

UNIVERSIDAD DE LAS PALMAS DE GRAN CANARIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES



UNIVERSIDAD DE LAS PALMAS
DE GRAN CANARIA



PROYECTO FIN DE CARRERA

ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN. ESTUDIO DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA

AUTOR:

ALEJANDRO MENDOZA GODOY

TUTORES:

DR. D. JUAN JOSÉ AZNÁREZ GONZÁLEZ

D. FIDEL GARCÍA DEL PINO

TITULACIÓN:

INGENIERÍA INDUSTRIAL

JULIO 2008

A mis padres.

Quiero aprovechar estas líneas para dar las gracias a mis padres por todo lo que han trabajado para que yo sea hoy lo que soy. Agradezco también el apoyo del resto de la familia, Montse y amigos. Quiero dar las gracias igualmente a mis tutores por la implicación, entrega y tiempo que han dedicado a que la realización de este trabajo haya significado una etapa satisfactoria de mi vida. Por último quiero hacer mención especial a Luis Alberto Padrón Hernández, al que le debo dar las gracias por todas y cada una de las páginas contenidas en este proyecto.

ÍNDICE GENERAL

1.- CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1.- ANTECEDENTES	3
1.2.- OBJETIVOS DEL PROYECTO	4
1.3.- RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS	7
1.3.1.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA	8
1.3.2.- PRESENTACIÓN DE LOS PROBLEMAS	10
1.4.- METODOLOGÍA UTILIZADA	10
1.5.- DESCRIPCIÓN DE CONTENIDOS	13
2.- CAPÍTULO II: ANÁLISIS DINÁMICO Y MÉTODO DE LOS ELEMENTOS DE CONTORNO	17
2.1.- INTRODUCCIÓN	19
2.2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS EN PROBLEMAS ESCALARES Y ELÁSTICOS	19
2.2.1.- ECUACIONES BÁSICAS DE LA ELASTODINÁMICA LINEAL	19
2.2.2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS EN MEDIOS VISCOELÁSTICOS	23
2.2.3.- ONDAS DE PRESIÓN EN FLUIDOS	28
2.2.4.- ECUACIONES DE GOBIERNO EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA	30
2.3.- FORMULACIÓN INTEGRAL DEL PROBLEMA	32
2.3.1.- FORMULACIÓN INTEGRAL PARA EL PROBLEMA VISCOELÁSTICO. SOLUCIÓN FUNDAMENTAL ARMÓNICA	32
2.3.2.- FORMULACIÓN INTEGRAL PARA EL PROBLEMA ESCALAR. SOLUCIÓN FUNDAMENTAL ARMÓNICA	41
2.4.- EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS DE CONTORNO APLICADO SOBRE PROBLEMAS ARMÓNICOS	45
2.4.1.- APLICACIÓN DEL MEC EN MEDIOS VISCOELÁSTICOS	45
2.4.2.- APLICACIÓN DEL MEC EN MEDIOS ESCALARES	49
2.4.2.1.- MÉTODO DE LAS IMÁGENES	51
2.4.2.2.- CONTORNO DE CIERRE	53
2.4.3.- ACOPLAMIENTO ENTRE REGIONES	55
2.4.3.1.- INTERFASE VISCOELÁSTICO - VISCOELÁSTICO	55

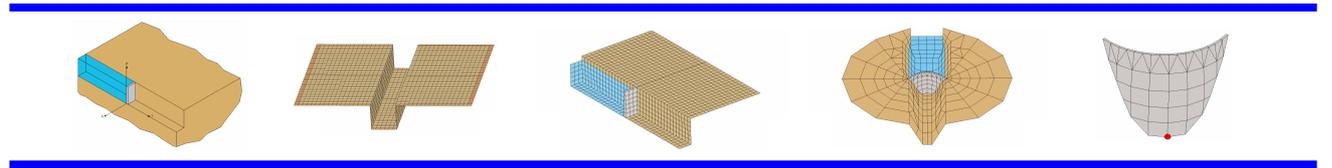
2.4.3.2.- INTERFASE ESCALAR - ESCALAR	56
2.4.3.3.- INTERFASE VISCOELÁSTICO - ESCALAR.....	57
2.4.4.- ASPECTOS RELACIONADOS CON LA APLICACIÓN DEL MEC	61
2.4.4.1.- TIPO DE ELEMENTOS DE CONTORNO	61
2.4.4.2.- EVALUACIÓN DE LAS INTEGRALES EN EL CONTORNO. SINGULARIDADES	63
2.4.4.3.- DUPLICACIÓN DE LOS NODOS EN LOS BORDES ANGULOSOS. PROBLEMA DE ESQUINA	67
2.4.5.- SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE UN SEMIESPACIO DE GEOMETRÍA ARBITRARIA ACOPLADO A UNA ESTRUCTURA Y EXCITADO CON ONDAS (SH, P, SV O RAYLEIGH).....	70
3.- CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS	73
3.1.- INTRODUCCIÓN	75
3.2.- ESTRUCTURA PLANA DE CONTENCIÓN DE AGUAS QUE CIERRA UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR.....	76
3.2.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	76
3.2.2.- ANÁLISIS PREVIOS. DEFINICIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS DE CONTORNO	77
3.2.3.- PROBLEMA DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA.....	87
3.2.4.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE EN LA RESPUESTA SÍSMICA.....	91
3.2.4.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA	91
3.2.4.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESA	113
3.2.4.3.- ANÁLISIS DE LA TENSIÓN T_x EN LA BASE DE LA PRESA	115
3.2.4.3.- ANÁLISIS LA PRESIÓN A LO LARGO DE LA VERTICAL DE LA PRESA	127
3.2.5.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LA BASE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA PRESA	130
3.2.5.1.- EVOLUCIÓN DEL MOVIMIENTOS EN CORONACIÓN CON LA RIGIDEZ DE LA BASE	131

3.2.5.2.- EVOLUCIÓN DE LA TENSION EN LOS ESTRIBOS CON LA RIGIDEZ DE LA BASE.....	132
3.3.- PRESA DE MORROW POINT	137
3.3.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	137
3.3.2.- MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE ABIERTO.....	139
3.3.2.1.- PRESENTACIÓN DEL MODELO	139
3.3.2.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN LA CORONACIÓN DE LA PRESA	141
3.3.2.3.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN EL ESTRIBO DE LA PRESA	146
3.3.3.- MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE CERRADO	153
3.3.3.1.- PRESENTACIÓN DEL MODELO	153
3.3.3.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN LA CORONACIÓN DE LA PRESA	155
3.3.4.- MODELO DE CANAL PROFUNDO CON EMBALSE ABIERTO.....	158
3.3.4.1.- PRESENTACIÓN DEL MODELO	158
3.3.4.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN LA CORONACIÓN DE LA PRESA	159
3.3.4.3.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN EL ESTRIBO DE LA PRESA	162
3.3.5.- SÍNTESIS DE CURVAS Y ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA DEL CAÑÓN EN LA RESPUESTA SÍSMICA	167
3.4.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	170
4.- CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS	173
4.1.- INTRODUCCIÓN	175
4.2.- ESTRUCTURA PLANA DE CONTENCIÓN DE AGUAS QUE CIERRA UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR	176
4.2.1.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ANTE ONDAS SH CON DIFERENTE ÁNGULOS DE INCIDENCIA.....	177
4.2.1.1.- PROBLEMA DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA	177

4.2.1.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA	191
4.2.1.3.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESA	200
4.2.2.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ANTE ONDAS DE RAYLEIGH CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA	208
4.2.2.1.- INTRODUCCIÓN A LAS ONDAS DE RAYLEIGH	208
4.2.2.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESA	210
4.3.- PRESA DE MORROW POINT	217
4.3.1.- MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE ABIERTO	218
4.3.1.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA	218
4.3.1.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LOS ESTRIBOS DE LA PRESA	226
4.3.1.2.1.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE ÁNGULO DE INCIDENCIA	228
4.3.1.2.2.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE	249
4.3.1.2.3.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA A LO LARGO DEL ESTRIBO	251
4.3.2.- MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE CERRADO	256
4.3.2.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA	257
4.3.3.- MODELO DE CANAL PROFUNDO CON EMBALSE ABIERTO	265
4.3.3.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA	265
4.3.3.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LOS ESTRIBOS DE LA PRESA	271
4.3.3.2.1.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE ÁNGULO DE INCIDENCIA	272
4.3.3.2.2.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE	283

4.3.3.2.3.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA A LO LARGO DEL ESTRIBO	286
4.4.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	291
5.- CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LA REPSUESTA SÍSMICA PROVOCADA POR ONDAS QUE INCIDEN SIMULTÁNEAMENTE SOBRE LA ESTRUCTURA	293
5.1.- INTRODUCCIÓN	295
5.2.- ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE AGUAS PLANA	303
5.2.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN CORONACIÓN PROVOCADO POR LA COMBINACIÓN DE ONDAS INCIDIENDO CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA.	304
5.2.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESAPROVOCADO POR LA COMBINACIÓN DE ONDAS INCIDIENDO CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA.	311
6.- CAPÍTULO VI: REVISIÓN, CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS	321
6.1.- REVISIÓN Y CONCLUSIONES.....	323
6.2.- DESARROLLOS FUTUROS	327

CAPÍTULO I



INTRODUCCIÓN

1.1.- ANTECEDENTES

La dinámica estructural es una disciplina importante para la formación de un ingeniero industrial. Ante problemas tan diversos como grandes rascacielos sometidos a la acción del viento, puentes que son atravesados por trenes a grandes velocidades o grandes estructuras que son sacudidas por la acción de un terremoto, se requiere de técnicos cualificados para optimizar el diseño y construcción de dichas estructuras con una plena seguridad de su resistencia ante las acciones dinámicas a las que están sometidas.

