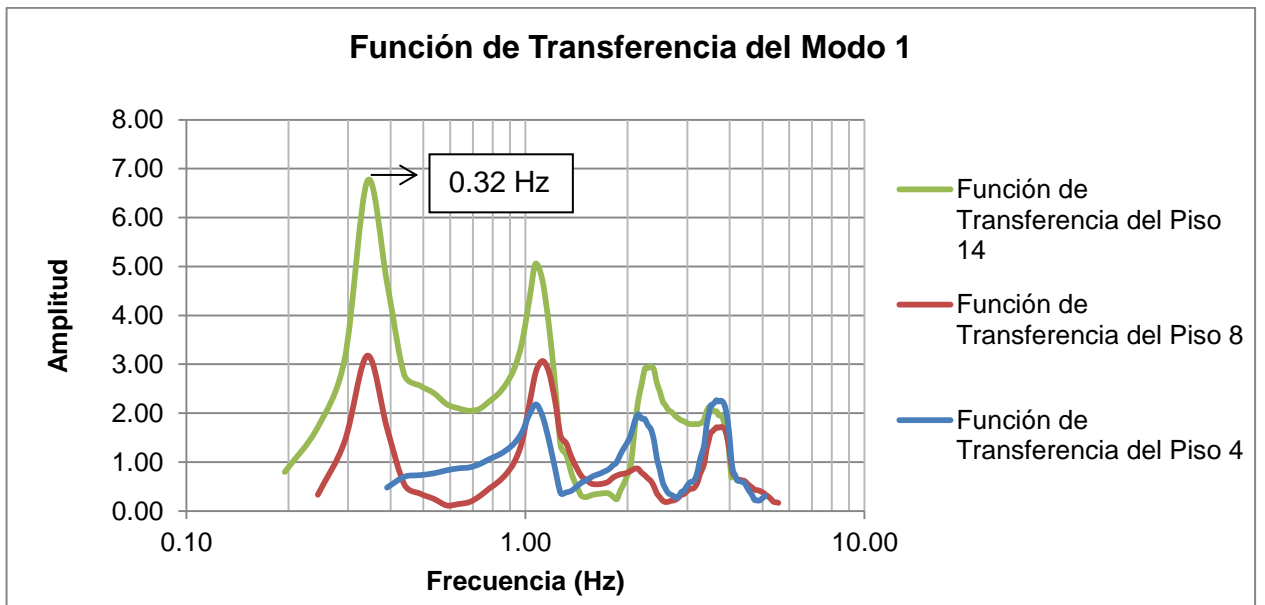


Figura 131. Función de transferencia del Modo 1

b) MODO 2

Para el modo 2, el movimiento de toda la estructura está en dirección Y (*Figura 132*) con una frecuencia de 0.37 Hz, el siguiente análisis se realizó con el acelerograma obtenido de PLAXIS del sismo de Coyote en dirección Y, para los pisos 14,8 y 4 se escogieron dos puntos críticos correspondientes a las figuras 133, 135 y 137. Para los pisos 14 y 8, las Figuras 134 y 136 muestran que los puntos tienen la misma función de transferencia y la amplitud máxima corresponde a la frecuencia del Modo 2, mientras que para el piso 4 la amplitud máxima corresponde a otro modo de vibración pero igualmente como se muestra *Figura 138* uno de los picos corresponden a la frecuencia del Modo 2, por lo tanto cualquiera de los puntos evaluados funcionan para implementar los acelerómetros (*Figura 139*).

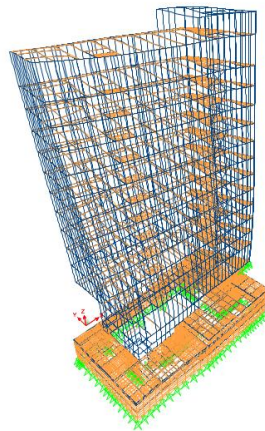


Figura 132. Forma del Modo 2

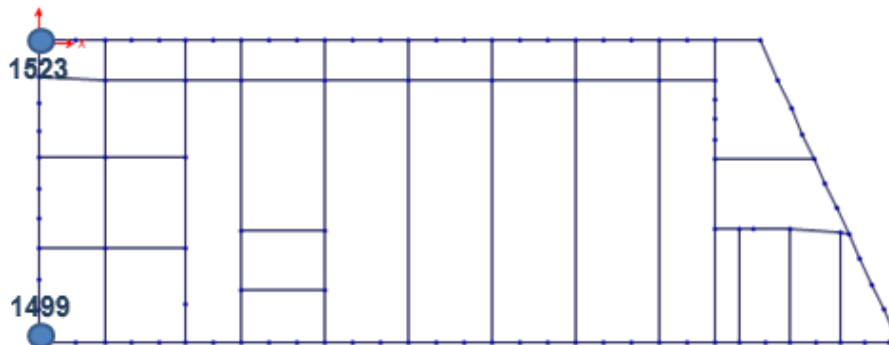


Figura 133. Modo 2-Puntos críticos de movimiento para el piso 14 vista en planta

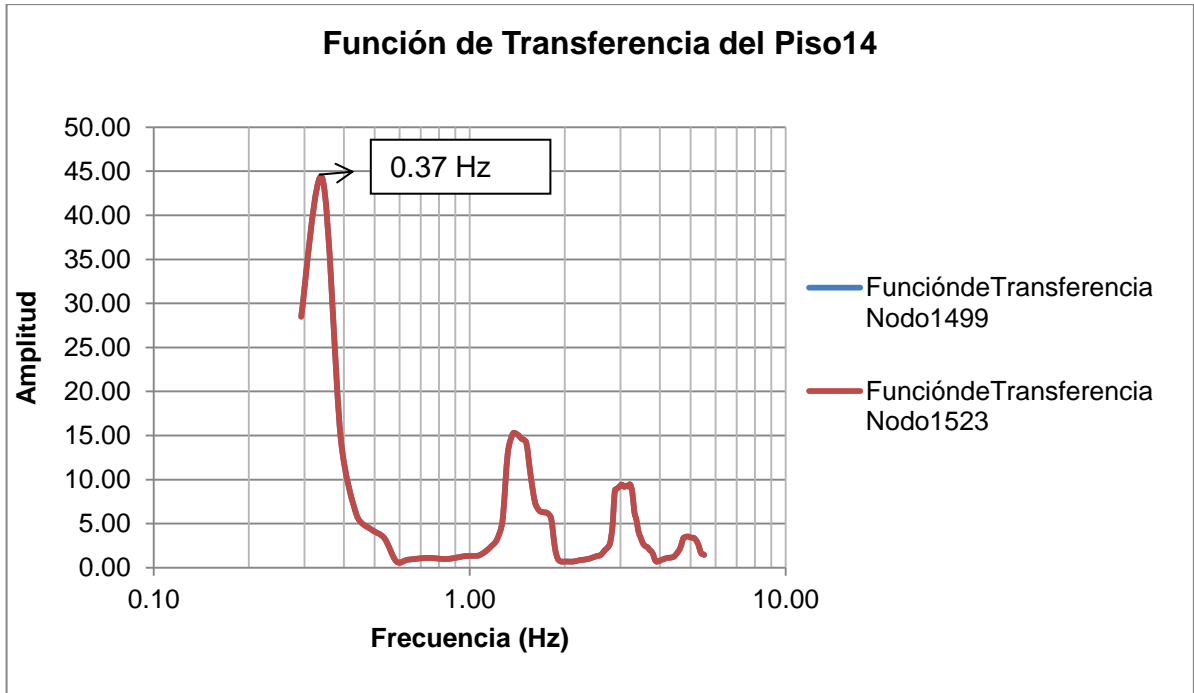


Figura 134. Modo 2-Función de transferencia del piso 14

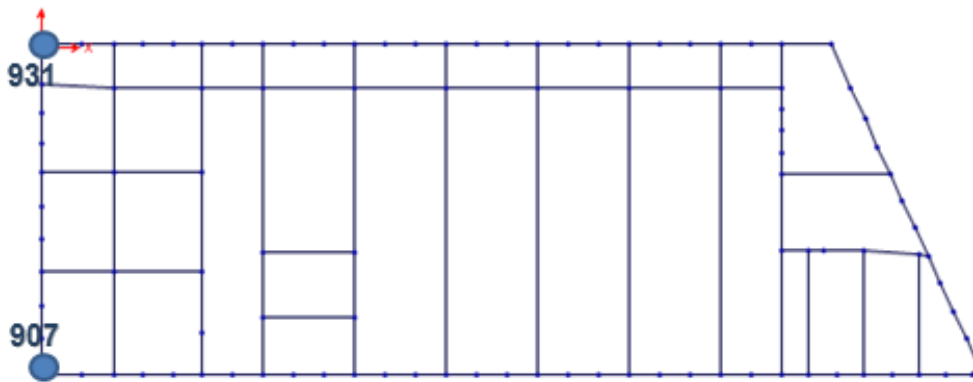


Figura 135. Modo 2-Puntos críticos de movimiento para el piso 8 vista en planta

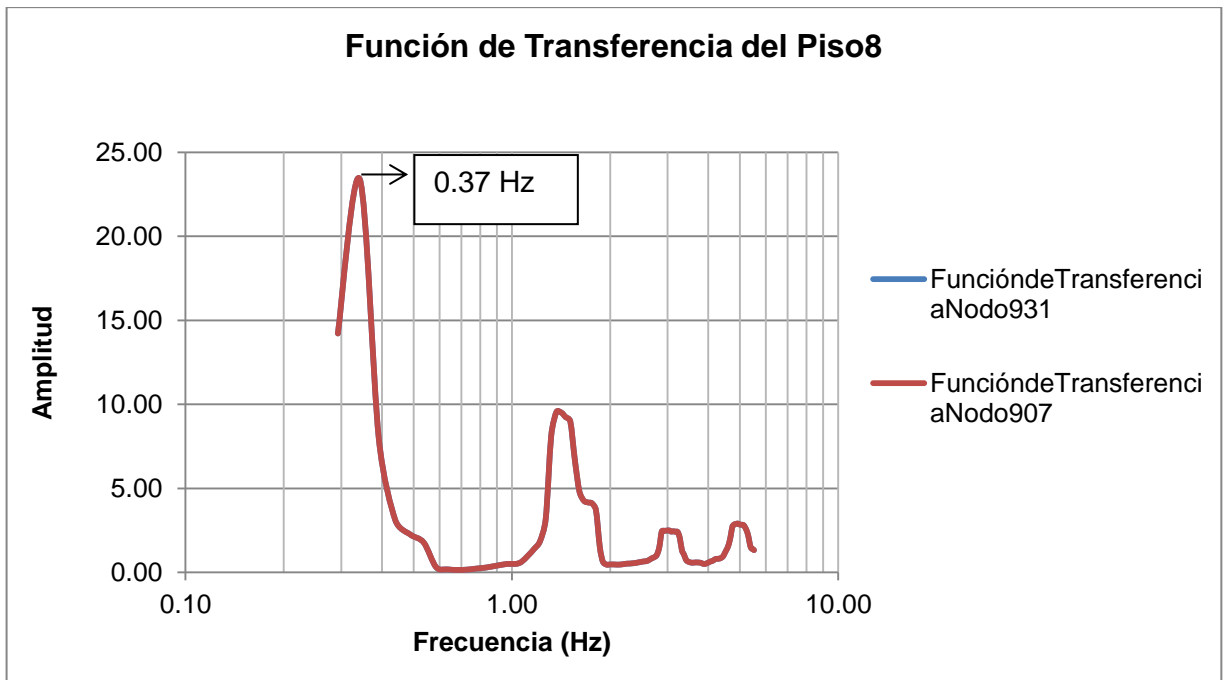


Figura 136. Modo 2-Función de transferencia del piso 8

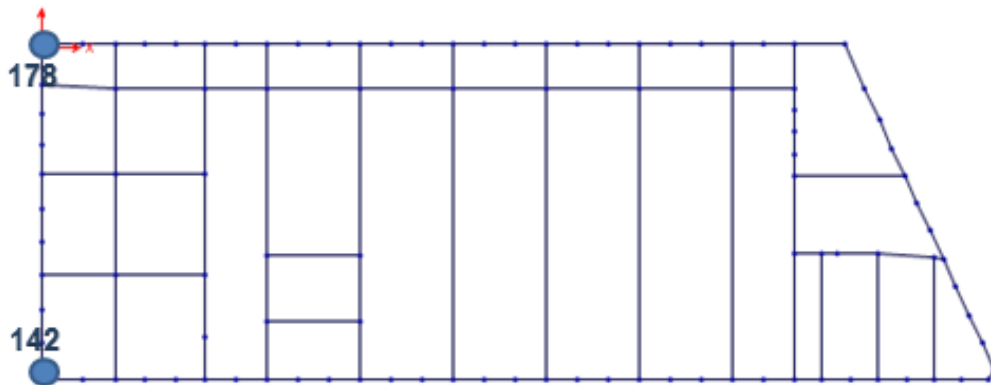


Figura 137. Modo 2-Puntos críticos de movimiento para el piso 4 vista en planta

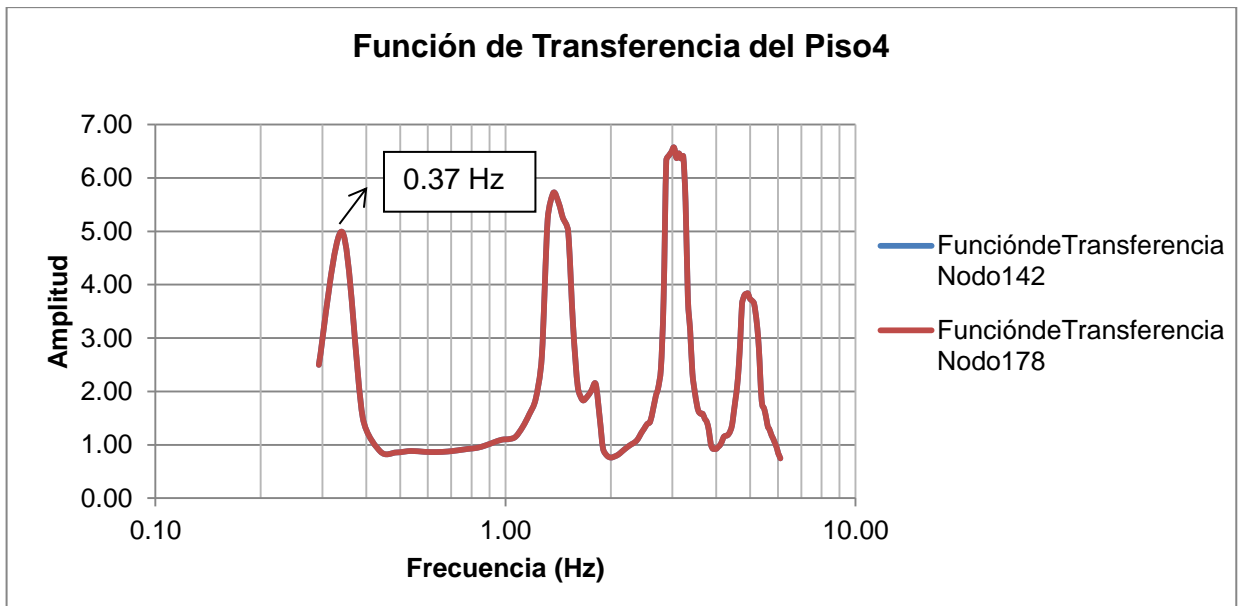


Figura 138. Modo 2-Función de transferencia del piso 4

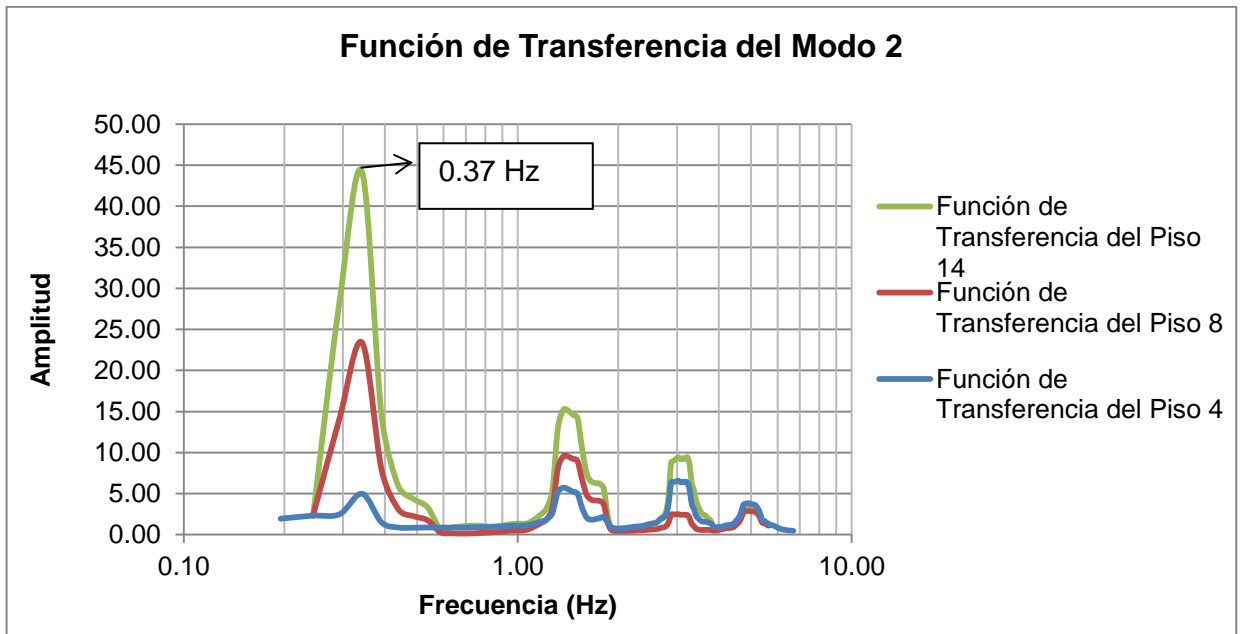


Figura 139. Función de transferencia del Modo 2

c) MODO 3:

Para el modo 3 se realizó un análisis diferente debido a que este es un modo que presenta movimiento torsional (*Figura 140*) con una frecuencia de 0.48 Hz, se tomó el acelerograma del sismo de Coyote en dirección Y, de la misma manera se tomaron dos puntos críticos: uno central y uno al extremo del piso (*Figura 141 y Figura 143*), de este modo se realizó el espectro de Fourier al registro de respuesta de cada punto a considerar y la función de transferencia entre ambos puntos. En las Figuras 142 y 144 uno de los picos corresponden a la frecuencia del Modo 3 por lo tanto es posible tener una buena resolución para poder medir este modo y se puede establecer que los puntos que se escogieron son óptimos.

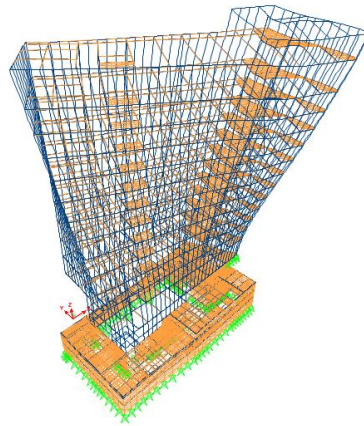


Figura 140. Forma del Modo 3

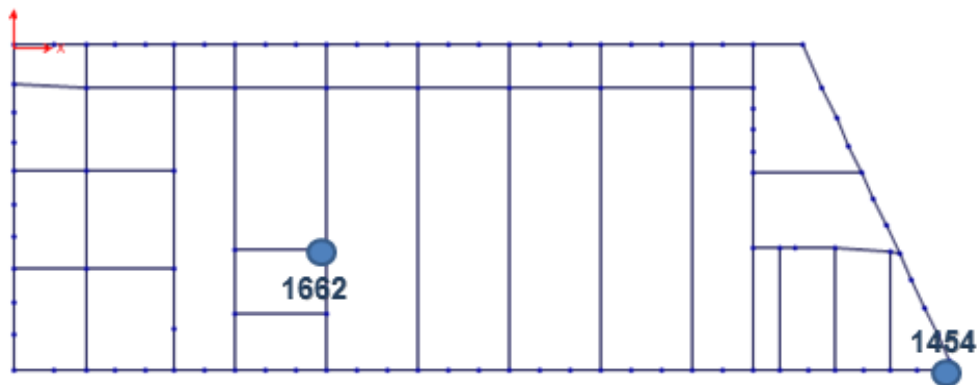


Figura 141. Modo 3-Puntos críticos de movimiento para el piso 14 vista en planta

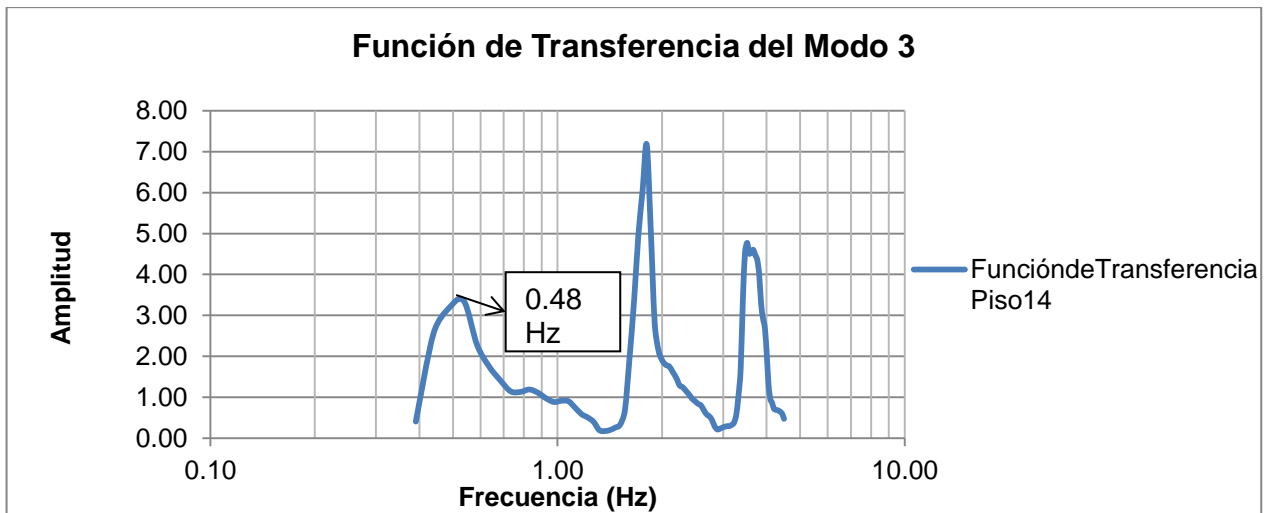


Figura 142. Modo 3-Función de transferencia del piso 14

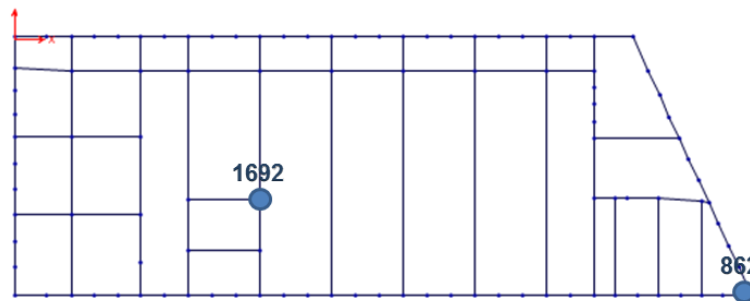


Figura 143. Modo 3-Puntos críticos de movimiento para el piso 8 vista en planta

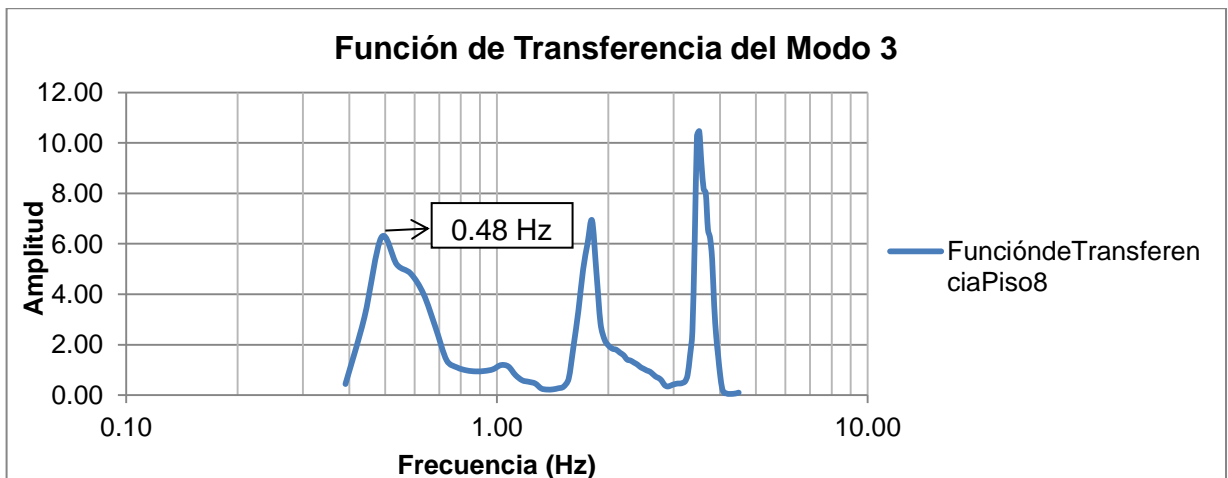


Figura 144. Modo 3-Función de transferencia del piso 8

d) MODO 4

La forma de movimiento de este modo se demuestra en la figura 145 con una frecuencia de 1.11 Hz, a si mismo se tomó el sismo de Coyote en dirección X, de aquí se escogieron 2 puntos de los pisos 14, 8 y 4 correspondientes a las figura 146. Los resultados obtenidos (*Figura 147 y Figura 148*) permiten establecer que los puntos evaluados funcionan para implementar los acelerómetros.

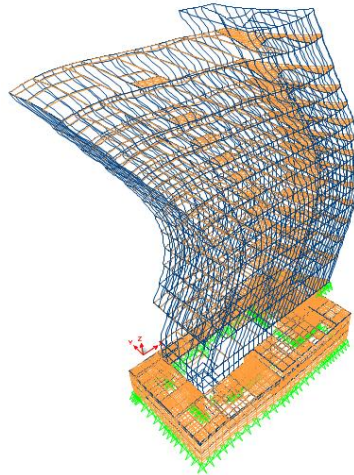


Figura 145. Forma del Modo 4

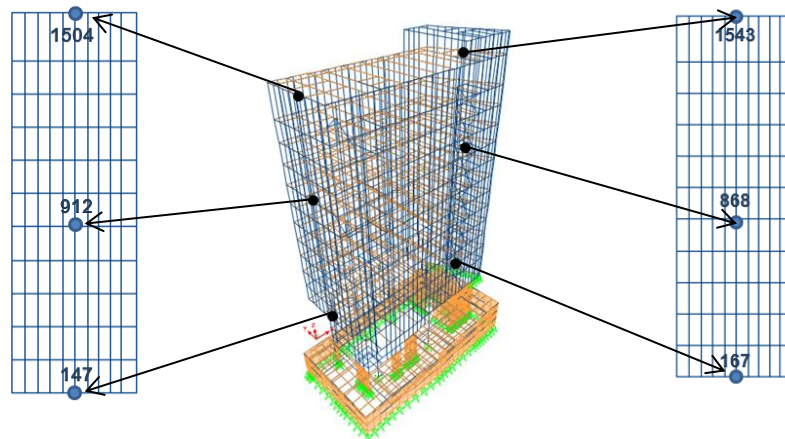


Figura 146. Modo 4 - Puntos críticos de movimiento

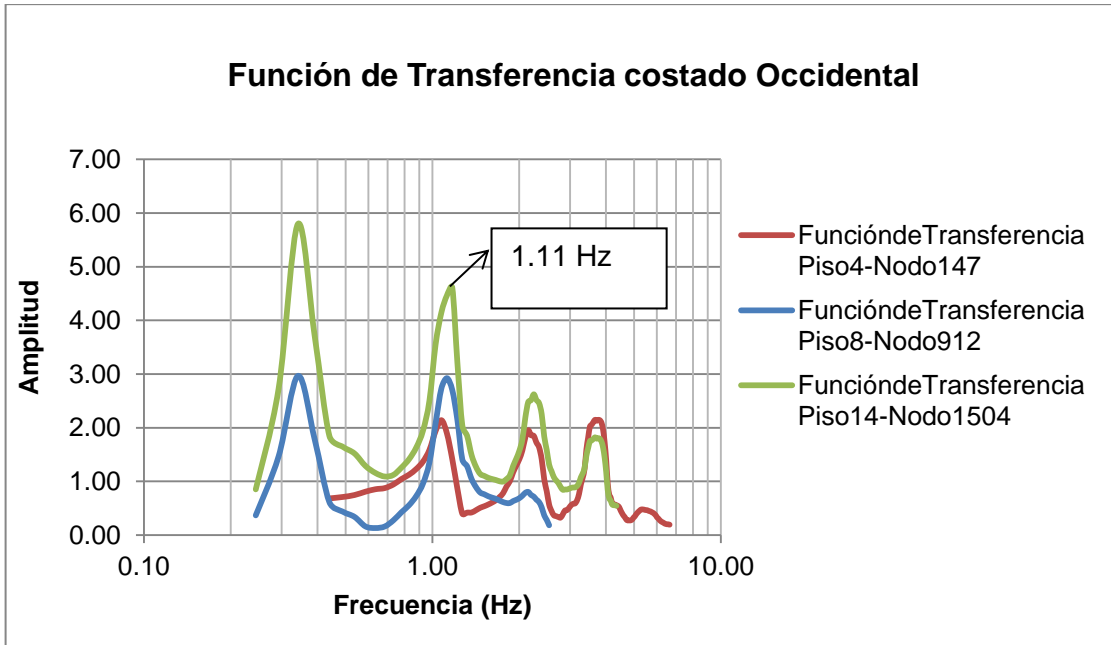


Figura 147. Modo 4-Función de transferencia del costado Occidental

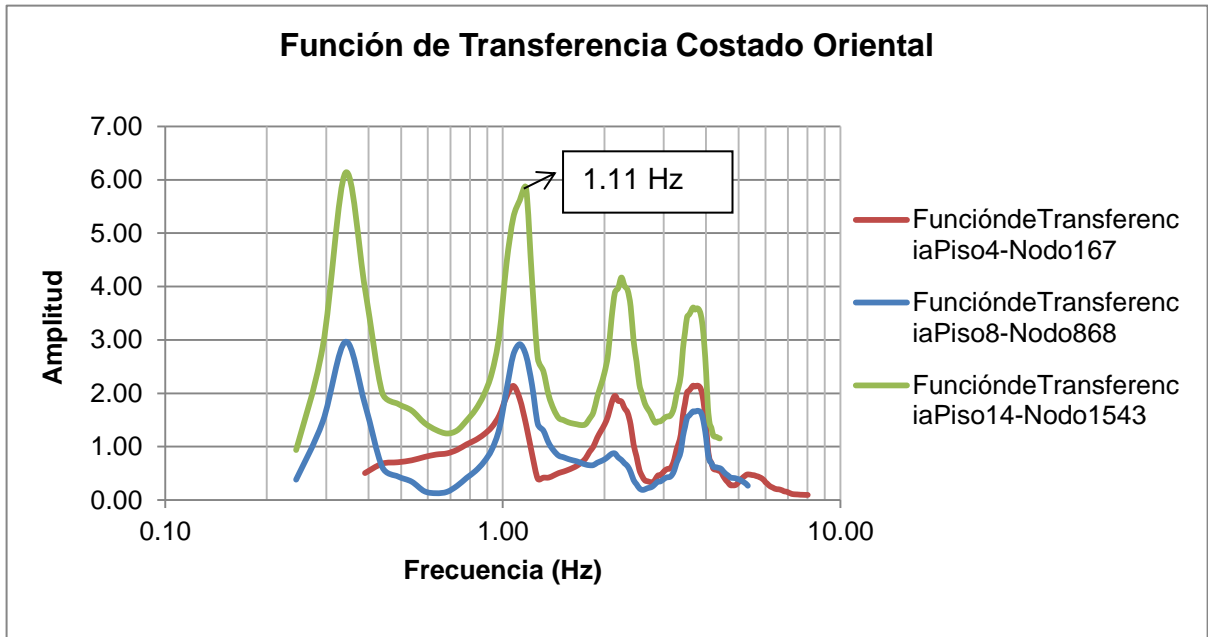


Figura 148. Modo 4-Función de transferencia del costado Oriental

e) MODO 5

La forma de este modo se demuestra en la figura 149 con un frecuencia de 1.42 Hz, a si mismo se tomó el sismo de Coyote en dirección Y, de aquí se escogieron 2 puntos de los piso 14, 8 y 4 (Figura 150), la gráfica de función de transferencia (Figura 151) demuestra que uno de los picos corresponden a la frecuencia del Modo 5 por lo tanto es posible tener una buena resolución para poder medir este modo y se puede establecer que los puntos que se escogieron son óptimos.

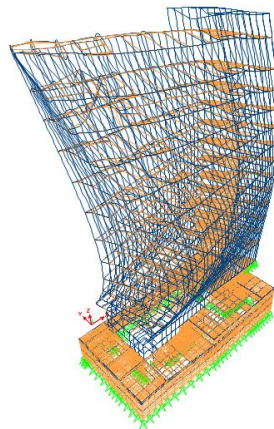


Figura 149. Forma del Modo 5

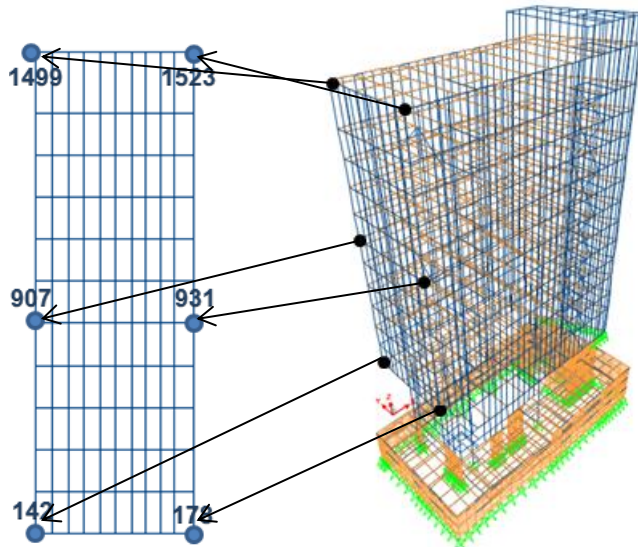


Figura 150. Puntos críticos para el Modo 5

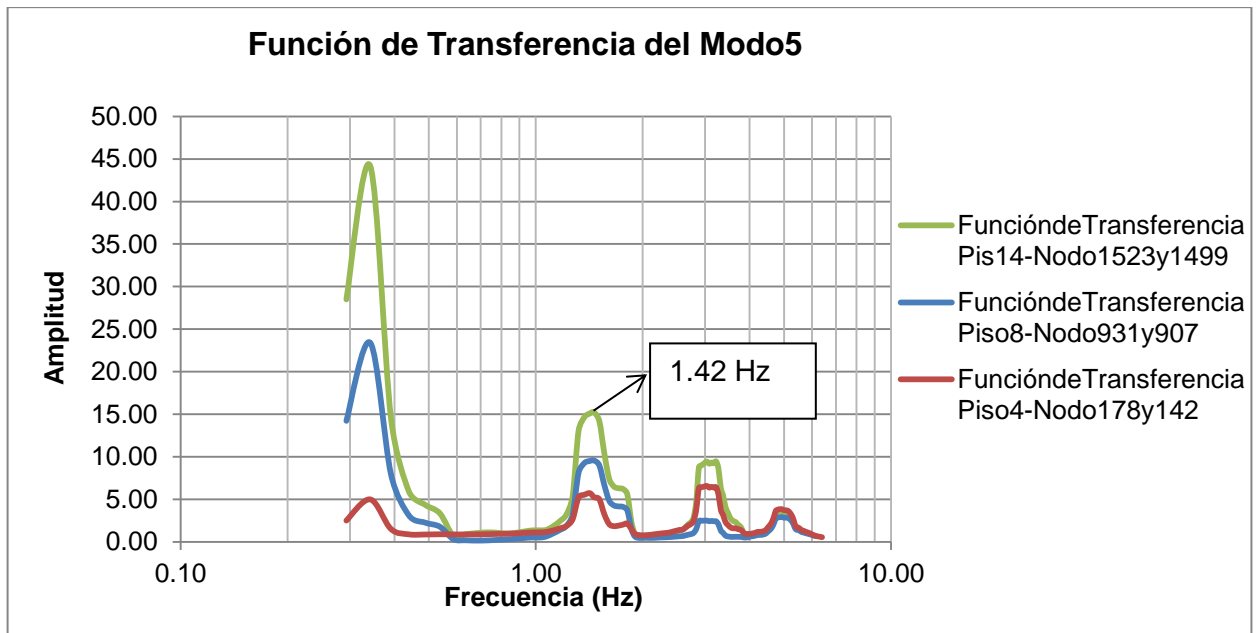


Figura 151. Modo 5-Función de transferencia del Modo 5

f) MODO 6

El modo se analizó con el sismo de Coyote en dirección Y, al ver la forma moda (Figura 152) se escogieron 2 puntos críticos de movimiento de los pisos 14, 8 y 4 (Figura 153). Los resultados obtenidos muestran que en las Figuras 154 y 155 la frecuencia del Modo 6 corresponde a la amplitud máxima de movimiento por consiguiente los puntos escogidos funcionan para implementar los acelerómetros.