En las últimas décadas la dinámica de estructuras ha experimentado un creciente interés por parte de los ingenieros estructurales. Esto ha desatado una gran cantidad de estudios e investigaciones en este campo. Los modelos clásicos se han ido sustituyendo por modelos que tienen en cuenta más factores determinantes en la respuesta de los diversos problemas estudiados.

Dentro del ámbito de la dinámica estructural se engloba evidentemente el estudio de estructuras sometidas a la acción de un terremoto, un campo de especial interés debido a los conocidos efectos devastadores que pueden provocar los terremotos. Durante las últimas décadas se han experimentado sustanciales avances, con destacables aportaciones del mundo de la investigación a este campo. De esta forma se han conseguido modelos cada vez más cercanos a la realidad del problema.

Sin embargo, en lo que respecta a la respuesta sísmica de estructuras existen gran cantidad de aspectos desconocidos o no entendidos en su totalidad. Dentro de ellos, el factor más determinante del problema, la excitación sísmica en sí, es la gran desconocida. El carácter aleatorio de la excitación y la incertidumbre sobre muchos aspectos del emplazamiento complican el estudio de este tipo de problemas.

La dinámica estructuras y concretamente el análisis sísmico de estructuras es uno de los principales campos de investigación de la División de Mecánica de Medios Continuos y Estructuras, pertenecientes al Instituto Universitario SIANI, de la Universidad de las Palmas de Gran Canaria, a la que me he incorporado durante el periodo de realización del trabajo de investigación “Análisis sísmico de una estructura

de contención. Estudio de los factores que influyen en la respuesta” que se presenta como Proyecto Fin de Carrera en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad de las Palmas de Gran Canaria.

Todo lo que en el presente proyecto se desarrolla debe entenderse como una continuación al trabajo realizado por los investigadores principales del grupo y diversos colaboradores. Este grupo trabaja desde hace años en modelos para el análisis sísmico de presas, mas concretamente para el caso de presas de bóveda. Gran parte del software utilizado para los cálculos de este trabajo de investigación ha sido desarrollado por el propio grupo de investigación.

Mediante esta investigación se pretende dar un paso más en el conocimiento de la respuesta sísmica de presas de bóveda. Las nuevas líneas de investigación que durante mi estancia en el grupo se han iniciado, y que se plasman en este proyecto, ofrecen diversas vías que admiten un profundo desarrollo en un futuro cercano.

Se trata de un proyecto donde se aplican los modelos desarrollados en el área para poner de manifiesto aspectos importantes que determinan la respuesta sísmica de presas. Se analizan factores a los que hasta ahora no se les había prestado gran atención y que son sin duda determinantes en la respuesta sísmica de presas y por tanto deben ser examinados con mayor profundidad.

1.2.- OBJETIVOS DEL PROYECTO

El objetivo último que se persigue mediante la elaboración del presente proyecto es determinar la influencia de varios factores en la respuesta sísmica de estructuras de contención de aguas, de tal forma que se consigan abrir nuevas líneas de investigación en este campo. Los principales factores que se analizarán son la influencia del nivel de agua contenida en el embalse y el ángulo con el que las ondas sísmicas inciden sobre la estructura. Se analizarán además de forma secundaria otros factores que tienen también significación en la respuesta. Mediante todo ello se pretende profundizar en el conocimiento del problema.

Se trata de un trabajo con una gran carga de resultados que nos permitirán obtener unas conclusiones claras en relación con los objetivos que se persiguen. Para ello nos centramos en presentar los problemas y resultados de la forma más precisa posible, con el fin de elaborar un material que pueda ser utilizado por investigadores que se centren en este tema o en algún otro relacionado.

A parte de los objetivos propios del proyecto como trabajo de investigación, la labor desarrollada pretende otros objetivos relacionados con la formación del ingeniero, tanto en materia de investigación, como en la disciplina de la dinámica de estructuras, que no debería quedar de lado en el aprendizaje del ingeniero industrial.

Los objetivos a cumplir se definen a lo largo de las siguientes líneas con mayor profundidad:

- Estudio de las bases de la elastodinámica lineal (lo que supone una extensión de la asignatura troncal Resistencia de Materiales I), haciendo hincapié en la comprensión de los fenómenos de propagación de ondas elásticas y la formulación matemática asociada.
- Estudio de los modelos de excitación sísmica vinculados a la propagación de ondas elásticas en el suelo. Comprensión de la naturaleza propagatoria del sismo, lo que conlleva que puntos del suelo separados entre sí estén sometidos en un instante determinado a desplazamientos de diferente valor, e incluso en desfase. Esta cuestión se ha revelado de suma importancia en el caso de estructuras de gran tamaño, como es el caso que se analiza.
- Estudio de las bases de los métodos numéricos que han servido para el desarrollo de software aplicable al análisis de propagación de ondas en medios elásticos y al análisis sísmico de estructuras. Dicho software, basado en el Método de Elementos de Contorno ha sido desarrollado por los integrantes del grupo de investigación de la División de Mecánica de Medios Continuos y Estructuras, pertenecientes al Instituto Universitario SIANI, de la Universidad de las Palmas de Gran Canaria.

- Preparación para el uso de los programas informáticos que se emplean para obtener la respuesta sísmica de estructuras de contención de aguas. Para el entrenamiento con dichos programas se trataron problemas de menor envergadura, siempre bajo la tutela de los tutores de este Proyecto Fin de Carrera, con el fin de obtener un manejo fluido y eficaz de este software y realizar una interpretación correcta de los resultados obtenidos a través de ellos.
- Desarrollo del modelo de los diferentes problemas a estudiar. Evaluación de la respuesta sísmica de presas centrándonos en dos problemas. En primer lugar se analiza un problema simplificado. Se trata de un muro plano que cierra un canal de sección rectangular. El análisis se extiende posteriormente a un problema de geometría real (presa de Morrow Point, Colorado, USA) muy estudiada en la bibliografía existente. Los modelos tendrán en cuenta los avances realizados en los últimos tiempos en el campo de la ingeniería sísmica, como el carácter tridimensional de la excitación o el efecto de la interacción suelo-agua-estructura.
- Análisis de diversos factores determinantes de la respuesta sísmica centrándonos en el estudio del nivel de agua contenido en el embalse y en el ángulo de incidencia de las ondas sísmicas. Se estudiarán también otros factores, como la geometría del cañón, la consideración de embalse abierto o cerrado o la respuesta de diversas combinaciones de ondas sísmicas.
- Obtener una amplia batería de resultados y exponerlos de forma clara, de tal forma que pueda ser utilizada como material didáctico o incluso como referencia para otros estudios similares.

1.3.- RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS.

Dentro de la seguridad estructural, la seguridad de estructuras de contención de aguas tiene gran importancia, tanto social como económica, por la gran cantidad de recursos naturales, medios de producción y vidas humanas que dependen de ella.

La conciencia tomada por parte de los técnicos y promotores de la importancia de la seguridad estructural ha conducido al desarrollo de costosas precauciones. Debido a esto, la cantidad de catástrofes por fallo de presas en el mundo ha sido pequeña. Sin embargo, el poco conocimiento que se tiene sobre el problema y la magnitud de una posible catástrofe, hacen necesario emprender nuevos estudios científicos y técnicos que contribuyan a acercarnos al conocimiento pleno del problema. Obtener de forma precisa la respuesta sísmica de una presa ante la aleatoriedad que representa un terremoto es uno de los objetivos de muchos investigadores que se centran en este campo.

Para tener conciencia de la importancia del problema sólo tenemos que remontarnos al 12 de mayo de 2008 en el que un seísmo de 7,8 grados en la escala de Richter sacudió China. Durante este terremoto se estima que 391 presas, dos de ellas de gran tamaño, quedaron afectadas por el terremoto, encontrándose en algunas de ellas grietas muy peligrosas. Este hecho pone de manifiesto las posibles catástrofes que puede llevar consigo la acción de un terremoto.