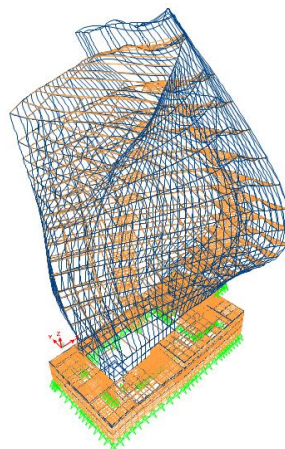


Figura 152. Forma del Modo 6

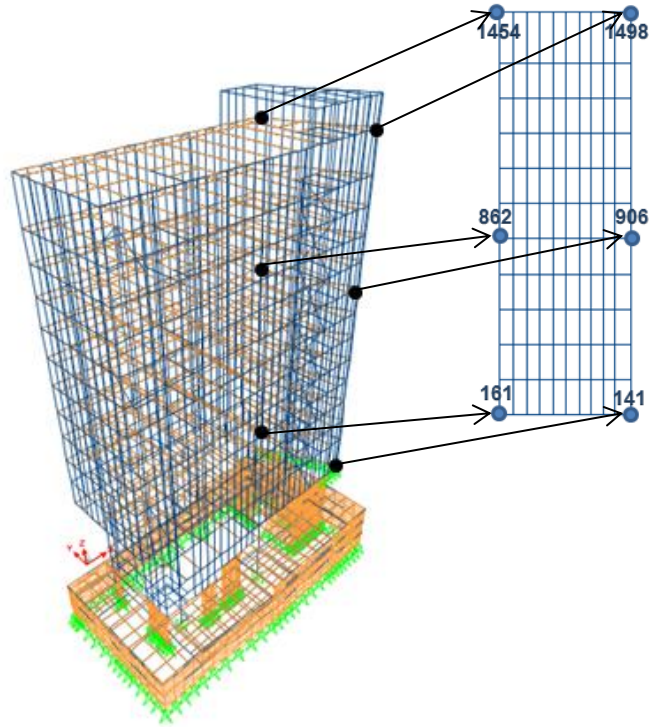


Figura 153. Modo 6-Puntos críticos de movimiento en alzado Costado Oriental

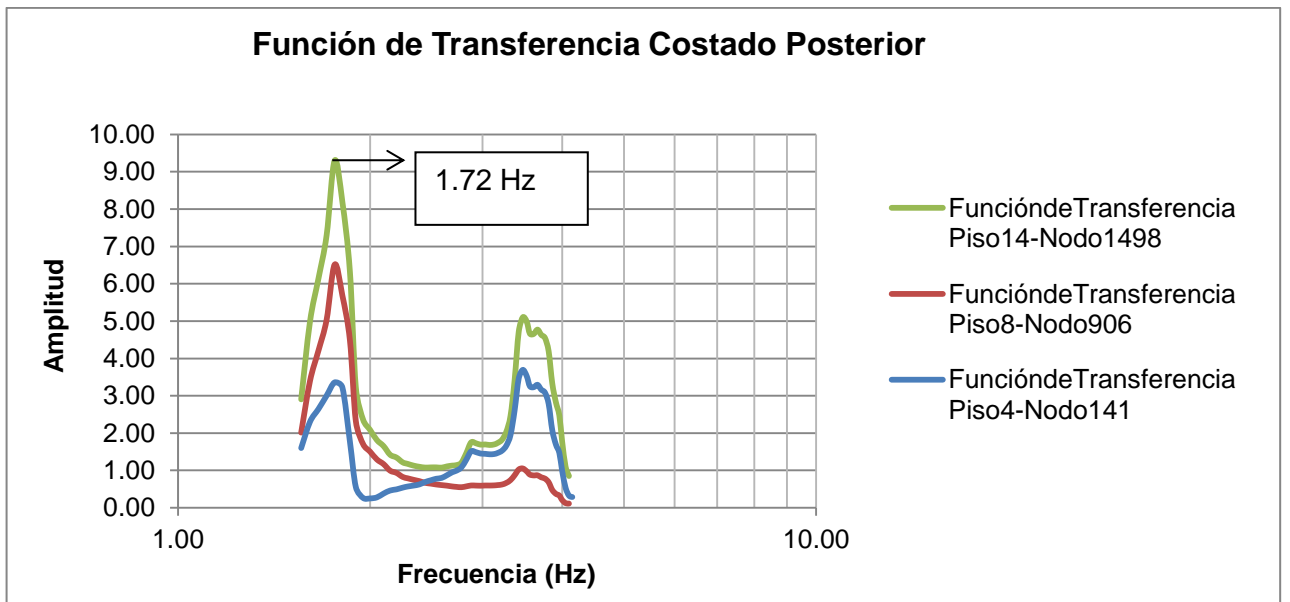


Figura 154. Modo 5-Función de transferencia del Modo 5

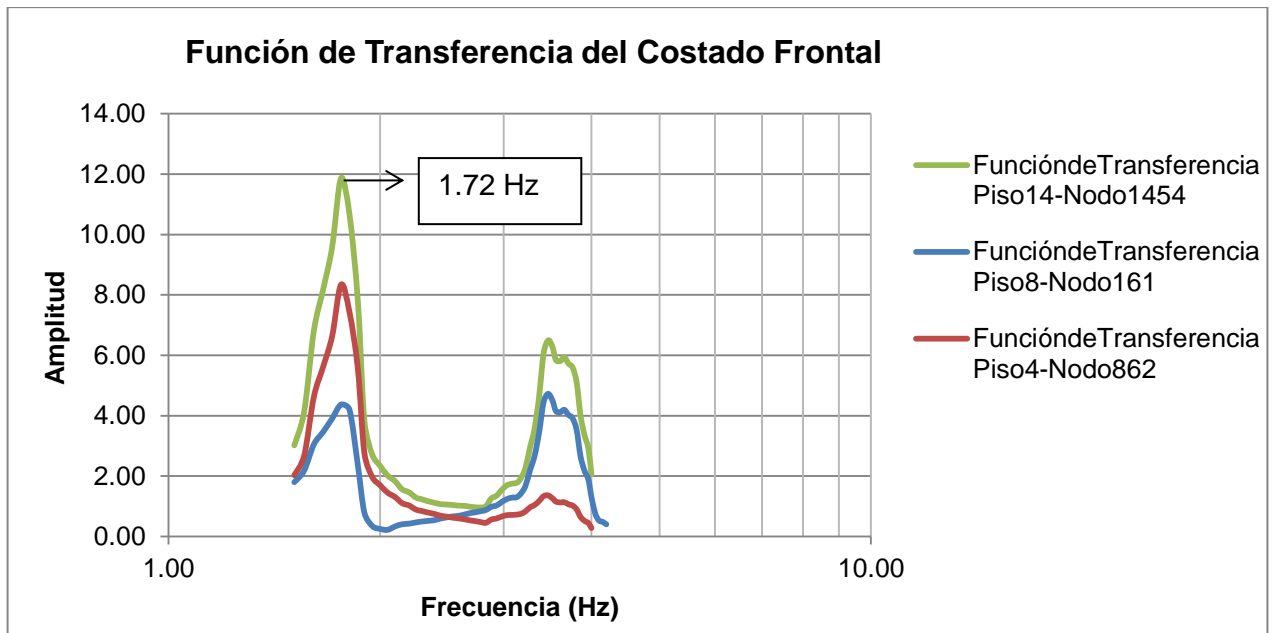


Figura 155. Modo 5-Función de transferencia del Modo 5

Después del análisis para selección de los puntos donde se ubicarán los acelerómetros descrito en el numeral 11, se optó por dejar la cantidad mínima de equipos de instrumentación en los diferentes pisos.

Por consiguiente, la cantidad total de acelerómetros será aquella en la que pueda medirse los 6 primeros modos de vibración, que para el presente caso de estudio se escogieron un total de 13 acelerómetros, de los cuales 4 se encuentran distribuidos en los pisos 14, 8 y 4 (*Figura 156 y 157*) y uno en la base.

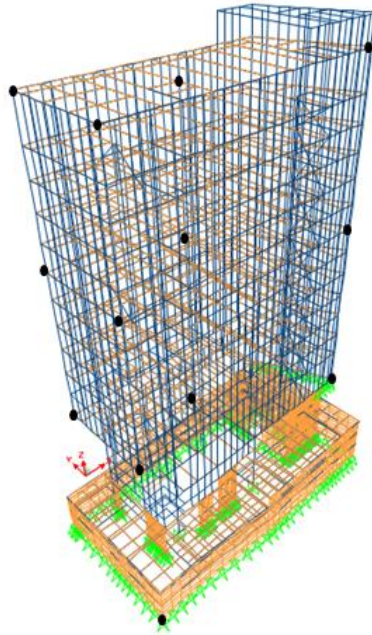


Figura 156. Ubicación de los acelerómetros del edificio en 3D

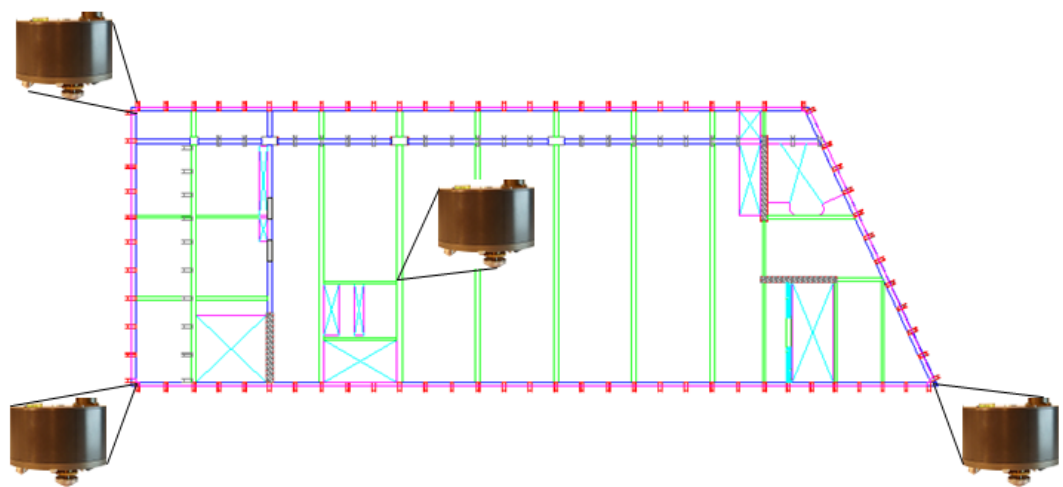


Figura 157. Ubicación de los acelerómetros en las plantas 4, 8 y 14

11.1.2 Ejemplo de instalación de Galgas extensométricas

Para la instalación de las galgas extensométricas, es necesario tener en cuenta que por punto de instrumentación, siempre se deben usar dos bandas de galgas extensométricas; la primera denominada banda activa y la segunda banda pasiva. Como su nombre lo dice, la banda activa es la encargada de registrar activamente la deformación unitaria del elemento en sentido longitudinal del mismo; mientras que la banda pasiva es la encargada de dar compensación por temperatura al elemento, es decir, registrar la deformación debido a los cambios de temperatura que sufre este en el transcurso del día (dilatación y contracción) posicionándose siempre en sentido transversal del elemento (*Figura 158*).

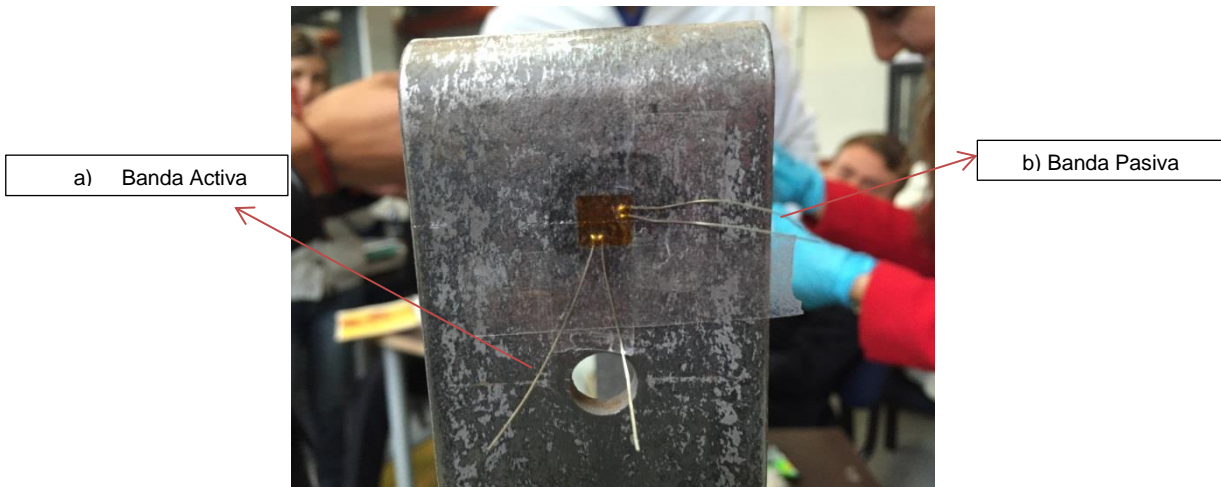


Figura 158. Ejemplo ubicación galga extensométrica en pórtico metálico

Por otro lado, la instalación de la instrumentación sísmica a base de galgas extensométricas, necesariamente requiere de un sistema de adquisición de datos (DAQ) (*Figura 160*) el cual en su interior, cuenta con hasta ocho (8) canales, los cuales por canal tienen un máximo de cuatro (4) puertos para conectar dos (2) bandas activas y (2) bandas pasivas; es decir, por canal se puede conectar un total de dos (2) galgas extensométricas, y por DAQ un total de máximo dieciséis (16) bandas u ocho (8) galgas extensométricas.

Luego de implantar la galga con sus respectivas bandas al elemento a medir, se procede a la conexión de la galga al DAQ. Esta se hace mediante un cable conector que se inserta en cada banda y luego se inserta en un cajón conector; y finalmente mediante un cable de red desde el cajón conector al DAQ (*Figura 159*).

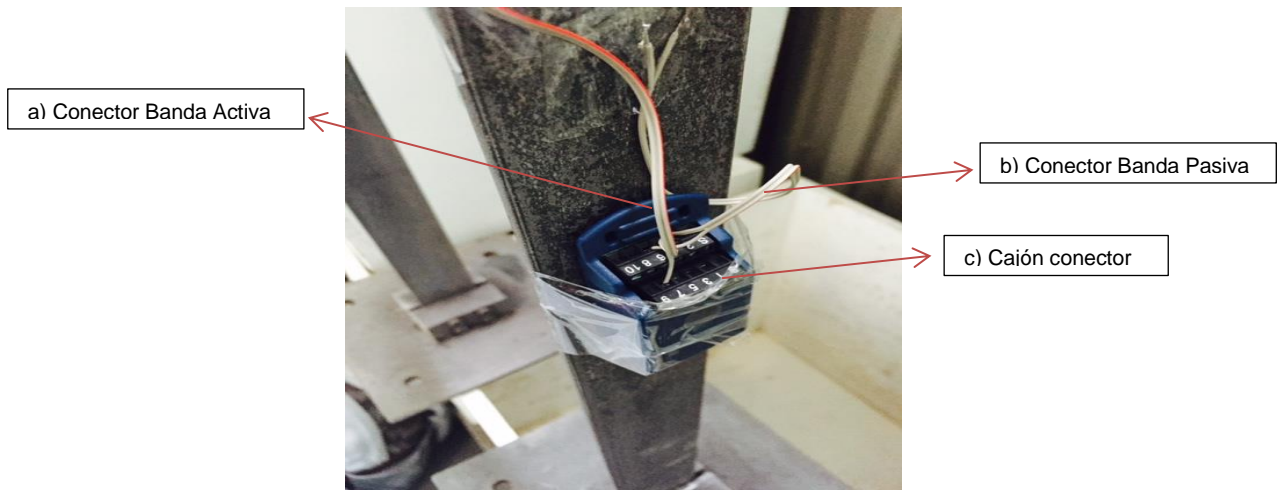


Figura 159. Ejemplo conexión bandas de las galgas extensométricas

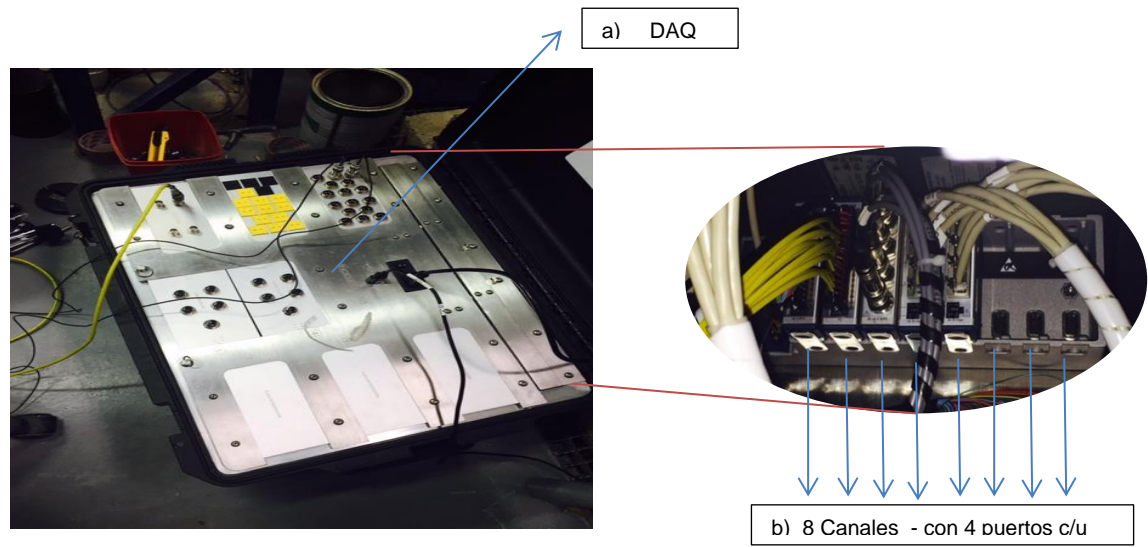


Figura 160. Sistema de adquisición de datos para las galgas extensométricas (DAQ)

11.1.2.1 Selección de los puntos de instalación de Galgas extensométricas

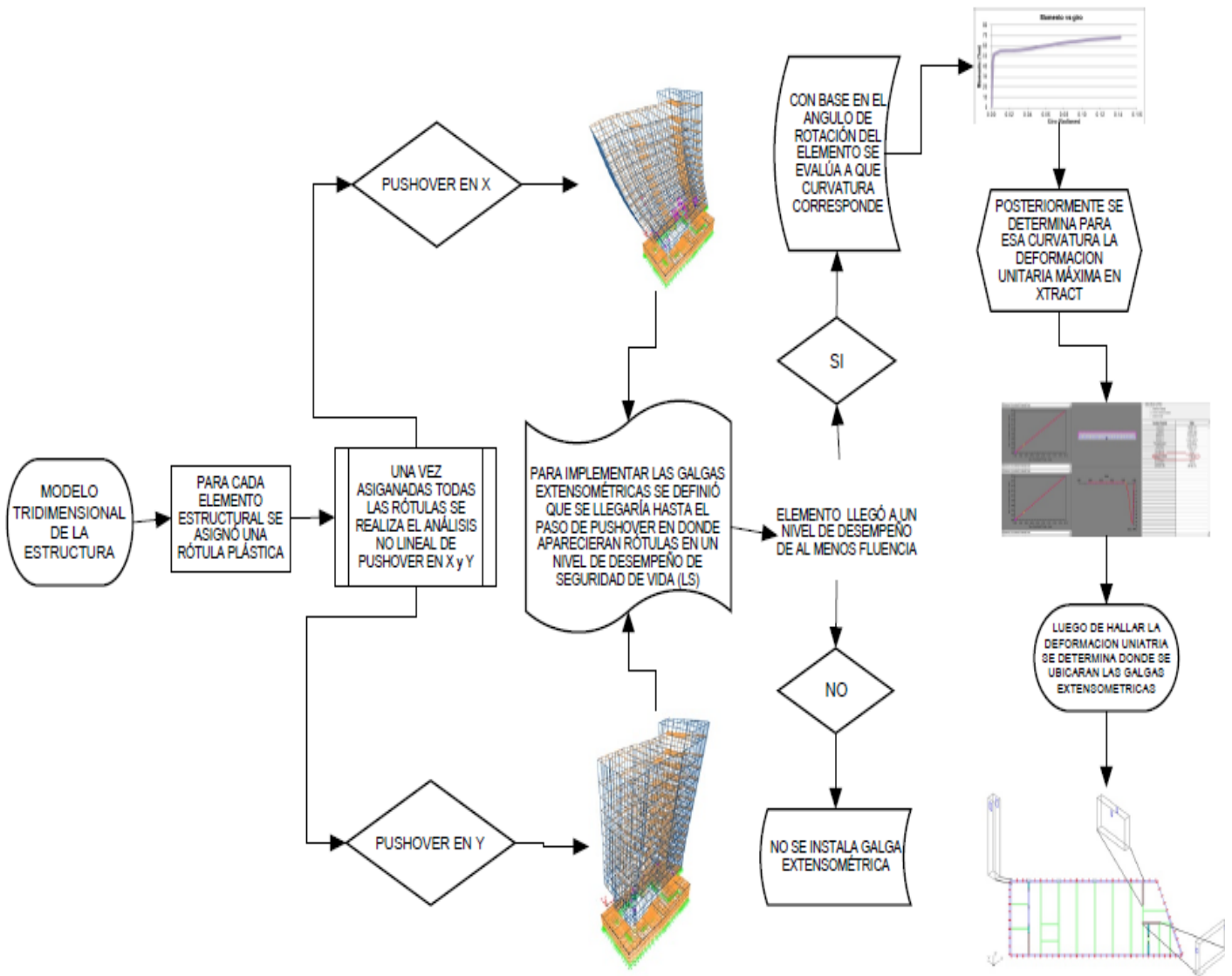


Figura 161. Metodología para la selección de los puntos donde se implementará Las galgas extensométricas

En la figura 161 se presenta la metodología que se implementó para seleccionar los puntos donde estarán ubicados las galgas extensométricas, para este análisis se asignaron rótulas plásticas a todos los elementos estructurales del sistema y se realizó el análisis de Pushover en dirección X y Y. De este modo, el criterio que se usó para definir los elementos a instrumentar fueron aquellos que se rotularan cuando aparecieran las primeras rótulas hasta un nivel de desempeño de seguridad de la vida.

En cada rótula se define el diagrama Momento-Curvatura y se plantea el diagrama de interacción. El software SAP 2000 lo hace de forma automática para secciones convencionales, pero en este caso las secciones transversales de las columnas de fachada tienen formas que no considera SAP 2000 (Figura 162). Por ello se usó el programa XTRACT para determinar los diagramas de interacción para las geometrías de las columnas de la fachada (Figura 164, 165 y 166). Con base en estos diagramas se evaluaron secciones cajón metálicas variando el espesor para cada columna (Figura 163) y se buscó que tuviesen diagramas de interacción (en SAP 2000) similares a los determinados con XTRACT. (Ver las tablas de la 13 a la 18).

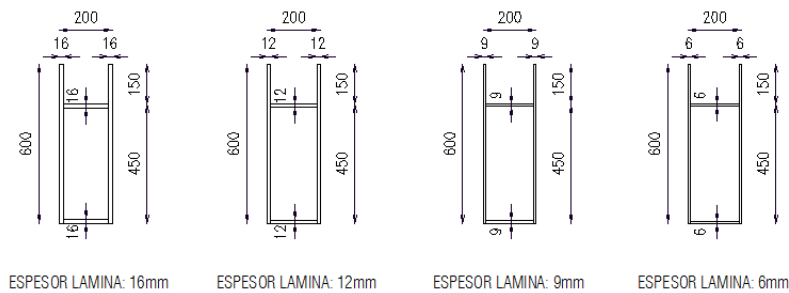


Figura 162. Secciones de columnas metálicas (Fachada)

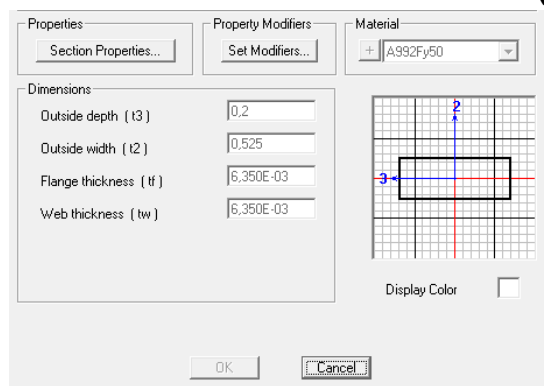


Figura 163 –Columna equivalente

a) Columna metálica con un espesor de 6mm

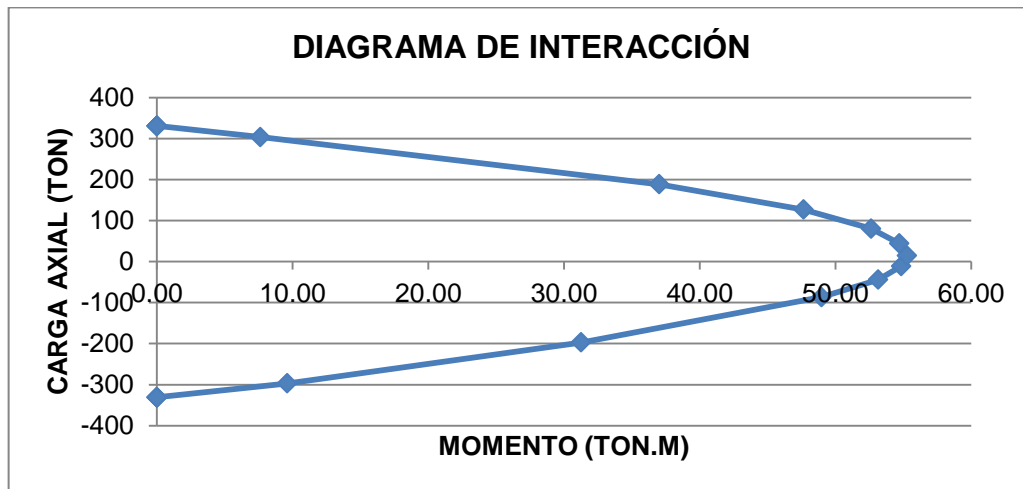


Figura 164. Diagrama P-M de la columna de 6 mm en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
331,00	55,28	28,13

Tabla 13. Valores máximos de P-M de la columna de 6 mm en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
343,00	56,57	28,7

Tabla 14. Valores máximos de P-M de la columna de 6 mm en SAP2000

b) Columna metálica con un espesor de 9mm

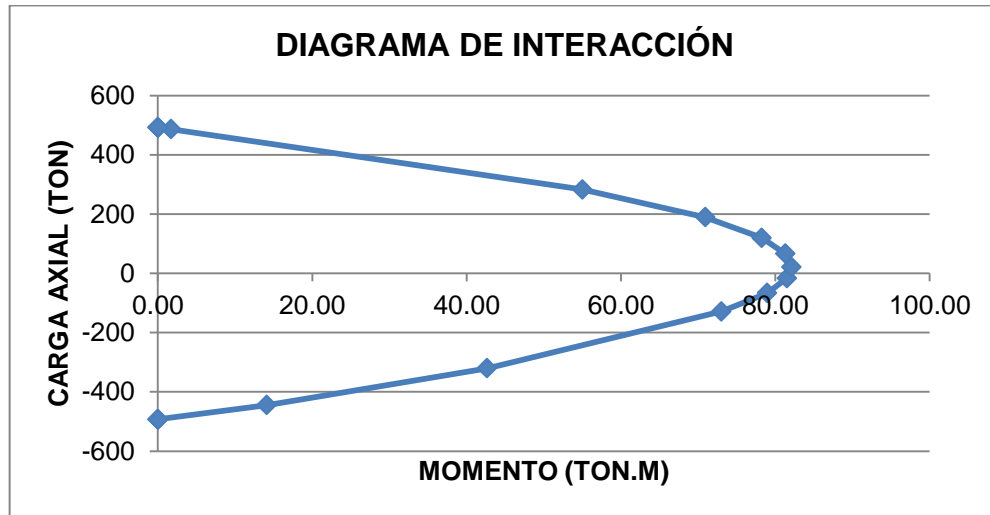


Figura 165. Diagrama P-M de la columna de 9 mm en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
492,70	82,09	41,32

Tabla 15. Valores máximos de P-M de la columna de 9 mm en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
500,00	82,01	41,31

Tabla 16. Valores máximos de P-M de la columna de 9 mm en SAP2000

c) Columna metálica con un espesor de 16mm

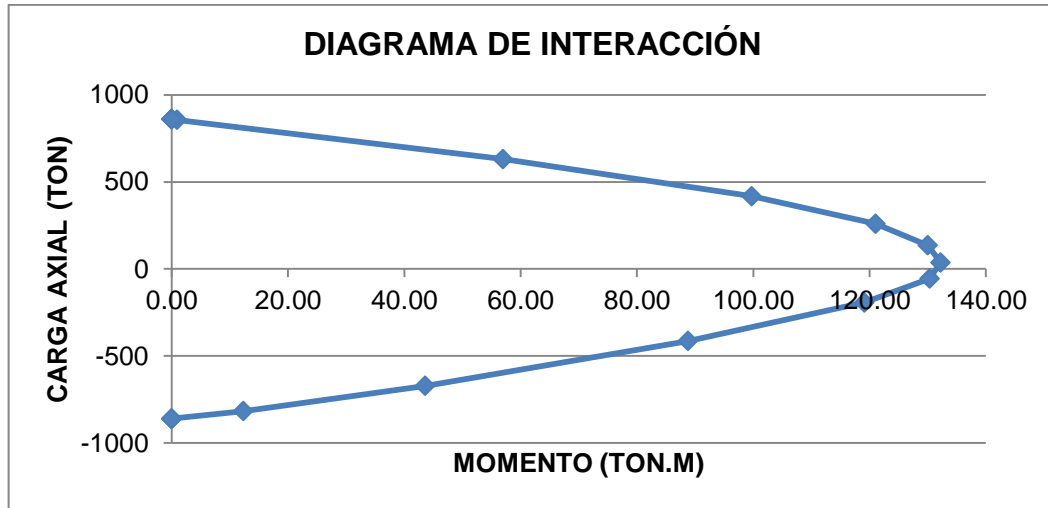


Figura 166. Diagrama P-M de la columna de 16 mm en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
860,20	132,20	69,64

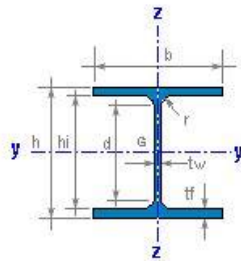
Tabla 17. Valores máximos de P-M de la columna de 16 mm en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
860,96	138,50	68,63

Tabla 18. Valores máximos de P-M de la columna de 16 mm en SAP2000

A manera de revisión de los diagramas de SAP 2000 se evaluó una de las vigas típicas del sistema estructural (*Figura 167*) y los muros estructurales (*Figura 168*) mediante la comparación de los diagramas P-M y M-PHI a manera comparativa. Los diagramas P-M (*Figura 170, 171 y 172*) obtenidos de xtract se compararon con momentos a 0° y 90° de SAP 2000 los cuales son el momento máximo y mínimo de la sección respectivamente (*Tabla 21 a 26*), mientras que para la viga se realizó el diagrama M-PHI (*Figura 169*) y se comparó el ángulo de rotación (*Tabla 19 y 20*).