Nos centraremos en el estudio de presas de bóveda, por ser las más comunes. El conocimiento del comportamiento de estas presas entraña más dificultades que el de la presas de gravedad.

En los últimos tiempos se han llevado a cabo grandes avances en el estudio de la respuesta sísmica de presas, teniendo en cuenta factores de gran importancia que en los estudios clásicos eran dejados de lado. Sin embargo existen factores que son todavía desconocidos en gran medida. Durante este proyecto se pretende realizar una pequeña aportación al conocimiento de algunos factores que todavía no se han estudiado en profundidad.

Se va a realizar a continuación un breve recorrido por los factores que influyen en la respuesta sísmica de presas. Téngase en cuenta que estos factores no son completamente independientes entre sí.

1.3.1.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA

Factores que influyen sobre el desplazamiento de campo libre

Conviene definir en primer lugar lo que se entiende por desplazamiento de campo libre. Son los desplazamientos en puntos de la superficie del terreno provocados por la acción de las ondas sísmicas, en ausencia de la estructura.

Los desplazamientos de campo libre están influenciados en buena parte por la composición de las ondas sísmicas y su ángulo de incidencia. El ángulo de incidencia de la onda representa un aspecto que se tratará con gran profundidad en este proyecto.

Por otra parte, estos desplazamientos son también debidos a la influencia de las características geológicas y topográficas en el emplazamiento de la estructura. Esta vertiente ha sido analizada ya por una gran cantidad de estudios teóricos y experimentales.

El carácter espacial de la excitación

Es un aspecto muy relacionado con el anterior y se refiere al carácter viajero de las ondas sísmicas y al tamaño de la estructura analizada

Si se hace la consideración de suelo infinitamente rígido, el problema se puede resolver con una excitación idéntica que actúa en todos los puntos de la cimentación de la estructura. En caso de suelos flexibles, se puede hacer la misma consideración, en caso de que el tamaño de la estructura sea inferior a la longitud de las ondas sísmicas que inciden sobre la estructura.

Sin embargo, para estructuras con unas dimensiones del orden de la longitud de la onda que se propaga, se tendrán que tener en cuenta la variación del campo de

desplazamientos entre diferentes puntos de la cimentación, con lo que no será válida la hipótesis de suelo infinitamente rígido. En el caso de los problemas que se trataran no se puede realizar evidentemente esta consideración

Fenómenos de interacción dinámica

Son muchos los estudios, que confirman influencia de la interacción dinámica en la respuesta sísmica del sistema.

En primer lugar, cabe considerar la interacción entre el terreno y la estructura, de tal forma que la simple presencia de la estructura, altera los desplazamientos de la superficie libre del terreno ante una excitación sísmica, respecto a los desplazamientos de campo libre. Esta alteración vendrá determinada en gran medida por la relación entre la rigidez de la estructura y la del terreno en la que se sustenta.

En el caso de considerar un suelo mucho más rígido que la estructura, los desplazamientos en la base de la misma serían idénticos a los de campo libre. Sin embargo al realizar la consideración de suelo flexible, la rigidez de la estructura influye en los desplazamientos de la interfase entre los dos medios. El acoplamiento entre suelo flexible y estructura modifica las frecuencias propias del sistema y provoca un aumento de la energía disipada. Por tanto, un modelo que no considere la interacción suelo-estructura daría una respuesta imprecisa del problema. Durante el trabajo se incluye un breve análisis de cómo varía la respuesta sísmica al variar la relación entre la rigidez del suelo y la de la estructura.

Con la inclusión del agua en el modelo se incrementan los fenómenos de interacción entre los distintos medios (presa-terreno-agua). La respuesta sísmica del modelo, vendrá determinada por la interacción conjunta estos medios y presenta diferencias significativas con respecto a modelos que no tienen cuenta esta interacción, los cuales no están analizando de forma completa el problema real.

Todos estos factores se tienen en cuenta mediante el modelo utilizado para abordar el problema. Recordemos que se prestará especial interés a la influencia del

nivel de agua contenido en el embalse y al ángulo de incidencia con el que las ondas atacan a la estructura.

1.3.2.- PRESENTACIÓN DE LOS PROBLEMAS

Para el análisis de la respuesta sísmica de presas se ha decidido analizar dos problemas.

El primero de ellos representa un problema simplificado de presas de bóveda reales. Se utiliza un muro plano y un cañón de sección rectangular. La simplicidad del problema aporta algunas ventajas. Nos permite estudiar los factores en una geometría más simple, por lo que se supone se obtendrán unos resultados más claros.

En segundo lugar se estudiarán varios modelos de la presa de Morrow Point, situada en el Parque Nacional del cañón Negro, Río Gunnison, Colorado (USA). Se trata de una presa clásica en estudios sísmicos realizados por algunos de los investigadores más importantes en este campo, y que se ha tomado como referencia para el estudio de la respuesta sísmica de presas en nuestro grupo de investigación.

Estos problemas se describirán con mayor profundidad durante los próximos capítulos.

1.4.- METODOLOGÍA UTILIZADA.

En ingeniería existen una serie de problemas planteados, de los cuales es posible obtener la solución analítica mediante la resolución de las ecuaciones de gobierno. Se trata de un grupo reducido de problemas si se compara con la infinidad de problemas existentes. Además, los problemas que permiten obtener solución analítica son generalmente sencillos y admiten gran cantidad de simplificaciones.

Evidentemente, el problema que aquí se afronta no se encuentra dentro del grupo de los que tiene solución analítica. Hace unas décadas, la posibilidad de afrontar por medio de técnicas numéricas este tipo de problemas era una idea utópica. Sin embargo, gracias a la aparición y generalización de las potentes máquinas de cálculo de las que se

dispone en la actualidad, los métodos numéricos aplicados al cálculo estructural, se han tornado en imprescindibles. A través de estos métodos podemos obtener una solución aproximada al problema con una precisión y un costo computacional razonable.

Por otro lado, en el estudio de estructuras de poca envergadura o responsabilidad resulta suficiente con realizar un análisis desvinculado del suelo y la estructura, dando a todos los puntos de la cimentación de la estructura una sollicitación dinámica, como si el suelo se comportara como un sólido rígido y no existieran efectos de interacción entre el suelo y la estructura.

La interacción suelo-agua-estructura es un factor de especial importancia en la respuesta sísmica de presas. Por tanto resulta inadmisibile un análisis desvinculado que no considere la interacción entre los diferentes medios que intervienen en el problema. Hay diversos métodos que pueden ser utilizados para estudiar el problema considerando dicha interacción. En nuestro caso se empleara el Método Directo, en el que se analizan conjuntamente todos los medios implicados en el problema, mediante la aplicación de un método numérico que hace necesaria la discretización de los diferentes medios con la tipología de elemento adecuada.

La solución al problema se puede obtener tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia. En el dominio del tiempo todas las variables tienen dependencia temporal (además de espacial), y se puede seguir una estrategia de resolución paso a paso. El análisis en el dominio de la frecuencia es el que empleamos para obtener la respuesta sísmica de los problemas estudiados. Las variables son de tipo armónico o pueden ser descompuestas en ellos. En el campo complejo de la frecuencia las ecuaciones de gobierno se simplifican en gran medida. El procedimiento a grandes rasgos consiste en obtener la función de transferencia del sistema, mediante la resolución del sistema de ecuaciones que surge de la aplicación de un método numérico sobre las ecuaciones integrales de gobierno del problema. Haciendo uso de estas funciones de transferencia y de la transformada de Fourier se puede obtener la solución temporal del sistema frente a un terremoto determinado. El procedimiento será lógicamente detallado con gran profundidad en capítulos posteriores.

El análisis en el dominio de la frecuencia ofrece importantes ventajas computacionales, pero tiene algunos inconvenientes. No permite tener en cuenta posibles no linealidades. Además la obtención de una respuesta temporal correcta requiere que se estudien una gama de frecuencias bastante altas.

Existen diversas técnicas numéricas empleadas para la obtención de soluciones numéricas de problemas de dinámica de estructuras. Estas técnicas pueden dividirse en dos grandes grupos, técnicas de dominio o técnicas de contorno. Los métodos más importantes de estos dos grupos son el Método de Elementos Finitos (MEF) y el Método de Elementos de Contorno (MEC). Cada uno de los métodos presenta ventajas e inconvenientes, que vamos a analizar brevemente. Sin embargo, como veremos el MEC resulta más adecuado cuando se pretende realizar es el análisis sísmico de una estructura.