HEA 600



$h = 590 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$
$b = 300 \text{ mm}$	$d = 486.0 \text{ mm}$
$t_w = 13.0 \text{ mm}$	$h_i = 540.0 \text{ mm}$
$t_f = 25.0 \text{ mm}$	

$A = 226,5 \text{ cm}^2$	$M = 177,8 \text{ kg/m}$
--------------------------	--------------------------

$I_y = 141217 \text{ cm}^4$	$I_z = 11271 \text{ cm}^4$
$W_y = 4787,0 \text{ cm}^3$	$W_z = 751,4 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 5350,7 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 1155,7 \text{ cm}^3$
$i_y = 24,97 \text{ cm}$	$i_z = 7,05 \text{ cm}$
$I_t = 406,9 \text{ cm}^4$	$I_w = 8995218 \text{ cm}^6$

$S_y = 2675,3 \text{ cm}^3$	$Av_z = 93,22 \text{ cm}^2$
$s_y = 52,8 \text{ cm}$	

$AL = 2,308 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 12,98 \text{ m}^2/\text{t}$
-----------------------------------	-----------------------------------

Figura 167. Viga típica HEA 600

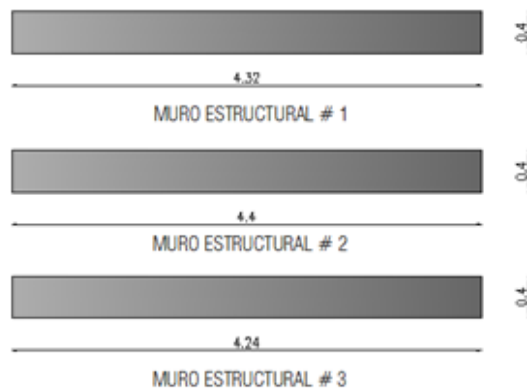


Figura 168. Secciones de muros estructurales

a) Viga típica HEA 600

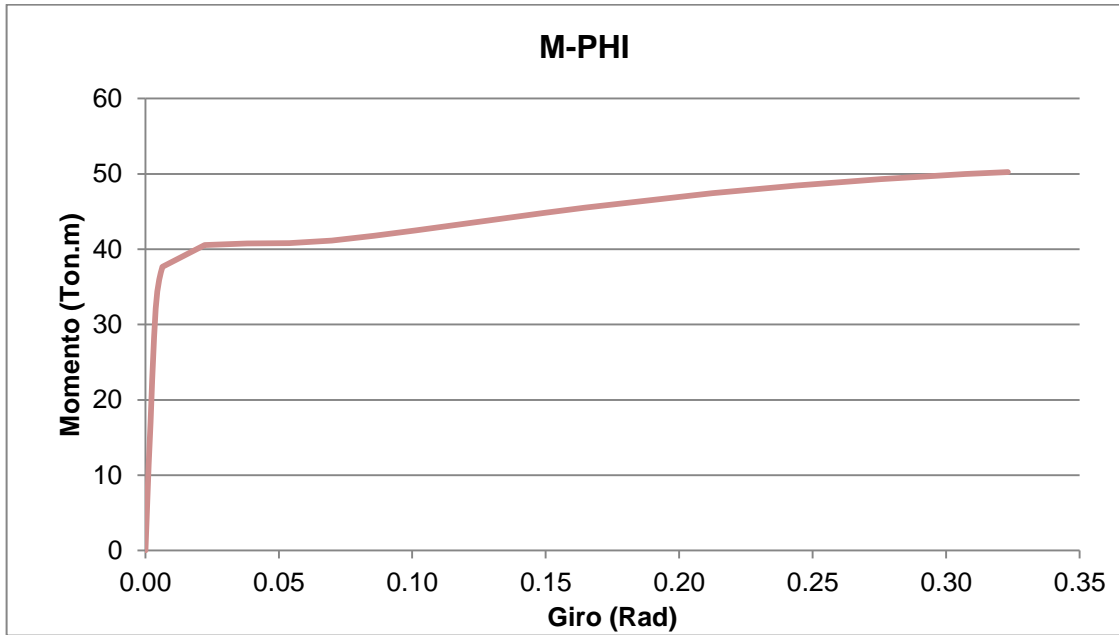


Figura 169. Diagrama M-PHI de la viga HEA 600 en xtract

Momento	Rotación
TON	1/m
146,1	0.00122

Tabla 19. Valores de M - rotación de la viga HEA 600 en xtract

Momento	Rotación
TON	1/m
153,6	0.00202

Tabla 20. Valores de M - rotación de la viga HEA 600 en SAP2000

b) Muro 1 en concreto de 4.32 x 0.4 mts

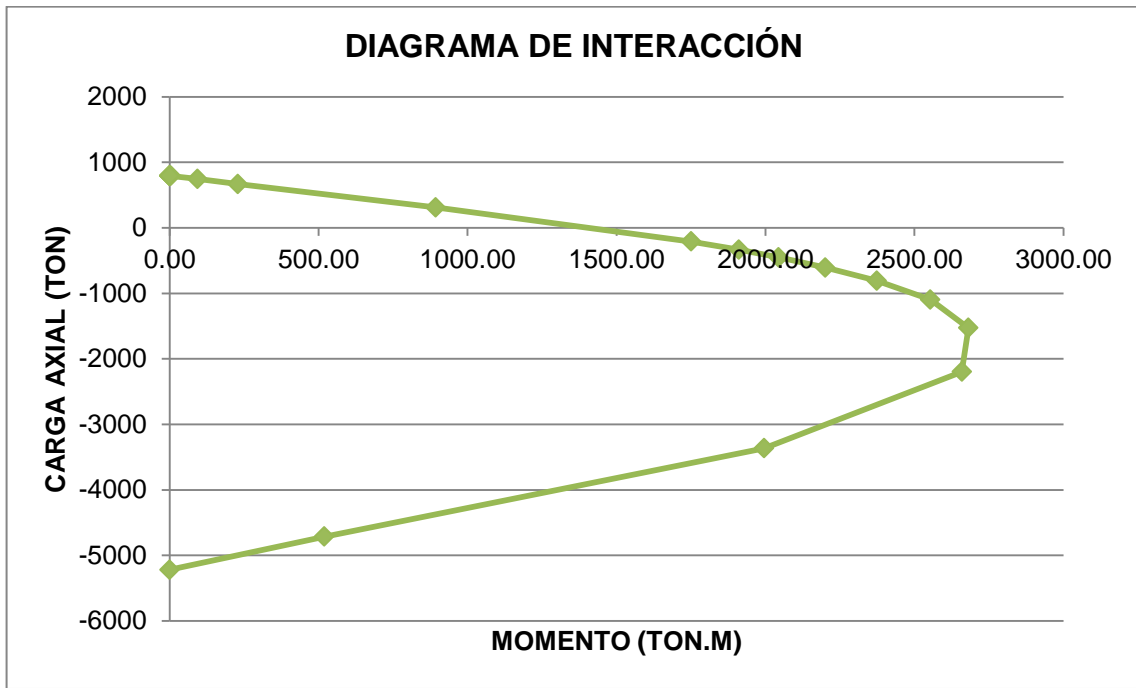


Figura 170. Diagrama P-M de Muro 1 en concreto de 4.32x0.4 en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
793,9	2681,09	280,32

Tabla 21. Valores máximos de P-M de Muro 1 en concreto de 4.32x0.4 en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
790,1	2576,01	285,61

Tabla 22. Valores máximos de P-M de Muro 1 en concreto de 4.32x0.4 en SAP2000

c) Muro 2 en concreto de 4.4 x 0.4 mts

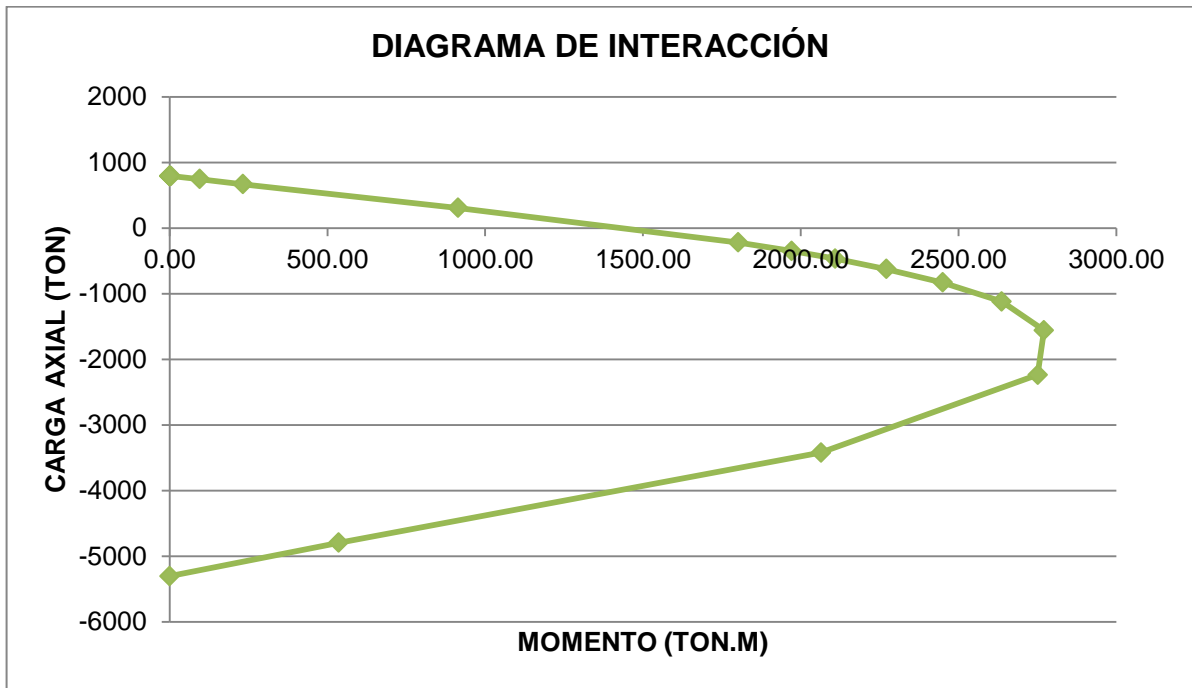


Figura 171. Diagrama P-M de Muro 1 en concreto de 4.4 x 0.4 en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
793,9	2771,0	287,5

Tabla 23. Valores máximos de P-M de Muro 1 en concreto de 4.4 x0.4 en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
790,1	2636,01	284,4

Tabla 24. Valores máximos de P-M de Muro 1 en concreto de 4.4 x0.4 en SAP2000

d) Muro 3 en concreto de 4.24 x 0.4 mts

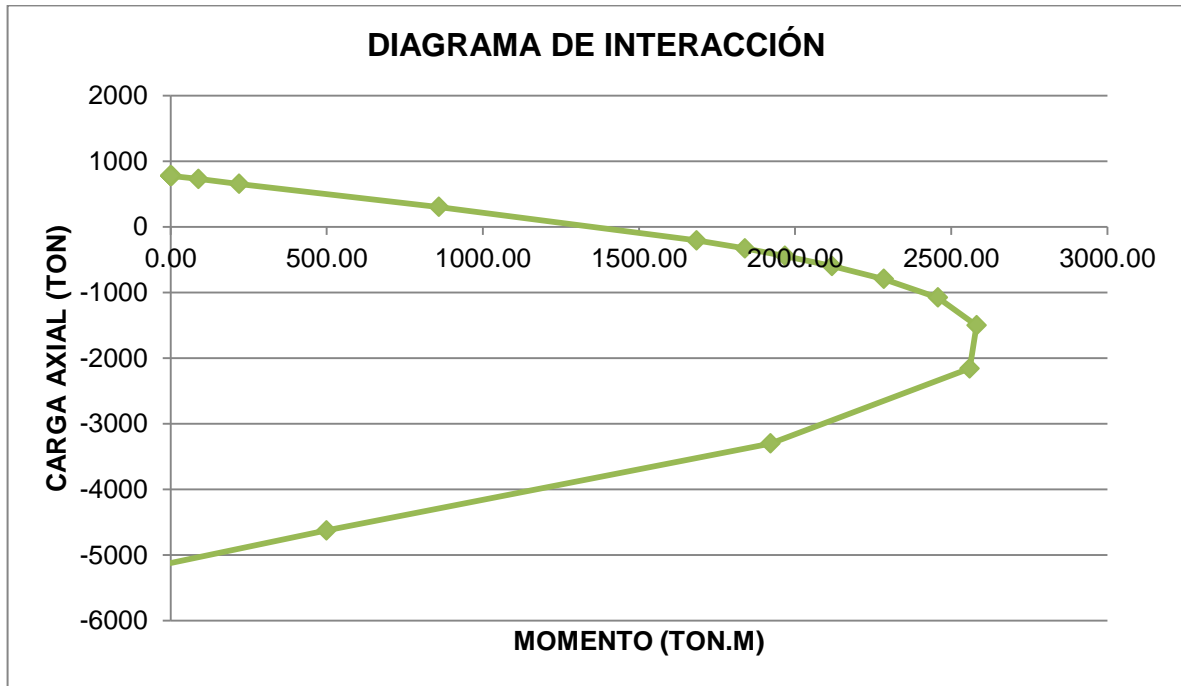


Figura 172. Diagrama P-M de Muro 1 en concreto de 4.24 x 0.4 en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
777,1	2581,0	266,5

Tabla 25. Valores máximos de P-M de Muro 1 en concreto de 4.24 x0.4 en xtract

P-M	Mxx (0°)	Mxx (90°)
MN	MN-m	MN-m
794,3	2534,78	274,3

Tabla 26. Valores máximos de P-M de Muro 1 en concreto de 4.24x0.4 en SAP2000

11.1.2.2 Pushover en X

Para obtener las rótulas plásticas el modelo de la estructura (Figura 173) fue sometido a un análisis no lineal, así se puede observar el nivel de daño a que llega estructura para desplazamiento en dirección de X. El criterio que se usó para definir los elementos a instrumentar fue para aquellos elementos que presentaran las primeras rótulas debido a que son los que primero fluyen y los elementos que llegaran a un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Todo este proceso se realizó de acuerdo con el FEMA 356. Una vez corridos los modelos e identificados los elementos a instrumentar se decidió implementar 2 galgas extensométricas/elemento, con dos bandas verticales y 2 horizontales (Figura 174 a 178) para compensar los temas de temperatura. Cada galga va en costado opuesto de cada sección con el fin de considerar la reversibilidad de la carga sísmica.

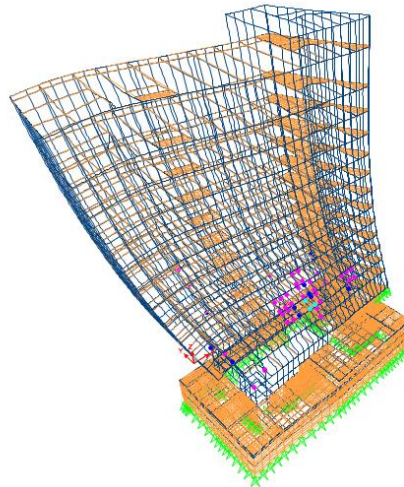


Figura 173. Rótula plástica de la estructura para Pushover X

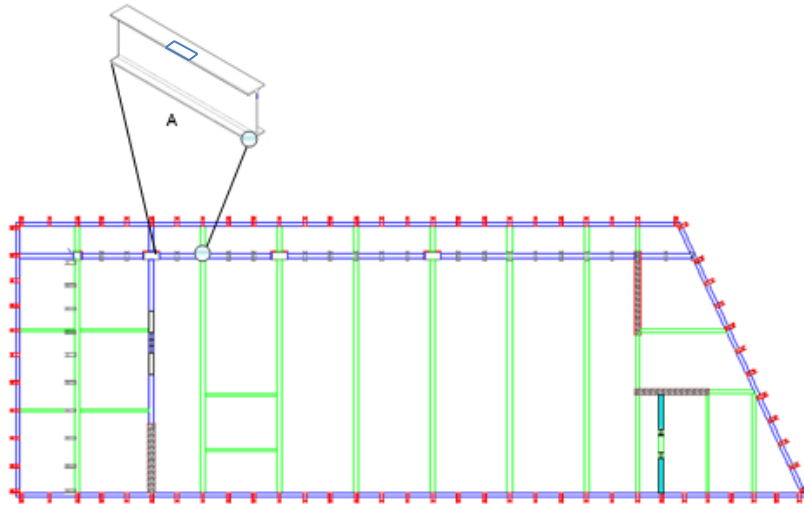


Figura 174. Ubicación galgas extensométricas en viga HEA 800 piso 6 y 7

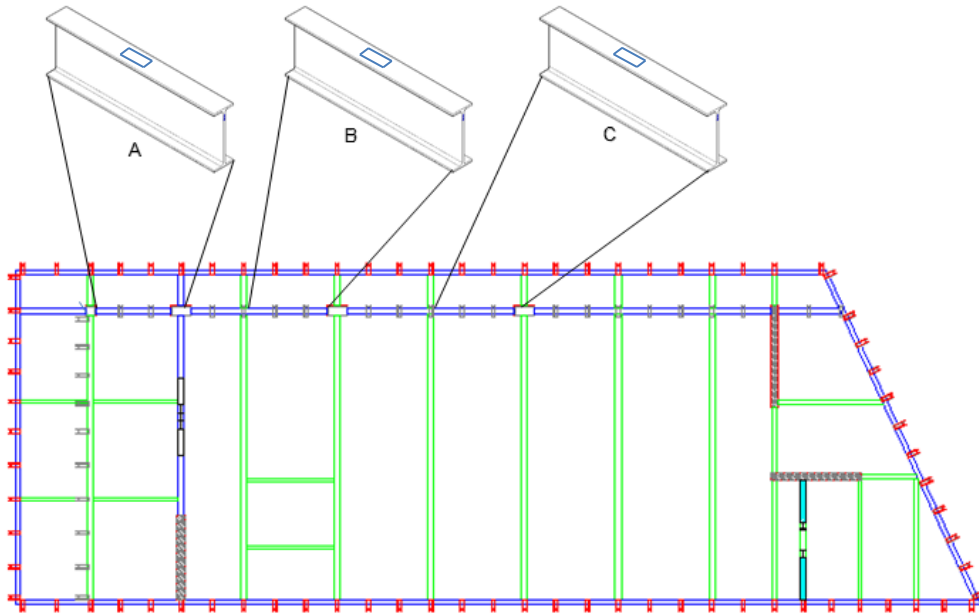


Figura 175. Ubicación galgas extensométricas en vigas HEA 600 piso 4

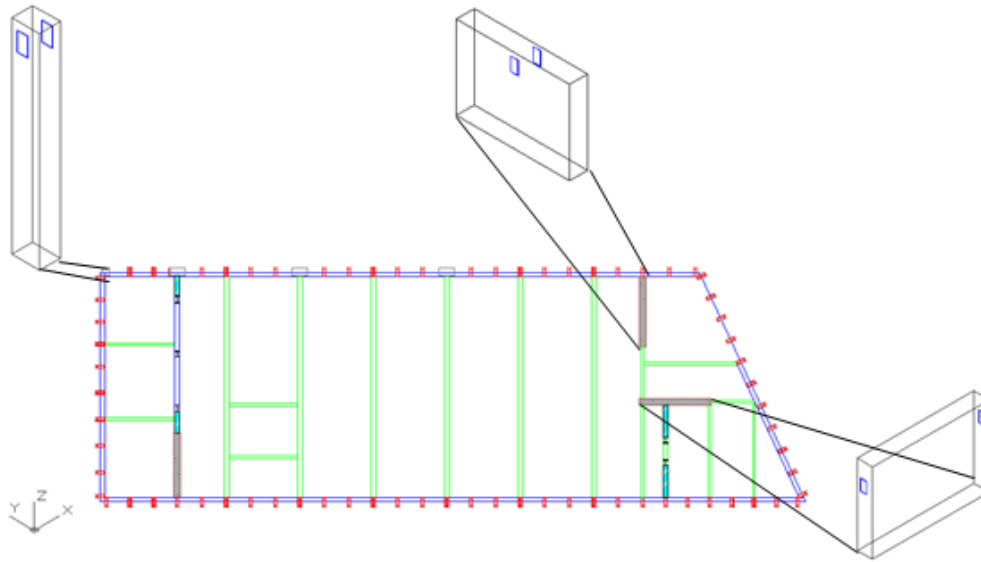


Figura 176. Ubicación galgas extensométricas en columna tubular y en muros pantalla piso 2