El MEC se aplica sobre la formulación integral de gobierno del problema formulada en el contorno. Dicha formulación relaciona las variables primarias del problema (desplazamientos y/o presiones) y sus derivadas (tensiones y/o derivada de la presión) a través de un problema de referencia (solución fundamental). El tratamiento numérico de las ecuaciones integrales exige la discretización de los diferentes contornos en elementos. Dentro de cada elemento, la geometría del problema y el valor que toman las variables se aproxima por medio de unas funciones de aproximación convenientemente escogidas, a partir del valor en los nodos del elemento.

Por medio de un conjunto de soluciones fundamentales independientes se puede obtener un sistema de ecuaciones algebraicas, cuya resolución permite obtener una solución aproximada al problema.

Una breve comparación entre el MEC y el MEF nos permitirá comprender la idoneidad del primero para problemas de análisis sísmico.

En el MEC se discretiza sólo el contorno de los diferentes medios implicados en el problema. Esto provoca que el sistema de ecuaciones resultante sea menor. A su vez el proceso de elaboración de las discretizaciones resulta más sencillo. Sin embargo, el tiempo de computación necesario para obtener soluciones usando el MEC no es

necesariamente menor que el que se necesita cuando se usa el MEF. Debido a las características del MEC, en la matriz del sistema de ecuaciones a resolver, la cantidad de ceros es pequeña, lo que puede dar lugar a tiempos de computación elevados. Para el MEF los términos no nulos de la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones suelen estar agrupados en torno a la diagonal principal lo que hace que el tiempo de computación pueda ser menor.

Cuando las propiedades de los medios son no lineales existe una dificultad añadida. Hay que incluir en la formulación integral integrales de dominio, lo que puede acabar con las ventajas del MEC. En los problemas estudiados se suponen lineales todos los medios.

Pese a las ventajas e inconvenientes indicados para cada uno de los métodos hay una diferencia entre el MEF y el MEC, que convierte a éste último en el más adecuado para el análisis de problemas como el que se nos plantea. El MEC permite contemplar de forma muy natural dominios infinitos o semi-infinitos. Las técnicas de dominio como el MEF se encuentran con la dificultad de la cantidad de medio a discretizar. Además deben cerrar el dominio con contornos artificiales de algún tipo, que en problemas de propagación de ondas provocan reflexiones ficticias de las ondas, que modifican la solución del problema, haciendo que sea menos fiable. Se han hecho números intentos de aminorar este efecto, consiguiéndolo sólo en parte, mediante la ayuda de algunas técnicas. El MEC solo requiere que se discretice cierta cantidad de suelo cercana a la estructura, para representar adecuadamente su carácter no acotado, de tal forma que no se aportan nuevos contornos para cerrar el dominio que puedan alterar la respuesta, por lo que se adapta al problema de forma muy natural. Cuando la importancia de la estructura estudiada requiere gran exactitud en la obtención de resultados el MEC es el método numérico adecuado.

1.5.- DESCRIPCIÓN DE CONTENIDOS.

Tras esta primera aproximación al proyecto, en el siguiente capítulo revisaremos las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de los medios acoplados que intervienen en el problema (suelo-agua-estructura). Se trata lógicamente de ecuaciones de onda que se propagan a través estos medios. Estas ecuaciones constituyen una

extensión de la Elasticidad lineal, involucrando la variable temporal en el problema. Durante el segundo capítulo también se abordará la formulación integral en el contorno y la solución fundamental, lo que nos permitirá plantear el problema. Se detallará el procedimiento de la aplicación del Método de los Elementos de Contorno sobre esta formulación y llegaremos finalmente a plantear el sistema de ecuaciones resultantes, que deberá ser resuelto para obtener una solución aproximada del problema. En la parte final del capítulo nos centraremos en desarrollar algunos aspectos interesantes del MEC, como los tipos de elemento utilizado, la evaluación de términos singulares o la aplicación de las condiciones de contorno.

La aplicación del MEC al análisis sísmico de presas de bóveda se pondrá en práctica a lo largo del tercer capítulo. En él se llevarán a cabo los primeros estudios de los problemas a analizar. Se prestará especial interés a la influencia del nivel de agua contenida en el embalse en la respuesta sísmica. Este capítulo debe ser estudiado con detenimiento, ya que en él se describen profundamente las características de los problemas a estudiar y las discretizaciones utilizadas. También se amplían algunos conceptos sobre los procedimientos para la obtención de resultados.

Se comenzará con el análisis para una estructura de contención de aguas plana, un problema simplificado del problema real de presas de bóveda. Se estudiarán tanto desplazamientos en coronación y en la base, como tensiones en los estribos y presiones hidrodinámicas a lo largo de la vertical del muro, siempre analizando la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta. Se incluye también un breve estudio de la evolución de la respuesta con el aumento de la rigidez de la base, tanto en tensiones como en desplazamientos. Seguidamente se estudian varios modelos de la presa de Morrow Point, prestándose especial interés en el nivel de llenado, aunque también se estudiará la influencia de la geometría del cañón y de la consideración de embalse abierto o cerrado.

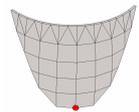
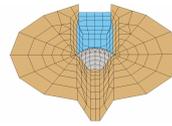
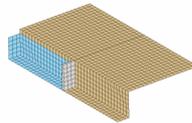
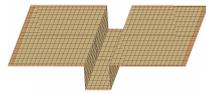
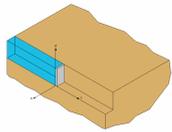
Tras este primer estudio, en el capítulo cuarto se llevará a cabo el análisis de la influencia del ángulo de incidencia de la onda en la respuesta. Se realizará un análisis profundo para los dos problemas y se prestará especial interés a dos zonas concretas de la presa, la parte central de la coronación y los estribos. Se dedicará un pequeño apartado a ondas de Rayleigh que inciden sobre la estructura con diferente ángulo de

incidencia. El estudio del ángulo de incidencia de la onda es uno de los aspectos más interesantes a desarrollar en este proyecto y que admite más líneas de desarrollo futuro, de ahí a lo extenso del capítulo cuarto.

Para finalizar los análisis en el capítulo quinto se dará un paso más en el análisis de la propia excitación sísmica, que como ya se ha indicado alguna vez es uno de los aspectos más desconocidos del problema. Se estudiarán excitaciones formadas por la combinación de dos ondas que atacan a la estructura con diferente ángulo de incidencia. Se realizará un estudio algo más breve que los anteriores, dejando el campo abierto a futuras investigaciones sobre esta cuestión.

En el último capítulo haremos balance de todos los resultados obtenidos en el proyecto, tratando de extraer las conclusiones más interesantes y expresándolas de la forma más clara posible. Así mismo se marcarán las líneas de futuros desarrollos que puedan iniciarse a partir del trabajo de investigación que se ha realizado.

CAPÍTULO II



ELASTODINÁMICA Y MÉTODO DE LOS ELEMENTOS DE CONTORNO

2.1.- INTRODUCCIÓN

A lo largo de este capítulo se desarrollarán los fundamentos teóricos que nos permiten obtener la solución aproximada al problema analizado. El software utilizado se fundamenta en la metodología que se expondrá a continuación.

En la primera parte del presente capítulo se desarrollarán las ecuaciones básicas de gobierno de los diferentes medios que intervienen el problema. Estas ecuaciones representan una extensión de la elastoestática lineal. Se expondrán las ecuaciones expresadas en el dominio del tiempo y en el campo complejo de la frecuencia.

En la segunda parte del capítulo se desarrollará la formulación integral en el contorno, que relaciona el valor de las variables primarias del problema y sus derivadas mediante un problema de referencia (solución fundamental). Mediante la aplicación del Método de los Elementos de Contorno sobre esta formulación y el empleo de un conjunto de soluciones fundamentales podemos llegar a un sistema de ecuaciones que nos permite obtener una solución aproximada al problema. Se estudiará en profundidad el Método de los Elementos de Contorno, y se desarrollará tanto para medios escalares como para medios elásticos.

2.2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS EN PROBLEMAS ESCALARES Y ELÁSTICOS

Se van a estudiar a lo largo de este apartado las ecuaciones que gobiernan el comportamiento dinámico de los medios implicados en el problema que se analiza, es decir, medios elásticos y escalares. Para ello comenzaremos haciendo un breve recorrido por las ecuaciones básicas de la elastodinámica lineal para luego centrarnos en las ecuaciones de propagación de las ondas en cada uno de los medios ya mencionados.

2.2.1.- ECUACIONES BÁSICAS DE LA ELASTODINÁMICA LINEAL

Las ecuaciones básicas de la elastodinámica lineal son análogas a las de la elastoestática, incluyendo la variable tiempo en el problema. Al igual que en elasticidad

las ecuaciones que rigen el comportamiento de los sólidos son las ecuaciones de equilibrio interno en las tres direcciones (en régimen dinámico se incluyen las fuerzas de inercia y disipación), la relación entre deformaciones y desplazamientos y la ley de comportamiento del material. Según se ha comentado, las variables del problema elastodinámico serán funciones que tendrán además de dependencia espacial, dependencia temporal.

En primer lugar analizaremos el tensor de pequeñas deformaciones, que relaciona las deformaciones con las componentes del desplazamiento en un punto del sólido considerado. Estas ecuaciones pueden escribirse en notación de índices como sigue:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \cdot (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2.1)$$

Denotaremos como \mathbf{u} al vector desplazamiento en cada punto del sólido Ω . Este vector tiene tres componentes, cada una de ellas según uno de los ejes de un sistema cartesiano fijo, respecto al que se define la posición del sólido. \mathbf{x} es el vector posición en cada punto del sólido respecto al sistema cartesiano fijo ya mencionado. Consta también de tres componentes. Se puede escribir el vector desplazamiento como:

$\mathbf{u}_i(\mathbf{x}, t)$, vector desplazamiento en el punto i del sólido Ω .

En segundo lugar y siguiendo con las ecuaciones que definen el comportamiento en régimen dinámico de un sólido, tenemos las ecuaciones de equilibrio interno a nivel diferencial, que en notación de índices se escriben como:

$$\sigma_{ij,j} + X_i = \rho \cdot \ddot{u}_i \quad (2.2)$$

Donde:

σ_{ij} son las componentes del tensor de tensiones ($\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$).

X_i son las fuerzas de volumen.

ρ es la densidad del sólido.

Si desarrollamos la ecuación (2.2) se obtienen tres ecuaciones de equilibrio interno.

Por último tenemos la ley de comportamiento del material, que relaciona las componentes del tensor de tensiones con las componentes del tensor de deformaciones. Para materiales homogéneos, isotrópicos y con comportamiento elástico la ecuación constitutiva en notación de índices se reduce a la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (2.3)$$

Donde:

ν es el coeficiente de Poisson.

E es el módulo de elasticidad del material.

δ_{ij} es la delta de Kronecker ($\delta_{ij} = 1$, si $i = j$; $\delta_{ij} = 0$, si $i \neq j$).

Esta ecuación también puede ser escrita de forma inversa:

$$\sigma_{ij} = \lambda \cdot e \cdot \delta_{ij} + 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{ij} \quad (2.4)$$

Donde:

μ es el módulo de rigidez transversal:

$$\mu = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (2.5)$$

λ es la constante de Lamé que se define mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{2 \cdot \mu \cdot \nu}{1-2\nu} \quad (2.6)$$

e representa la dilatación volumétrica:

$$e = \varepsilon_{kk} \quad (2.7)$$

En algunos casos puede resultar interesante utilizar una nueva constante, el módulo de rigidez volumétrica o módulo de compresibilidad (k), que representa la rigidez al cambio de volumen. En el caso de problemas hidrostáticos, k representa la relación entre la presión y el cambio unitario de volumen provocado por ella. Esta constante se relaciona con las incluidas en las ecuaciones (2.3) y (2.4) mediante las siguientes expresiones:

$$k = \lambda + \frac{2}{3} \cdot \mu = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (2.8)$$

Si desarrollamos cualquiera de las relaciones (2.3) ó (2.4) tendremos un total de seis ecuaciones, debido a la simetría del tensor de tensiones y del tensor de deformaciones.

Considerando conjuntamente todas las ecuaciones expuestas, y para problemas tridimensionales, tenemos un total de quince ecuaciones: seis ecuaciones del tensor de deformaciones, tres ecuaciones de equilibrio dinámico y seis ecuaciones de la ley de comportamiento. Por lo tanto se trata de un sistema de quince ecuaciones con quince incógnitas: las tres componentes del vector desplazamiento, las seis componentes del tensor de tensiones y las seis componentes del tensor de deformaciones, cada una de ellas con dependencia espacial y temporal. Esta relación espacio-temporal, determina el carácter ondulatorio de la solución del problema. Si consideramos una sollicitación genérica variable en el tiempo, la respuesta del problema, ya sea en desplazamientos, tensiones o deformaciones serán ondas que se desplazan en el interior del dominio estudiado.

Si se condensa el sistema de quince ecuaciones se obtiene un sistema de tres ecuaciones en función de las tres componentes del vector desplazamiento, las ecuaciones de Navier, que se obtienen sustituyendo la ecuación (2.1) en (2.4) y el

resultado en (2.2). El sistema de ecuaciones se expresa en la siguiente expresión vectorial:

$$\mu \cdot \nabla^2 \cdot \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot \mathbf{u} + \mathbf{X} = \rho \cdot \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.9)$$

Esta ecuación debe cumplirse en cualquiera de los puntos del sólido y en cada instante. La integración permite obtener, mediante la aplicación de las condiciones de contorno y condiciones iniciales en desplazamiento y velocidad, el campo de desplazamientos del sólido. A partir del mismo se puede obtener el tensor de deformaciones y finalmente el tensor de tensiones, mediante las relaciones indicadas a lo largo de este apartado.

En los próximos apartados se van a desarrollar con más profundidad las ecuaciones presentadas hasta ahora para los medios que intervienen en el modelo a estudiar, es decir, medios viscoelásticos y fluidos.

2.2.2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS EN MEDIOS VISCOELÁSTICOS

Para medios viscoelásticos, homogéneos e isótropos, la solución del problema elastodinámico requiere de la integración de las ecuaciones de equilibrio dinámico en desplazamientos (ecuaciones de Navier obtenidas en el apartado anterior):

$$\mu \cdot \nabla^2 \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot \mathbf{u} + \mathbf{X} = \rho \cdot \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.10)$$

El problema de esta integración es que las variables (las tres componentes del vector desplazamiento) están acopladas. Tras unos primeros intentos de Poisson de desacoplar las ecuaciones, fue Stockes quien lo logró, escribiendo la ecuación vectorial en función del módulo de dilatación volumétrica y el vector rotación. El módulo de dilatación volumétrica se define cómo:

$$e = \varepsilon_{kk} = \nabla \cdot \mathbf{u} \quad (2.11)$$

Y el vector rotación:

$$\boldsymbol{\omega} = \nabla \times \mathbf{u} \quad (2.12)$$

La laplaciana del vector desplazamiento en función de estas dos variables, viene dado por:

$$\nabla^2 \mathbf{u} = \nabla e - \nabla \times \boldsymbol{\omega} \quad (2.13)$$

Ecuación que introducida en (2.10), da como resultado:

$$\mu \cdot \nabla \times \boldsymbol{\omega} + (\lambda + 2 \cdot \mu) \nabla e = \rho \cdot \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.14)$$

Donde se han eliminado las cargas de volumen para mayor simplicidad.

Aplicando a la ecuación anterior el operador divergencia se obtiene la ecuación (2.15) y aplicando el operador rotacional la ecuación (2.16):

$$\nabla^2 e = \frac{1}{c_p^2} \cdot \ddot{e} \quad (2.15)$$

$$\nabla^2 \boldsymbol{\omega} = \frac{1}{c_s^2} \cdot \ddot{\boldsymbol{\omega}} \quad (2.16)$$

Para ello se ha tenido en cuenta que la divergencia del vector rotación es nula y que:

$$\begin{aligned} \nabla \cdot (\nabla \times \boldsymbol{\omega}) &= 0 \\ \nabla \times (\nabla e) &= 0 \end{aligned} \quad (2.17)$$

Las ecuaciones (2.15) y (2.16) son la versión desacoplada de las ecuaciones de Navier, son ecuaciones de onda, donde c_p y c_s son constantes que dependen exclusivamente del medio a través del que se propaga la onda. Se relacionan con las propiedades de dicho medio a través las siguientes expresiones:

$$c_p^2 = \frac{\lambda + 2 \cdot \mu}{\rho} \quad (2.18)$$

$$c_s^2 = \frac{\mu}{\rho} \quad (2.19)$$

Las constantes c_p y c_s tienen dimensiones de velocidad y representan la velocidad de propagación de la onda a través del medio. La c_p es la velocidad asociada a la propagación de los cambios de volumen, mientras que la c_s es la velocidad asociada a la propagación de los cambios de forma. La primera es mayor que la segunda por lo que las ondas irrotacionales o dilatacionales, se llaman en sismología ondas primarias (ondas P), ya que alcanzan el primer lugar la estación desde el epicentro del seísmo. Mientras, las ondas rotacionales, se propagan con una menor velocidad y se les llama ondas secundarias (Ondas S). En un determinado medio infinito, homogéneo e isótropo, existen las dos componentes y se propagan de forma independiente.