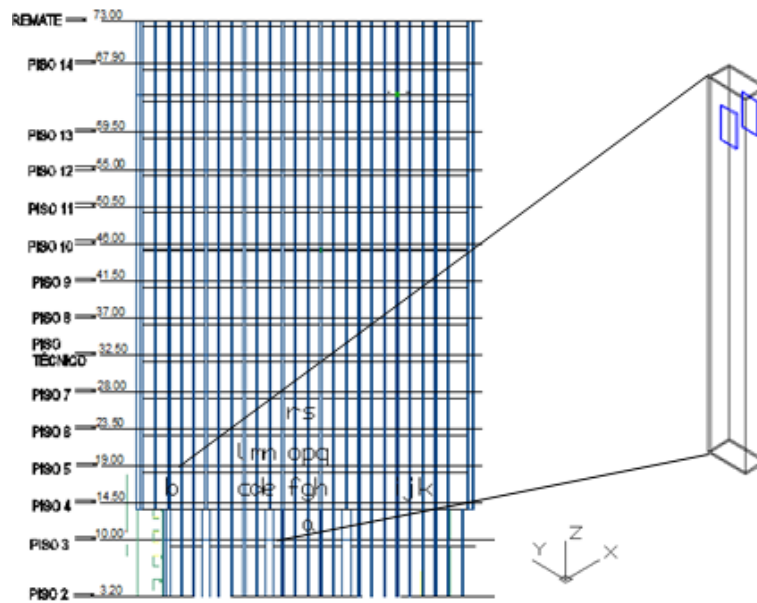


Figura 177. Ubicación galgas extensométricas en Col Facha de 6 mm costado frontal de la estructura

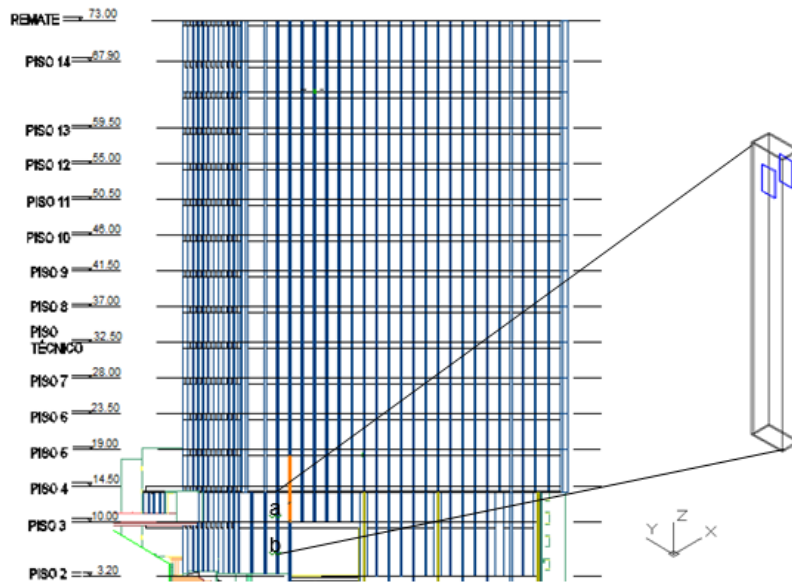
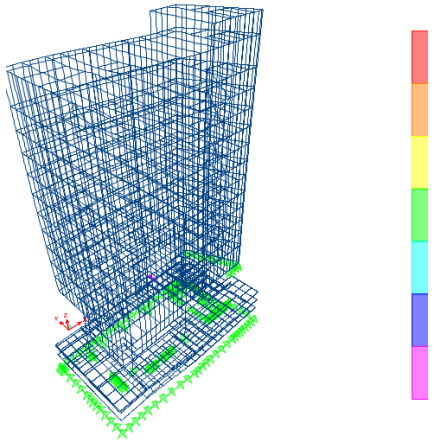
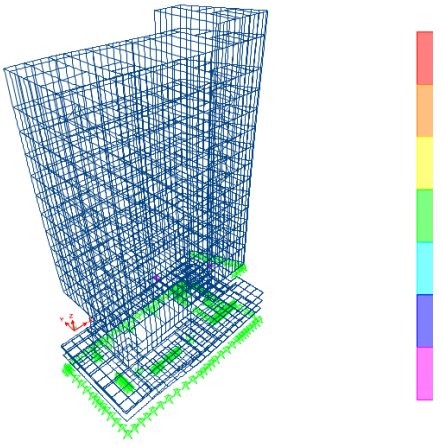
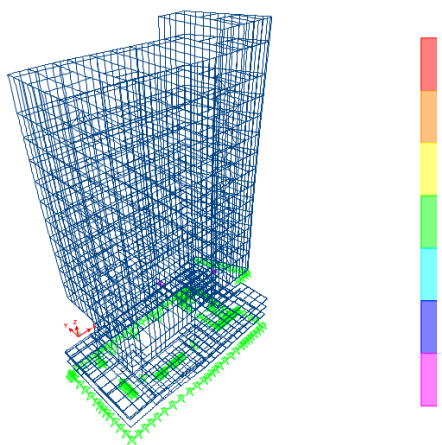
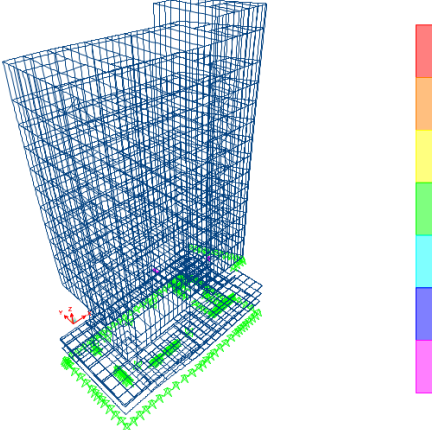
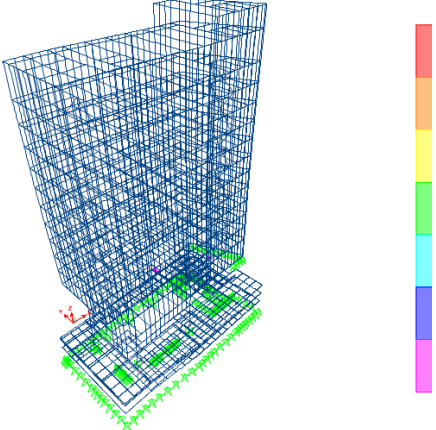
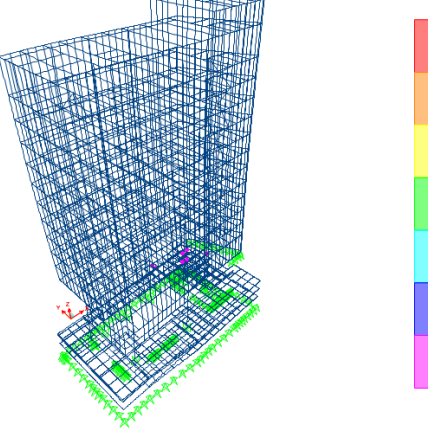


Figura 178. Ubicación galgas extensométricas en Columna Fachada de 6 mm costado posterior de la estructura

En la tabla 27 se muestra las rótulas que se formaron hasta llegar a un nivel de desempeño de Seguridad de la vida (LS).

PASO	# RÓTULAS	MODELO 3D
1	2	<p>The 3D model shows a wireframe of the building structure. Plastic hinges are indicated by green and yellow markers at the base of the columns. A vertical color scale on the right side of the model ranges from red at the top to purple at the bottom, representing different levels of damage or performance.</p>

2	2	
3	4	
4	4	

5	4	
6	4	
7	8	

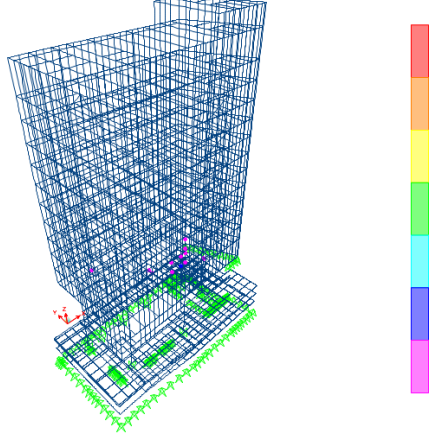
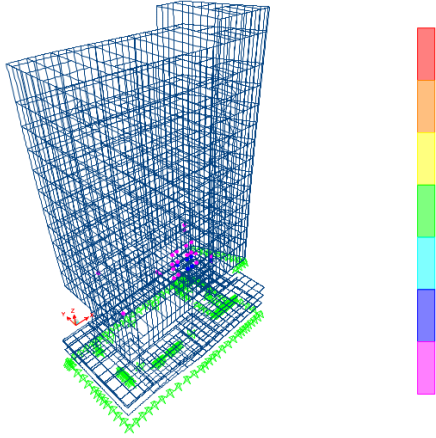
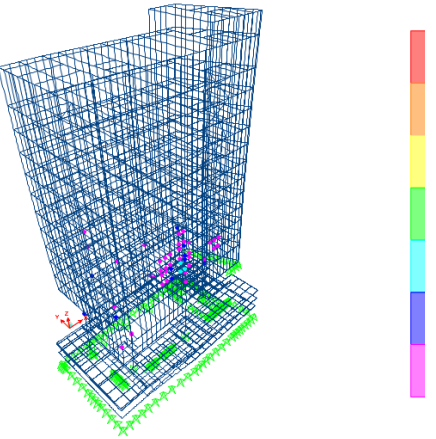
8	13	
9	30	
10	54	

Tabla 27. Formación de rótulas plásticas para Pushover en X

11.1.2.3 Pushover en Y

Este procedimiento se realizó de la misma manera que se describe en el numeral 11.1.2.2 con la única diferencia que se hizo un análisis de Pushover en dirección Y. En la figura 181 se muestra la ubicación de las galgas extensométricas para las secciones de los arriostramientos. En este caso se ubican las galgas en el eje neutro y que son estos puntos en donde se puede evaluar la carga axial sin incluir algunos eventuales fenómenos de flexión que pueden presentarse en las conexiones de los extremos.

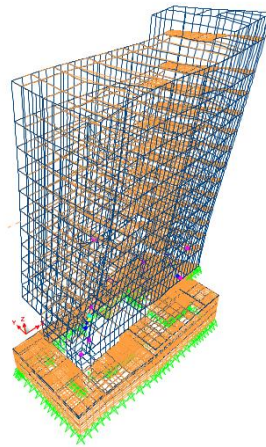


Figura 179. Rótula plástica de la estructura para Pushover Y

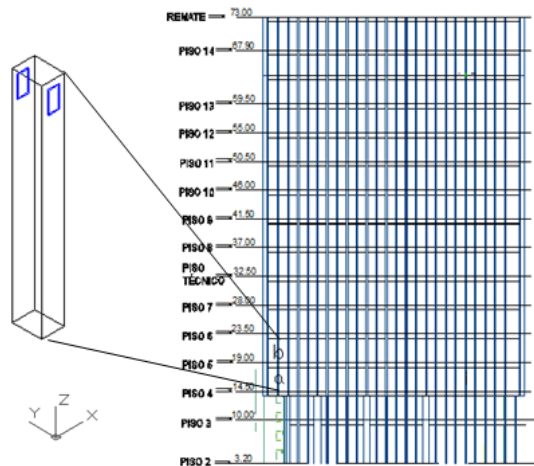


Figura 180. Ubicación galgas extensométricas en Columna Fachada de 6 mm costado frontal de la estructura

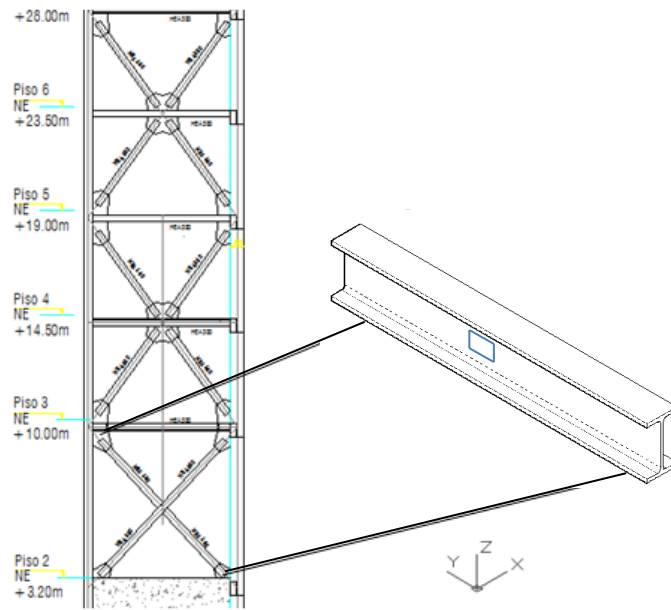


Figura 181. Ubicación galgas extensométricas en diagonal de HEA 360

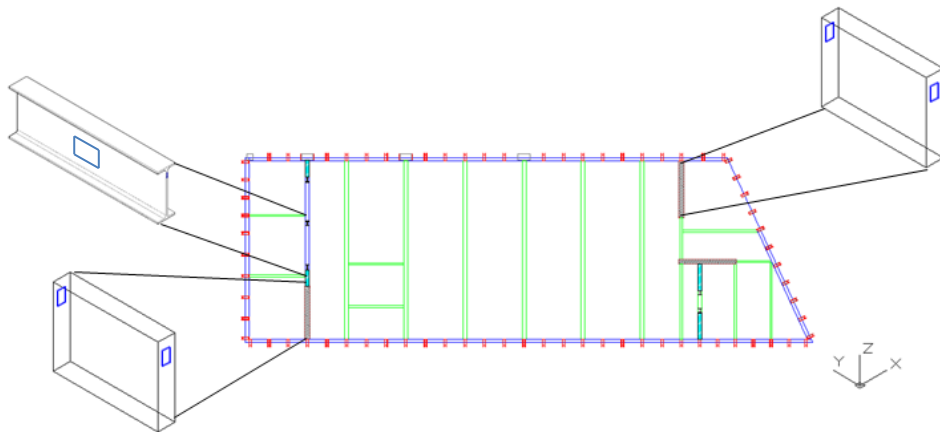
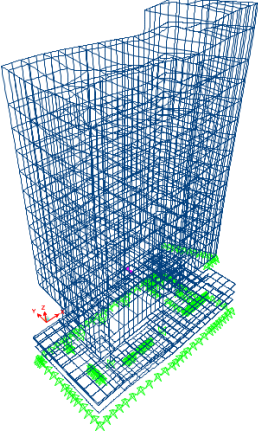
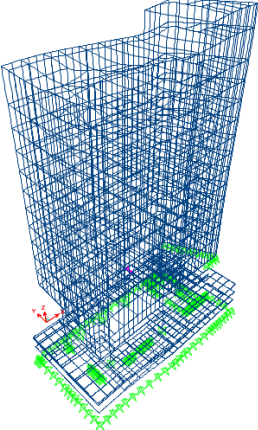
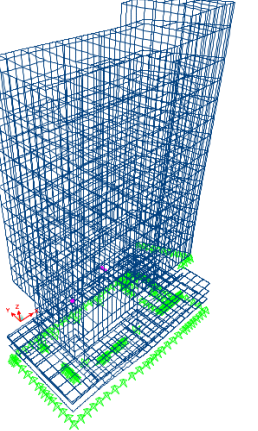


Figura 182. Ubicación galgas extensométricas en viga HEA 360 y muros pantalla piso 10

PASO	# RÓTULAS	MODELO 3D
1	2	
2	2	
3	3	

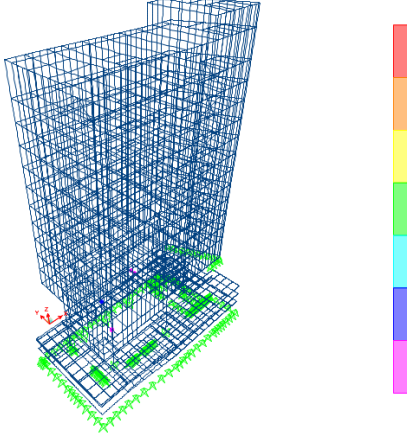
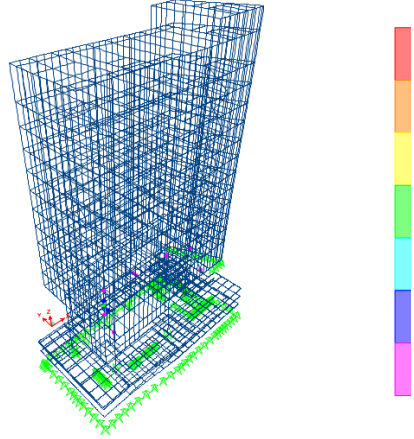
4	4	
5	10	

Tabla 28. Formación de rótulas plásticas para Pushover en Y

11.2.1 Estimación de la deformación unitaria a medir

- Para la Sección metálica de la fachada con 6mm de espesor

Para el análisis se procedió a diseñar la sección en xtract, obteniendo el diagrama momento vs giro, y de esta manera acceder al valor de giro de fluencia, que en este caso fue de 0.0024890 rad (Figura 183).