Si se utilizan las velocidades de propagación (c_p y c_s) como características del medio, la ecuación (2.14) puede escribirse como sigue:

$$-c_s^2 \nabla \times \boldsymbol{\omega} + c_p^2 \nabla e = \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.20)$$

A partir de esta expresión vamos a estudiar el movimiento de los puntos del sólido bajo los efectos de las ondas, en un problema de propagación plana armónica genérico de velocidad c .

El campo de desplazamientos en notación compleja y con amplitud unitaria responde a la siguiente expresión:

$$\mathbf{u} = e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})} \cdot \mathbf{d} \quad (2.21)$$

Donde:

\mathbf{s} es un vector unitario que determina la dirección de propagación.

ω es la frecuencia angular.

k es el número de onda de se define como la relación entre ω y c :

$$k = \frac{\omega}{c} \quad (2.22)$$

\mathbf{x} es el vector de posición en cualquier punto del sólido respecto al sistema cartesiano de referencia.

i es la unidad imaginaria.

\mathbf{d} es un vector unitario en la dirección del movimiento.

Sustituyendo en (2.22) cada uno de los términos de (2.21), se tiene:

$$\nabla \times \omega = -k^2 \cdot \mathbf{s} \times (\mathbf{s} \times \mathbf{d}) \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})} \quad (2.23)$$

$$\nabla e = -k^2 \cdot (\mathbf{s} \cdot \mathbf{d}) \cdot \mathbf{s} \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})} \quad (2.24)$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})} \cdot \mathbf{d} \quad (2.25)$$

Si sustituimos cada uno de estos términos en la ecuación de gobierno (2.20), tenemos:

$$-c_s^2 \cdot (-k^2 \cdot \mathbf{s} \times (\mathbf{s} \times \mathbf{d}) \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})}) + c_p^2 \cdot (-k^2 \cdot (\mathbf{s} \cdot \mathbf{d}) \cdot \mathbf{s} \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})}) = -\omega^2 \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{x})} \cdot \mathbf{d} \quad (2.26)$$

Simplificando esta expresión y teniendo en cuenta que $\mathbf{s} \times (\mathbf{s} \times \mathbf{d}) = (\mathbf{s} \cdot \mathbf{d}) \cdot \mathbf{s}$ y $\omega^2 / k^2 = c^2$, la expresión se convierte en:

$$(c_s^2 - c^2) \cdot \mathbf{d} + (c_p^2 - c_s^2) \cdot (\mathbf{s} \cdot \mathbf{d}) \cdot \mathbf{s} = 0 \quad (2.27)$$

Vamos a estudiar lo que sucede en la ecuación de gobierno cuando esta sollicitación genérica es una onda P o una Onda S. En el primero de los casos la velocidad de propagación de la onda sería c_p , por lo que habría que sustituir en la ecuación la velocidad de propagación de la onda genérica (c) por la velocidad de propagación de la onda P (c_p). En estas circunstancias, la ecuación sólo se verifica para el caso en que $\mathbf{s} = \pm \mathbf{d}$, es decir en el caso en el que la propagación de la onda y el movimiento tienen la misma dirección, por lo tanto en el caso de propagación de una onda P estamos hablando de una onda longitudinal. La dirección de los vectores \mathbf{s} y \mathbf{d} para una onda P se indica en la siguiente figura 2.2.

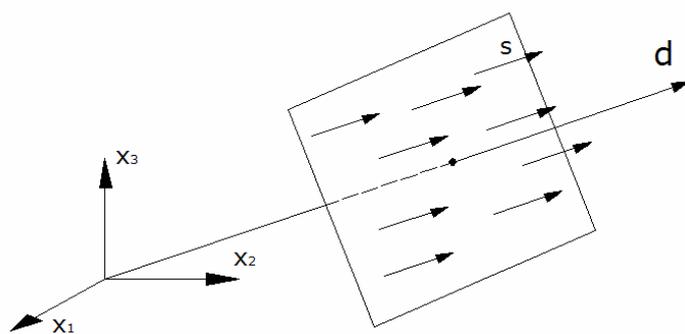


Figura 2.1. Desplazamiento y dirección de propagación. Ondas planas P

Vamos a estudiar a continuación el otro caso. Consideremos que la onda de carácter genérico es ahora una onda S. En tal caso, debemos sustituir en la ecuación de gobierno la velocidad de propagación genérica (c) por la velocidad de propagación de la onda s (c_s). La ecuación se cumple en este caso solo si $(\mathbf{s} \cdot \mathbf{d}) \cdot \mathbf{s} = 0$, lo que requiere que la dirección de propagación de la onda y la dirección del movimiento sean perpendiculares, por lo que las ondas S son ondas transversales. La dirección de los vectores \mathbf{s} y \mathbf{d} para una onda S se representa en la siguiente figura:

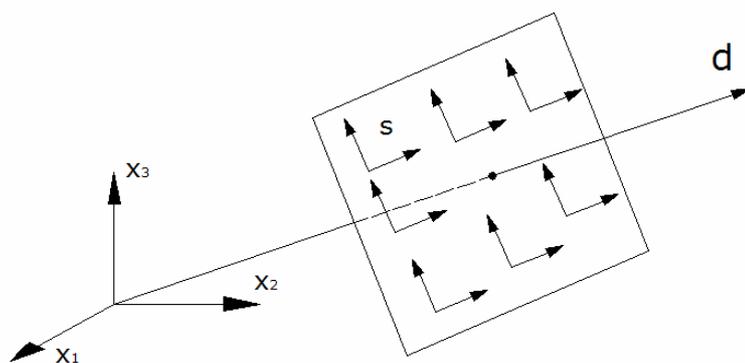


Figura 2.2. Desplazamiento y dirección de propagación. Ondas planas S

Se ha tratado de forma muy esencial las ecuaciones básicas de las ondas y su interpretación para medios viscoelásticos, con el fin de poder tener una base para afrontar el problema que en este proyecto se va a analizar. Para consultar de manera más profunda la teoría elastodinámica puede consultarse Achenbach (1973) y Eringen y Suhubi, (1975).

2.2.3.- ONDAS DE PRESIÓN EN FLUIDOS

El modelo analizado en este proyecto incluye el agua contenida en el embalse, por lo que es conveniente analizar también las ecuaciones de gobierno para el caso de un medio fluido. Las ecuaciones se tratarán considerando el agua como fluido compresible, no viscoso (fluido perfecto), con comportamiento elástico y lineal, trabajando en un rango de pequeñas perturbaciones.

Los fluidos reales tienen un determinado valor de la viscosidad, sin embargo, al realizar la consideración de fluido perfecto no se perderá prácticamente exactitud en los resultados ya que en la parte fluida del problema, los efectos inerciales predominan sobre los viscosos. No se tienen en cuenta los efectos de las turbulencias.

La consideración de un fluido perfecto conlleva que éste no transmita tensiones tangenciales. Por lo tanto el tensor de tensiones en cualquier punto del fluido, está únicamente constituido por las tres componentes normales (componente esférica), que además son idénticas entre sí e iguales en módulo al valor de la presión en el punto. De esta forma se tiene:

$$\sigma_{11} = \sigma_{22} = \sigma_{33} = -p \quad (2.28)$$

$$\sigma_{12} = \sigma_{23} = \sigma_{13} = 0 \quad (2.29)$$

El signo negativo indica una compresión para valores positivos de la presión.

Recordemos que para medios viscoelásticos, en cada punto teníamos tres componentes del vector de tensión. En el fluido tenemos en cada punto un valor de la presión, de tal forma que conociéndolo, se conocen las tres componentes del tensor de tensiones.

Al igual que el tensor de tensiones no tiene componentes tangenciales, las únicas componentes del tensor de deformaciones existentes son las normales. La ley de comportamiento para un fluido perfecto viene determinada por la siguiente expresión:

$$\sigma_{11} = \sigma_{22} = \sigma_{33} = K_f \cdot \varepsilon \quad (2.30)$$

K_f es el módulo de compresibilidad en el fluido que representa la relación entre la presión y el cambio unitario de volumen provocado por ésta. El módulo de compresibilidad ya fue definido en el apartado 2.2.1.

La expresión (2.30) se deduce fácilmente a partir de (2.4), aplicando las consideraciones de fluido perfecto. En dicha expresión ε , es la dilatación volumétrica. Si $U_i(\mathbf{x}, t)$, es el desplazamiento de un punto de fluido la dilatación volumétrica viene dada por:

$$\varepsilon = \varepsilon_{kk} = U_{i,i} \quad (2.31)$$

Las tres ecuaciones de equilibrio interno (2.2), que habíamos definido para un medio viscoelástico, se convierten en el fluido en una sola ecuación, debido a que las componentes tangenciales del tensor de tensiones son nulas y las tres componentes normales idénticas. Para un fluido perfecto, de densidad ρ , la ecuación de equilibrio interno dinámico, puede escribirse en función del gradiente de la presión como sigue:

$$\nabla p = \rho \cdot \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.32)$$

En esta ecuación y en adelante no se tienen en cuenta las fuerzas de volumen. La expresión anterior nos será de gran utilidad a la hora de establecer las condiciones de contorno en las interfaces entre dominio fluido y elástico (contornos de interfase suelo-agua o agua-estructura).

La ecuación (2.32) también puede escribirse en función de la dilatación volumétrica:

$$K_f \cdot \nabla \varepsilon = \rho \cdot \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.33)$$

Si aplicamos los operadores divergencia y rotacional sobre la ecuación anterior, obtenemos la ecuación de onda que gobierna la propagación de una onda en el fluido:

$$\nabla^2 \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{c^2} \ddot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (2.34)$$

$$\nabla \times \mathbf{U} = 0 \quad (2.35)$$

Como vemos se trata de una única ecuación de onda (escalar). Para medios viscoelásticos obtuvimos dos ecuaciones de onda, una escalar y otra vectorial. La ecuación vectorial era la que gobernaba la componente rotacional de la onda. En el caso de un fluido perfecto no se propaga esta componente, sino únicamente la componente volumétrica o irrotacional. c será por tanto la velocidad de propagación de la onda longitudinal (onda P) a través del fluido:

$$c^2 = \frac{K_f}{\rho} \quad (2.36)$$

Las ondas S o transversales no se propagan a través del fluido.

En términos de presión, la ecuación de onda es:

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \ddot{p} \quad (2.30)$$

Que es la ecuación que se usará para caracterizar el fluido perfecto en nuestro problema.

2.2.4.- ECUACIONES DE GOBIERNO EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

Hasta ahora se han tratado las ecuaciones de gobierno para los distintos medios que intervienen en el problema objeto de estudio, pero siempre considerando las variables con dependencia espacial y temporal.

Conviene estudiar el comportamiento armónico de estos medios, por la simplificación que sufren las ecuaciones de gobierno al expresarlas en el dominio de la frecuencia. Además en nuestro caso afrontaremos el estudio del problema en el dominio de la frecuencia por las ventajas computacionales que aporta. A partir de soluciones

armónicas en el dominio de la frecuencia es posible obtener soluciones temporales ya que cualquier función temporal puede expresarse como una superposición de funciones armónicas de diferente frecuencia según los desarrollos de Fourier. De ahí la importancia del presente apartado.

Comencemos estudiando el problema elastodinámico. Para ello consideremos el desplazamiento en un punto \mathbf{x} (con dependencia espacial y temporal) expresado en función de la frecuencia angular ω :

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.31)$$

Donde $\mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega)$ es un vector de componentes complejas cuyo módulo representa el valor máximo del desplazamiento en el dominio del tiempo y la relación entre la parte real e imaginaria representa el desfase. i representa la unidad imaginaria.

Esta expresión llevada a la ecuación de Navier (2.9) y considerando que las fuerzas de volumen son también armónicas nos conduce a la ecuación reducida de Navier. Es muy similar a la ecuación original, pero con las variables dependientes de la posición y la frecuencia.

$$\mu \cdot \nabla^2 \cdot \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \nabla e + \mathbf{X} = -\rho \cdot \omega^2 \cdot \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.32)$$

En un medio viscolástico, su carácter disipativo viene dado por:

$$\mu = \text{Re}[\mu] \cdot (1 + 2 \cdot i \cdot \xi) \quad (2.33)$$

Donde ξ puede entenderse igual que el factor de amortiguamiento en sistemas de un grado de libertad.

Por otro lado, en un fluido perfecto, la variable fundamental, la presión, puede expresarse en régimen armónico como:

$$p(\mathbf{x}, t) = p(\mathbf{x}, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.34)$$

Expresión que introducida en la ecuación de onda en fluidos (2.30) daría como resultado la ecuación reducida o de Helmholtz:

$$\nabla^2 p + k^2 \cdot p = 0 \quad (2.35)$$

Donde $k = \omega/c$ es el número de onda que ya se definió anteriormente.

La variable derivada se puede relacionar para puntos del contorno con el desplazamiento normal al mismo, mediante la siguiente expresión en régimen armónico:

$$\frac{\partial p}{\partial \mathbf{n}} = \rho \cdot \omega^2 \cdot U_n \quad (2.36)$$

Donde U_n es el desplazamiento normal al contorno de las partículas del fluido. Esta expresión nos será de utilidad en apartados posteriores.

2.3.- FORMULACIÓN INTEGRAL DEL PROBLEMA.

2.3.1.- FORMULACIÓN INTEGRAL PARA EL PROBLEMA

VISCOELÁSTICO. SOLUCIÓN FUNDAMENTAL ARMÓNICA

A lo largo del presente apartado se pretende obtener una formulación integral en el contorno para los diferentes medios analizados. Dicha formulación nos permitirá alcanzar, por medio de la aplicación de un método numérico (el MEC) sobre ella, a una solución aproximada del problema estudiado. Se planteará la formulación en primer lugar para un medio viscoelástico. A continuación abordaremos la formulación para un medio escalar.

El punto de partida que nos llevará a obtener la formulación integral en el contorno es el teorema de reciprocidad Weeler y Stember (1968), una extensión del teorema de reciprocidad de Betty para la elasticidad estática.

Vamos a plantear la formulación sobre el dominio Ω , delimitado por el contorno Γ . La densidad del medio la denotaremos por ρ y las velocidades de propagación de las ondas primarias y secundarias a través del mismo por C_p y C_s .

Vamos a definir en primer lugar dos estados elastodinámicos independientes aplicados sobre el dominio considerado, estos dos estados cumplirán las ecuaciones de gobierno del medio analizadas en el capítulo anterior:

Primer estado elastodinámico S . Viene definido por las siguientes variables:

$\mathbf{u}(x,t)$ Vector desplazamiento con dependencia espacial y temporal

$\mathbf{t}(x,t)$ Vector tensión con dependencia espacial y temporal

$\mathbf{f}(x,t)$ Fuerzas de volumen con dependencia espacial y temporal

Segundo estado elastodinámico S^* . Viene definido por las siguientes variables:

$\mathbf{u}^*(x,t)$ Vector desplazamiento con dependencia espacial y temporal

$\mathbf{t}^*(x,t)$ Vector tensión con dependencia espacial y temporal

$\mathbf{f}^*(x,t)$ Fuerzas de volumen con dependencia espacial y temporal

Estos dos estados elastodinámicos independientes aplicados sobre el mismo dominio Ω pueden relacionarse por medio de una formulación integral, el teorema de reciprocidad:

$$\int_{\Gamma} (\mathbf{t}^* \mathbf{u}^*) d\Gamma + \int_{\Omega} \rho (\mathbf{f}^* \mathbf{u}^*) d\Omega = \int_{\Gamma} (\mathbf{t}^* \mathbf{u}) d\Gamma + \int_{\Omega} \rho (\mathbf{f}^* \mathbf{u}) d\Omega \quad (2.37)$$

La operación $*$ entre los vectores de la ecuación, representa la suma del producto de convolución de sus componentes.

El caso en el que las fuerzas de volumen y las condiciones de contorno son armónicas en el tiempo, es de especial importancia, por lo tanto vamos a desarrollar la formulación a partir de este supuesto. En este caso las variables fundamentales del

problema pueden ser expresadas en función de la frecuencia angular. En el caso de las fuerzas de volumen se puede escribir:

$$\mathbf{f}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{f}(\mathbf{x}, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.37)$$

Donde:

ω es la frecuencia angular.

i es la unidad imaginaria.

De la misma forma pueden escribirse las fuerzas de volumen en función de la frecuencia angular para el segundo estado elastodinámico.

Para el desplazamiento la expresión añade un nuevo término:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{u}^T(\mathbf{x}, t) + \mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.38)$$

Donde el primer término del segundo miembro representa la parte transitoria de la respuesta. Esta parte desaparece transcurrido un cierto tiempo, quedando únicamente el segundo término del segundo miembro, la parte permanente de la respuesta, sobre la cual centraremos el estudio. De igual forma que para las fuerzas de volumen esta ecuación puede ser escrita para los desplazamientos del segundo estado elastodinámico sin mayor inconveniente.

Por último tenemos la expresión para la tensión en función de la frecuencia angular:

$$t(\mathbf{x}, t) = t(\mathbf{x}, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.39)$$

Expresión que se puede aplicar también al segundo estado elastodinámico.