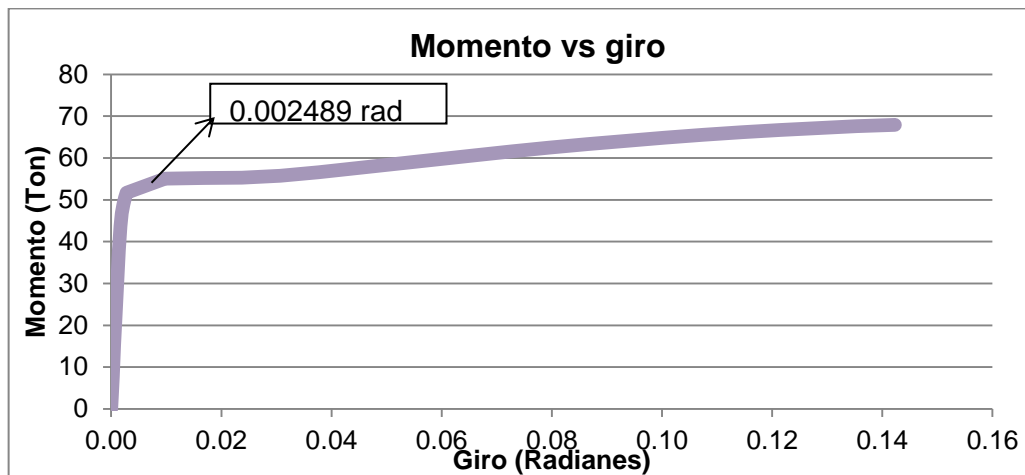


Figura 183. Momento vs Giro sección metálica de la fachada de 6 mm de espesor obtenido de XTRACT

Luego, se procedió a calcular el ángulo de rotación para un criterio de aceptación de Seguridad a la vida (LS) para el análisis de pushover según la FEMA 356, Tabla 5-6 (*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*).

$$\begin{aligned}\text{Ángulo de rotación} &= 6\theta_y \\ \text{Ángulo de rotación} &= 6 * 0.0024890 = 0.014\end{aligned}$$

Con base en este ángulo de rotación se evaluó a que curvatura correspondía a 0.03898 1/m, posteriormente se determinó para esta curvatura cual era la deformación unitaria máxima de las fibras sometidas a compresión y a tracción, estableciendo un valor de $0.00568 \frac{mm}{mm}$, en las figuras 184 y 185 se muestra el cálculo mediante el software XTRACT.

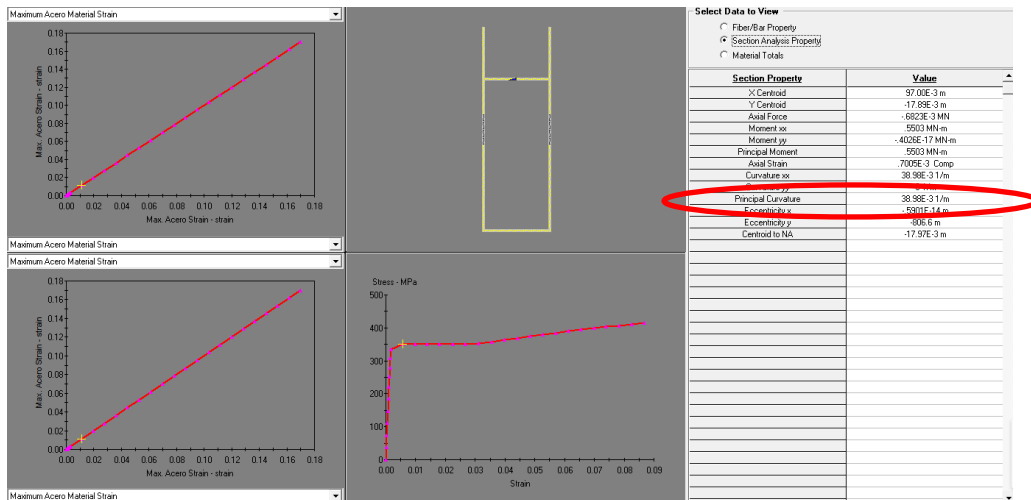


Figura 184. Curvatura principal sección metálica de la fachada de 6 mm de espesor

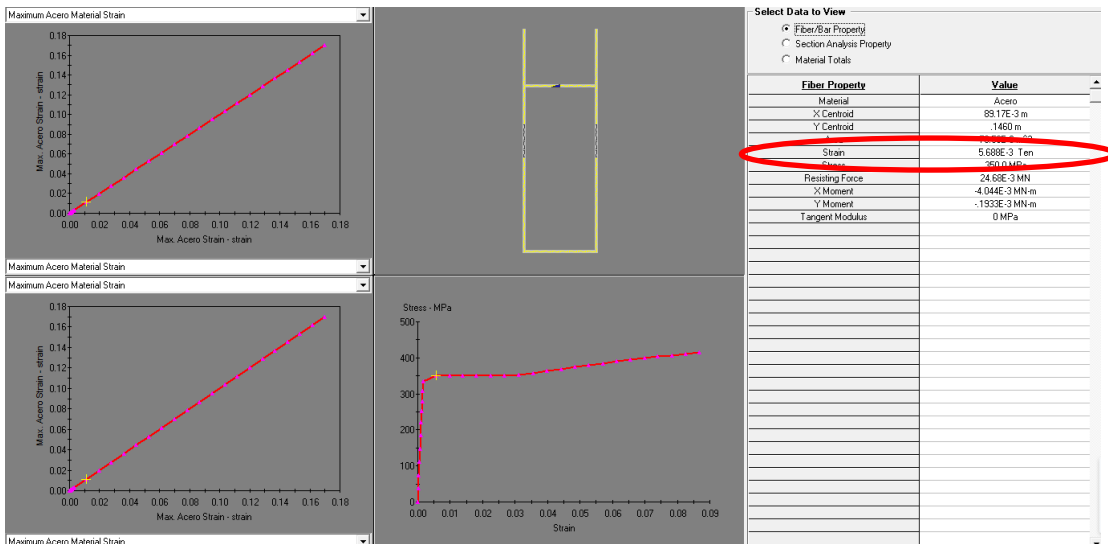


Figura 185. Deformación unitaria sección metálica de la fachada de 6 mm de espesor

- **Para los tres muros de concreto**

Del mismo modo se realizó la sección en xtract para los tres muros en concreto, obteniendo el diagrama momento vs giro, y de esta manera acceder al valor de ángulo de rotación obtenido en la ATC 40, Tabla 9-10 (*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*) igual a 0.015 rad (Figura 186).

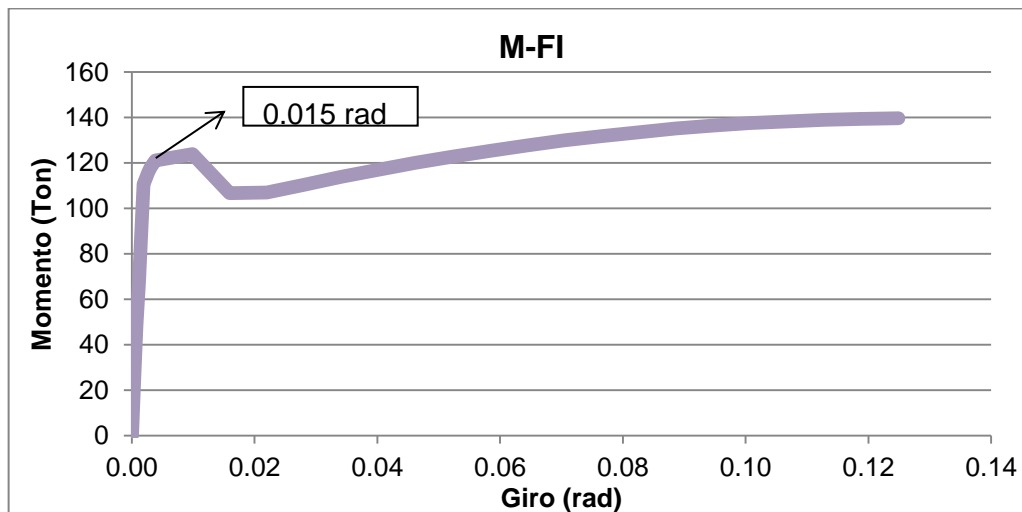


Figura 186. Momento vs Giro para los tres muros de concreto

- **Muro 1 en concreto de 4.32x0.4 mts**

Una vez hallado el ángulo de rotación se evaluó a que curvatura correspondía 0.0797 1/m, posteriormente se determinó para esta curvatura cual era la deformación unitaria máxima de las fibras sometidas a compresión y a tracción, estableciendo un valor de $0.00537 \frac{mm}{mm}$, en las figuras 187 y 188 se muestra el cálculo mediante el software XTRACT.

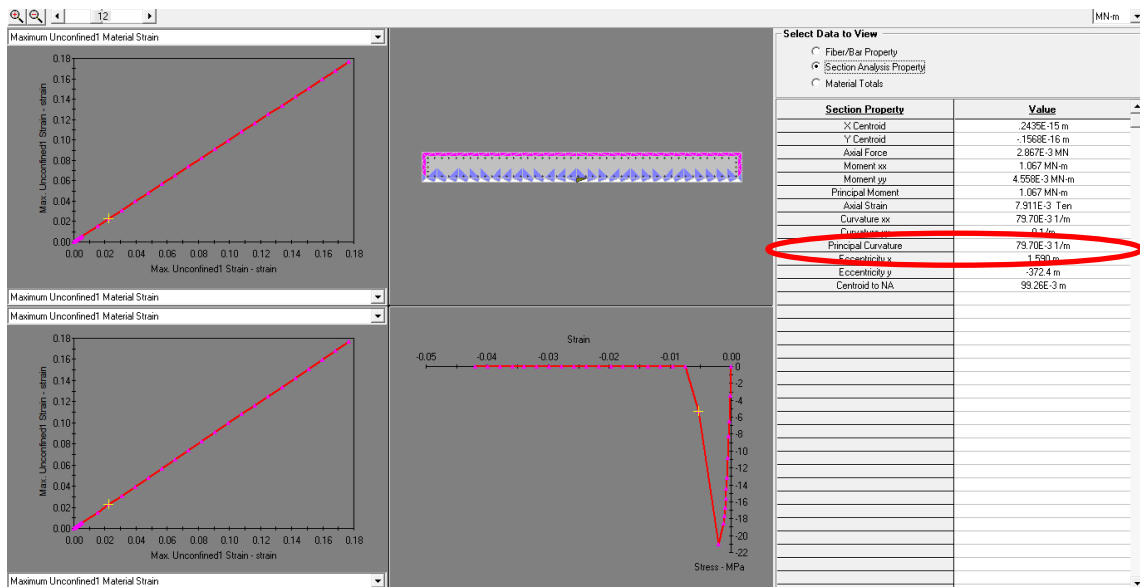


Figura 187. Curvatura principal para muro 1 de concreto de 4.32 x 0.4 mts

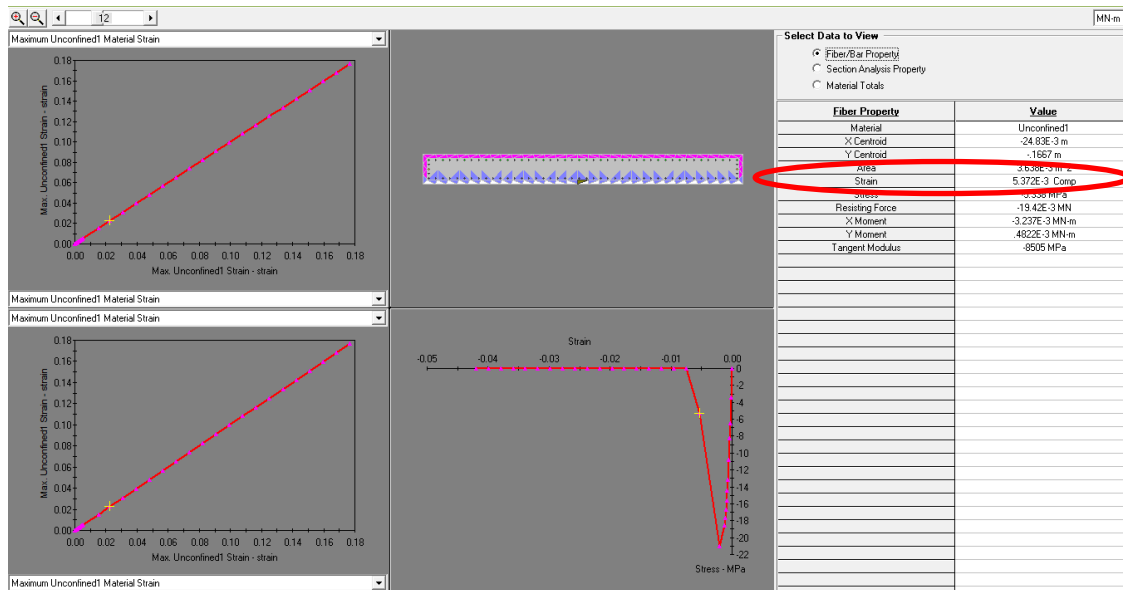


Figura 188. Deformación unitaria para muro 1 de concreto de 4.32 x 0.4 mts

- Muro 2 en concreto de 4.4x0.4 mts

Con base en el ángulo de rotación se evaluó a que curvatura correspondía 0.07881 1/m, posteriormente se determinó para esta curvatura cual era la deformación unitaria máxima de las fibras sometidas a compresión y a tracción, estableciendo un valor de $0.00528 \frac{mm}{mm}$, en las figuras 190 y 191 se muestra el cálculo mediante el software XTRACT.

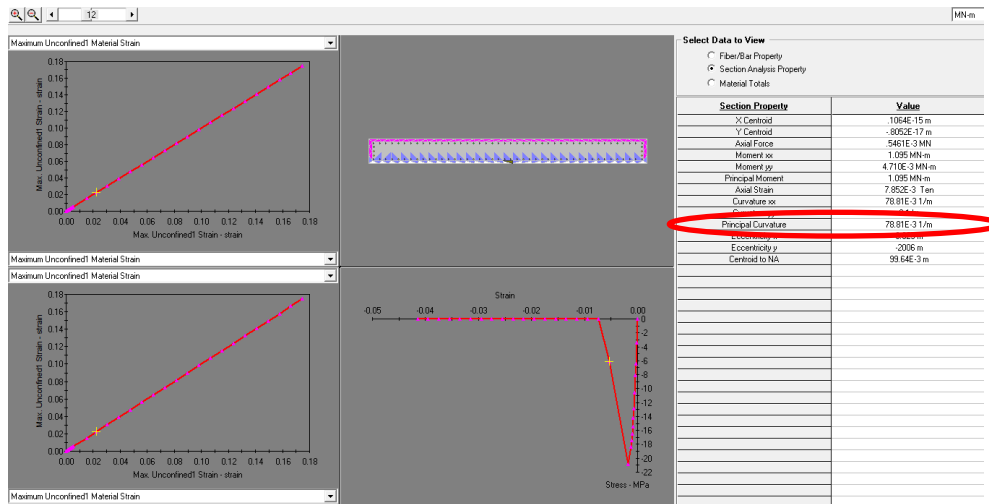


Figura 189. Curvatura principal para muro 2 de concreto de 4.4 x 0.4 mts

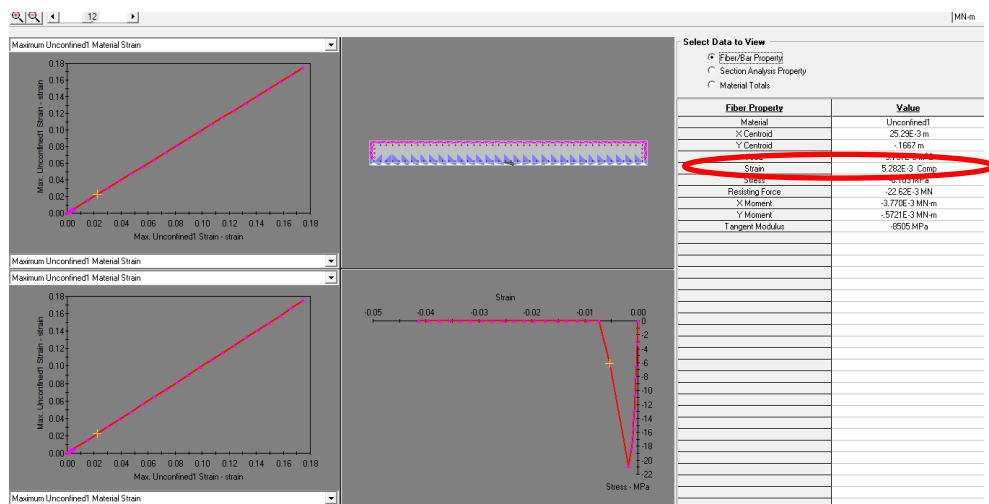


Figura 190. Deformación unitaria para muro 2 de concreto de 4.4 x 0.4 mts

- Muro 3 en concreto de 4.24x0.4 mts

Así mismo con base el este ángulo de rotación se evaluó a que curvatura correspondía 0.00738 1/m, posteriormente se determinó para esta curvatura cual era la deformación unitaria máxima de las fibras sometidas a compresión y a tracción, estableciendo un valor de $0.00435 \frac{mm}{mm}$, en las figuras 193 y 194 se muestra el cálculo mediante el software XTRACT.

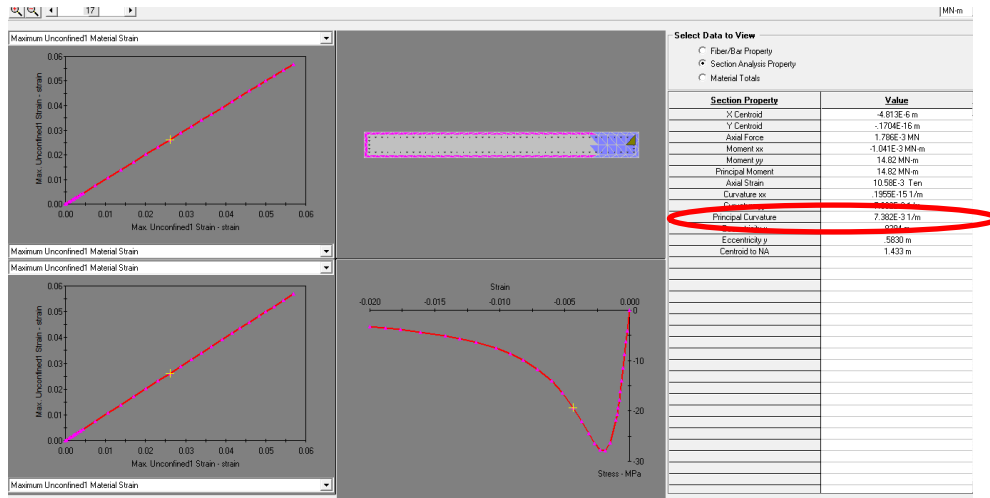


Figura 191. Curvatura principal para muro 3 de concreto de 4.24 x 0.4 mts

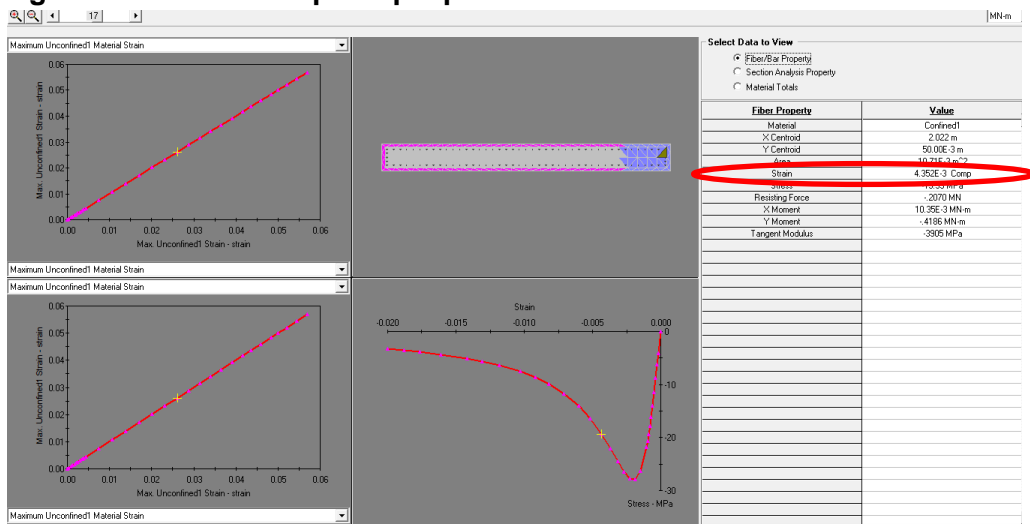


Figura 192. Deformación unitaria para muro 3 de concreto de 4.24 x 0.4 mts

Para resumir, la máxima deformación unitaria que se registraría en elementos de concreto sería $0.00537 \frac{mm}{mm}$ y en elementos de acero sería $0.00568 \frac{mm}{mm}$.

12 CARACTERIZACIÓN TÉCNICA Y EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA PARA EL NUEVO EDIFICIO DE INVESTIGACIÓN Y LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Para el presente capítulo, se dispuso a solicitar como mínimo tres (3) cotizaciones de instrumentación sísmica (acelerómetros y galgas extensométricas), que para el presente trabajo de grado involucró un total de cuatro (4) empresas, las cuales fueron: *Reftek, R-sensors, Guralp y Omega*.

12.1 Caracterización técnica y evaluación económica para Acelerómetros y galgas extensométricas

a) Marca: Reftek (Representación SSI Soluciones y suministros para la ingeniería)

Para la cotización solicitada, el representante de la marca Reftek ofreció un sistema de monitoreo con *acelerómetro* 131B-01/3 de 3 componentes. Este se caracteriza por tener un rango de frecuencias alto, un amplio rango dinámico, estabilidad a los cambios de temperatura, entre otros (*Tabla 29*).

Por otro lado se ofreció un sistema de monitoreo con *galgas extensométricas*, con 32 canales incluyendo: sistema de adquisición de datos de 14 bits Ethernet, software, módulos de acondicionamiento de señal, galgas extensométricas y cables para conexión de las galgas al sistema de adquisición de datos (*Tabla 29*).

1. REFTEK (Representante SSI Soluciones y Suministros para Ingeniería)				
Tipo	Cantidad	Valor Unitario	TRM*	Precio en pesos (incluye IVA y gastos de importación y nacionalización)
Acelerómetro triaxial 131B-01/3	13	USD 2.582,10	3148	\$ 105.665.647
Cable para el sensor 131B-01/03	13	USD 617,10	3148	\$ 25.253.232
Conector para el sensor 131B-01/03	13	USD 52,67	3148	\$ 2.155.303
Sistema de Monitoreo con galgas extensométricas de 32 canales incluyendo: (sistema de adquisición de datos de 14 bits Ethernet, software, módulos de acondicionamiento de señal, galgas extensométricas y cables para conexión de las galgas al sistema de adquisición de datos)	1	USD 21.000,00	3148	\$ 66.105.466
Digitalizador	7	USD 10.193,04	3148	\$ 224.605.221
Gastos de envío		USD 305,93	3148	\$ 963.037
Total Propuesta				\$ 424.747.905

* Incluye IVA y gastos de nacionalización e importación

Tabla 29. Cotización REFTEK

b) Marca: R-Sensors (Representante Geoslac)

Para la cotización solicitada, el representante de la marca R-sensors ofreció el *acelerómetro* (Figura 193) de alto rendimiento de 3 componentes MTSS - 1033A / 1043A. Este, se caracteriza por ser un nuevo modelo diseñado para las mediciones sísmicas de movimientos fuertes, vibraciones industriales y análisis de vibraciones, entre otras cosas



Figura 193. Acelerómetro de 3 componentes MTSS-1033A/1043A (Fuente: Tomada Anexo 1 cotización R-sensors)

Estos acelerómetros son muy completos, pues combinan un excelente tamaño y una mayor sensibilidad, sobre todo en bandas de frecuencia. La retroalimentación electrodinámica proporciona el nivel más alto de precisión el sensor. De esta manera, se cuenta con un amplio rango dinámico, una distorsión más baja y gran estabilidad a altas temperaturas.

Por otro lado, la información que R-sensors facilitó para la compra de un sistema de instrumentación sísmica que incluyera *galgas extensométricas*, no fue suficiente; pues la caracterización técnica y el costo de estos instrumentos fue superficial, lo cual no iba acorde con los objetivos pactados en el presente trabajo de grado, y por esta razón se descartó (Tabla 30).

2. R-sensors (Geoslac)			
Tipo	Cantidad	Valor Unitario	Precio en pesos (incluye IVA y gastos de importación y nacionalización) *
Acelerometro triaxial MTSS 1043A + Cable de 5 metros	13	\$ 6.120.560	\$ 98.851.206
Digitalizador	7	\$ 32.086.460	\$ 224.605.221
Total Propuesta			\$ 323.456.426

* Incluye IVA y gastos de nacionalización e importación

Tabla 30. Cotización R-Sensors

c) Marca: Guralp UK (Representante Dirimpex)

Para la cotización solicitada, el representante de la marca Guralp ofreció un sistema de monitoreo con *acelerómetros* CMG-5TC de 3 componentes. Este se caracteriza por tener un rango de frecuencias alto, un amplio rango dinámico >140dB, estabilidad a los cambios de temperatura, entre otros (Tabla 31).

Por otro lado, la información que Guralp facilitó para la compra de un sistema de instrumentación sísmica que incluyera *galgas extensométricas*, no fue suficiente; pues la caracterización técnica y el costo de estos instrumentos fue superficial, lo cual no iba acorde con los objetivos pactados en el presente trabajo de grado, y por esta razón se descartó.

3. Guralp UK (Dirimpex)					
Tipo	Cantidad	Valor Unitario	TRM*	Precio en pesos (incluye IVA y gastos de importación y nacionalización)	
Acelerómetro Triaxial Fuerza Balanceada CMG-5TC	13	USD 2.959,69	3148	\$	121.117.834
20 Metros de cable para Sensor Guralp	13	USD 433,13	3148	\$	17.724.528
Tornillo de fijación y tuerca para CMG-5TC	13	USD 14,44	3148	\$	591.043
Digitalizador	7	USD 10.193,04	3148	\$	224.605.221
Total Propuesta					\$ 364.038.625

* Incluye IVA y gastos de nacionalización e importación

Tabla 31. Cotización Guralp UK

d) Marca: OMEGA

Como se había descrito en el numeral 4.5.2.2 b) Omega Ingeniería es una empresa norte Americana, encargada de la producción y distribución de implementos de instrumentación sísmica a nivel mundial, como *galgas extensométricas*. Para el caso específico, omega ofreció dos importantes instrumentos los cuales son: *galgas extensométricas para materiales homogéneos (Figura 29)* y *galgas extensométricas para materiales no homogéneos (Figura 30)*. Para el primer caso, la referencia fue SGD-150/240-LY40 y para el segundo caso la referencia fue SGD-13/1000-LY43.

4. OMEGA (Únicamente Galgas extensométricas)					
Tipo	Cantidad	Valor Unitario	TRM*	Precio en pesos (incluye IVA y gastos de importación y nacionalización)	
Galgas extensométrica SGD-150/240-LY40 (Para materiales no homogéneos como el concreto) **	3	USD 39.00	3148	\$	368,302
Galgas extensométrica SGD-13/1000-LY43 (Para materiales homogéneos como el Acero) **	23	USD 24.60	3148	\$	1,781,070
DAQ	8	USD 10,728.71	3148	\$	270,181,496
Total Propuesta					\$ 272,330,868

* Incluye IVA y gastos de nacionalización e importación

** Incluye 5 unidades por valor unitario

Tabla 32. Cotización OMEGA

12.2 Selección y costo total de la propuesta de instrumentación sísmica para el nuevo edificio de investigación y laboratorios de la facultad de ingeniería

En la Tabla 33 se observa el valor total de las cuatro (4) cotizaciones y lo incluye cada una. De antemano, se puede evidenciar que las tres (3) primeras empresas se especializan en sistemas de monitoreo con acelerómetros, mientras que la cuarta (omega), se especializa en sistemas de monitoreo con galgas extensométricas. Por esta razón, se decidió seleccionar dos empresas. La primera para únicamente la instrumentación con acelerómetros, y la segunda para únicamente instrumentación con galgas extensométricas.

Descripción	EMPRESA			
	1. REFTEK (SSI Soluciones y Suministros para Ingeniería)	2. R-Sensors (Geoslac)	3. Guralp UK (DIRIMPEX)	4. OMEGA
INCLUYE :				
Cotización Acelerometro	SI	SI	SI	NO
Cotización Galgas extensométricas	SI	NO	NO	SI
Sistema de instalación acelerometro	SI	NO	SI	NO
Sistema de instalación Galgas extensométricas	SI	NO	NO	SI
Costo de envío	SI	NO	NO	SI
Total Propuesta	\$ 424,747,905.48	\$ 323,456,426.49	\$ 364,038,625.31	\$ 272,330,867.60

Tabla 33. Valor total cuatro (4) cotizaciones

Finalmente, para escoger a las dos empresas se tuvo en cuenta dos aspectos. El primero: poder darle continuidad tecnológica con lo que actualmente tiene la Universidad, y el segundo: asegurar la mejor resolución de los instrumentos. Por lo anterior, las empresas escogidas fueron: a) OMEGA, pues su énfasis es la instrumentación con galgas extensométricas lo cual asegura una buena representación en el mercado y la más completa cotización; y b) GURALP (DIRIMPEX), pues asegura la mejor resolución de los instrumentos con >160 dB y se le daría continuidad tecnológica a la instrumentación implementada en el Edificio Hernando Arellano Ángel, obteniendo un costo total de instrumentación sísmica de **\$636,369,492.91** (Tabla 34).

PROPUESTA ESCOGIDA		
Total propuesta 3, Guralp UK (DIRIMPEX)	Acelerometros	\$ 364,038,625.31
Total propuesta 4, OMEGA	Galgas extensometricas	\$ 272,330,867.60
TOTAL INSTRUMENTACIÓN		\$ 636,369,492.91

Tabla 34. Propuestas escogidas

13. CONCLUSIONES

- Para el análisis de la respuesta sísmica bidimensional del suelo ante un evento sísmico, se pudo evidenciar que debido a los aspectos topográficos, geológicos y geomorfológicos de la zona, no se obtuvo ninguna amplificación de onda. Esto, debido a que la roca se encuentra a una profundidad de 4 metros desde la superficie, y la cimentación de la estructura a una profundidad de 14 metros, es decir, la estructura se encuentra cimentada sobre roca.
- Para lograr un porcentaje mayor al 90% de participación de la masa del sistema es necesario analizar 542 modos de vibración, por este motivo se estudió los 6 primeros modos de vibración donde se obtuvo un porcentaje cercano al 80% de la participación de la masa así son estos 6 modos de vibración los que la instrumentación busca determinar.
- Con base en las funciones de transferencia entre acelerómetros en los diferentes niveles del edificio y en la base, se pudieron establecer los lugares óptimos para la ubicación de estos, con el fin de poder medir las frecuencias de vibración por lo menos para los 6 primeros modos de la estructura.
- Por medio del análisis sísmico no lineal de pushover se logró determinar los puntos críticos sometidos a grandes esfuerzos donde se pueden implementar galgas extensométricas.
- Para el cálculo de la deformación unitaria se implementó la norma FEMA 356 para elementos en acero y la ATC 40 para elementos en concreto.
- Luego de la evaluación técnica y económica de las cuatro empresas referenciadas en el numeral 12, los dos aspectos que fundamentaron la selección de las mejores propuestas para la instalación de acelerómetros, fueron poder darle continuidad tecnológica con lo que actualmente tiene la Pontificia universidad javeriana y asegurar la mejor resolución de los instrumentos con un valor mayor a 160 dB.
- Con base en los parámetros dinámicos obtenidos bajo los análisis sísmicos lineales y no lineales de la estructura, se requiere implementar un total de 13 acelerómetros, distribuidos en la plantas 4,8 y 14 y un acelerómetro en la base. Así mismo, se necesitan instrumentar un total de 32 elementos estructurales, distribuidos en en 29 elementos de acero y 3 elementos en concreto.

- Dependiendo del contenido frecuencial del sismo de entrada es posible establecer solamente algunos modos de vibración, esto se puede evidenciar en el sismo de México para el cual sólo fue posible medir frecuencias de vibración bajas correspondientes a los 3 primeros modos de vibración con frecuencias de 0.32, 0.37 y 0.48 Hz respectivamente.

14. RECOMENDACIONES

- Se recomienda implementar sensores de temperatura para los elementos de la fachada, ya que estos registran variaciones de dilatación y contracción del elemento en el transcurso del día.
- Es necesario realizar un análisis multimodal de pushover debido a que la respuesta dinámica de la estructura depende de más de dos modo de vibración (para que participe al menos más de 80 % de la masa se requieren más de 6 modos de vibración).

15. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bolt, B. (1978). Earthquakes: A Primer. San Francisco: W.H. Freeman & Company.

Celebi M, Kalkan E. Status and needs for seismic instrumentation of structures along the hayward fault.

Colombia (2010), Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, Bogotá. pp. 113-115.

Colombia, Alcaldía mayor de Bogotá D.C, “Decreto No. 523 de 16 de diciembre de 2010, por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C, Bogotá.

CNI Ingenieros consultores S.A.S (2015). Memoria de cálculo estructural edificio de laboratorios de ingeniería de la pontificia Universidad javeriana, Bogotá, Colombia

Craig D. Comartin (1996). Seismic evaluation and retrofit of concret buildings, volumen 1. California, Estados Unidos

Dirección de recursos Físicos de la Pontificia Universidad Javeriana, (2013), “Plan maestro y de desarrollo urbanístico y arquitectónico de la planta física de la Pontificia Universidad Javeriana”.

García Reyes E, (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmic, Bgoota, Colombia.

Geotecnia y cimentaciones (1992). “Estudio geotécnico Puente peatonal calle 40 Edificio Gabriel Giraldo”. Bogotá.

Ifo ingenieros de suelos (2014) Estudio de suelos y análisis de cimentación del edificio laboratorios Ingenieria universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

Instituto Geofísico Universidad Javeriana (2002). Microzonificación sísmica del campus de la pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

Jiménez L., Cruz A. y Marulanda J. (2012, Septiembre) “Desarrollo e implementación de un sistema de monitoreo estructural en tiempo real para un edificio en escala real”.

Kellogg J.N, Vega V. (1995). Tectonic Development of Panama, Costa Rica and the Colombian Andes: Constraints from global positioning system geodetic studies and gravity, Geological Society of America.

Rodríguez J. A. (2004). Estudio particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas lote de la calle 39 con carrera 7, bogotá, Colombia.

Rodríguez J. A. (2005). Estudio particular de respuesta local de amplificación de ondas sísmicas lote de la carrera 7 con calle 45, bogotá, Colombia.

Ruiz D. M, Jaramillo R. y Riveros C.E (2012, Diciembre), “Edificios de concreto reforzado siguiendo la NSR-10 sismo de quietame registrado en Bogotá D.C”, en *Revista Ingeniería y ciencia*, pp. 1-144.

Ruiz D. M, Jaramillo R. y Gallego M. (2013), “Instrumentación sísmica del edificio del laboratorio de pruebas y ensayos de la calle 40”.

Sauter, F. (1989). Fundamentos de ingeniería sísmica: Introducción a la sismología, Costa Rica: Editorial tecnológica de Costa Rica

Shakal F. y Huang J., (2008, Noviembre), “Strong motion instrumentation of buildings”, en *Insights*, pp. 60-61.

Shearer, P.M. (2009). Introduction to Seismology, New York. United States of America.

Laboratorio de pruebas y ensayos de la Pontificia Universidad Javeriana (2013-2014). Estudio de Suelos del edificio Hernando Arellano Ángel.

16. ANEXOS