Resulta por tanto muy conveniente, por todas las ventajas ya indicadas en capítulos anteriores, definir dos nuevos estados, a partir de los anteriores sobre el mismo

dominio Ω , en los que las variables dependan de la posición y de la frecuencia angular, por lo que se formulará el problema en el dominio de la frecuencia. Llamaremos a estos nuevos estados elastodinámicos estados reducidos, de tal forma la notación para las variables fundamentales de cada uno se indica a continuación:

Primer estado elastodinámico reducido S_{ω} . Viene definido por las siguientes variables:

$\mathbf{u}(x, \omega)$ Vector desplazamiento con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

$\mathbf{t}(x, \omega)$ Vector tensión con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

$\mathbf{f}(x, \omega)$ Fuerzas de volumen con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

Segundo estado elastodinámico reducido S_{ω}^* . Viene definido por las siguientes variables:

$\mathbf{u}^*(x, \omega)$ Vector desplazamiento con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

$\mathbf{t}^*(x, \omega)$ Vector tensión con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

$\mathbf{f}^*(x, \omega)$ Fuerzas de volumen con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

La expresión del teorema de reciprocidad en el dominio de la frecuencia, es similar a la que se había obtenido para los estados elastodinámicos iniciales, teniendo en cuenta el significado de las variables que intervienen en la expresión y que se eliminan los productos de convolución entre los vectores:

$$\int_{\Gamma} (\mathbf{t} \cdot \mathbf{u}^*) d\Gamma + \int_{\Omega} \rho (\mathbf{f} \cdot \mathbf{u}^*) d\Omega = \int_{\Gamma} (\mathbf{t}^* \cdot \mathbf{u}) d\Gamma + \int_{\Omega} \rho (\mathbf{f}^* \cdot \mathbf{u}) d\Omega \quad (2.40)$$

La expresión integral a la que se ha llegado, nos permite abordar un problema en el dominio de la frecuencia, determinado por uno de los dos estados elastodinámicos reducidos, siempre que se conozca completamente la solución para el otro estado reducido.

Para ello vamos a plantear un estado elastodinámico reducido determinado por una fuerza másica excitadora concentrada en un punto. A este estado elastodinámico se le conoce como estado elastodinámico de Stokes y la solución del campo de desplazamiento y tensiones para dicho estado es lo que se conoce como solución fundamental. La fuerza másica concentrada en el punto ξ responde a la siguiente expresión:

$$\mathbf{f}^*(x,t) = \delta(\xi) \cdot e^{i\omega t} \mathbf{e} \quad (2.41)$$

Donde:

$\delta(\xi)$ es la función impulso o delta de Dirac.

\mathbf{e} es un vector unitario en la dirección de aplicación de la fuerza.

Si sustituimos la fuerza excitadora aplicada sobre el punto ξ en la expresión obtenida para el teorema de reciprocidad (2.40), se tiene:

$$\mathbf{u}(\xi) = \int_{\Gamma} (\mathbf{t} \cdot \mathbf{u}^*) d\Gamma - \int_{\Gamma} (\mathbf{t}^* \cdot \mathbf{u}) d\Gamma + \int_{\Omega} \rho(\mathbf{f} \cdot \mathbf{u}^*) d\Omega \quad (2.42)$$

Donde:

$\mathbf{u}(\xi)$ representa el desplazamiento en el punto donde de concentra la fuerza excitadora.

\mathbf{u}^* representa el desplazamientos correspondiente al estado reducido de Stokes.

\mathbf{t}^* representa la tensión correspondiente al estado reducido de Stokes.

\mathbf{u} y \mathbf{t} representan los campos de desplazamiento y tensión del primer estado elastodinámico, que se corresponde con el problema que se pretende resolver a partir de

la formulación planteada. Prescindiremos a partir de ahora del último término de la ecuación anterior por considerarse nulas las fuerzas de volumen del primer estado reducido. Por lo que la expresión integral queda únicamente planteada en el contorno Γ del dominio Ω .

Llegado a este punto es necesario exponer las expresiones del campo de desplazamiento y tensiones que dan solución al problema reducido de Stokes. Es decir, las expresiones para la solución fundamental. Esta solución deberá cumplir las ecuaciones de gobierno del medio sobre el que se aplica el estado reducido (viscoelástico en este caso), que fueron estudiadas durante el apartado 2.2.2.

El primero en obtener la solución fundamental en el dominio del tiempo fue el propio Stokes (1849). Más de un siglo después Cruse y Rizzo (1968) obtuvieron la solución para el estado reducido, a partir de la solución que obtuvo Doyle (1966). No se va a abordar en el presente proyecto el proceso completo hasta obtener la solución del campo de desplazamientos y tensiones para el estado reducido de Stokes. Nos limitaremos a indicar a continuación las expresiones finales de la solución fundamental.

Comenzaremos con la solución en desplazamientos. Para un punto que dista r del punto de aplicación de la carga ξ , el desplazamiento en la dirección k para una dirección de la carga l , viene dado por:

$$U_{lk} = \frac{1}{\alpha \cdot \pi \cdot \rho \cdot c_s^2} \cdot [\Psi \cdot \delta_{kl} - \mathbf{X} \cdot r_{,k} \cdot r_{,l}] \quad (2.43)$$

Donde

$\alpha = 4$ en problemas tridimensionales

Ψ y \mathbf{X} , vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$\Psi = \left(1 + \frac{1}{z_s^2} - \frac{1}{z_s}\right) \cdot \frac{e^{z_s}}{r} - \left(\frac{c_s}{c_p}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{Z_p^2} - \frac{1}{Z_p}\right) \cdot \frac{e^{z_r}}{r} \quad (2.44)$$

$$X = \left(1 + \frac{3}{z_s^2} - \frac{3}{z_s}\right) \cdot \frac{e^{z_s}}{r} - \left(\frac{c_s}{c_p}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{3}{Z_p^2} - \frac{3}{Z_p}\right) \cdot \frac{e^{z_r}}{r} \quad (2.45)$$

Donde:

$$Z_s = \frac{i \cdot w \cdot r}{c_s}; \quad Z_p = \frac{i \cdot w \cdot r}{c_p} \quad (2.46)$$

La componente k del vector tensión sobre una superficie cuya normal unitaria exterior es η , responde a la siguiente expresión:

$$T_{lk} = \frac{1}{\alpha \cdot \pi} \cdot \left[\left(\frac{\partial \Psi}{\partial r} - \frac{X}{r} \right) \cdot (\delta_{kl} \cdot \frac{\partial r}{\partial \eta} + r_{,k} \cdot \eta_l) - \frac{2}{r} \cdot X \cdot (\eta_k \cdot r_{,l} - 2 \cdot r_{,k} \cdot r_{,l} \cdot \frac{\partial r}{\partial \eta}) - \right. \\ \left. 2 \cdot \frac{\partial X}{\partial r} \cdot r_{,k} \cdot r_{,l} \cdot \frac{\partial r}{\partial \eta} + \left(\frac{c_s^2}{c_p^2} - 2 \right) \cdot \left(\frac{\partial \Psi}{\partial r} - \frac{X}{r} \cdot \frac{\alpha}{2 \cdot r} \cdot X \right) \cdot r_{,l} \cdot \eta_k \right] \quad (2.47)$$

Se puede plantear de nuevo la formulación integral (2.42) utilizando la notación de índices utilizada para la solución fundamental. Esto puede resultar más esclarecedor a la hora de pensar en las direcciones tanto de aplicación de la fuerza como del resto de variables del problema. En ésta notación de índices la expresión responde a:

$$C_{kl}(\xi) \cdot u_l(\xi) = \int_{\Gamma} (U_{lk} \cdot t_k - T_{lk} \cdot u_k) d\Gamma \quad (2.48)$$

Donde:

$u_l(\xi)$ es el desplazamiento del estado de solución desconocida, en el punto de aplicación de la carga del estado reducido de Stokes, según la dirección de aplicación de esta fuerza.

U_{lk} Solución fundamental en desplazamiento

T_{lk} Solución fundamental en tensiones.

$C_{kl}(\xi)$ coeficiente que tendrá un valor según el punto en el que se situó la carga en el estado reducido de Stokes:

$C_{kl}(\xi) = 0$, si el punto de aplicación de la carga es un punto no contenido en el dominio sobre el que se estudian los estados elastodinámicos (Ω).

$C_{kl}(\xi) = \delta_{kl}$, si el punto de aplicación de la carga es un punto contenido en el dominio sobre el que se estudian los estados elastodinámicos (Ω).

Sin embargo, para obtener una formulación del problema en el contorno, la carga del problema reducido de Stokes debe aplicarse en puntos pertenecientes al contorno. En este caso, en las integrales del contorno, en el punto de aplicación de la carga, los integrandos no están definidos ya que la solución fundamental presenta términos en $1/r^2$ y $1/r^2$. Cuando el punto en el que se integra coincide con el punto de aplicación de la carga la distancia entre ellos es lógicamente nula con lo que se presenta una singularidad.

Esta singularidad se extrae normalmente mediante un proceso de paso al límite. El procedimiento consiste en sustituir el contorno Γ , por la unión de dos contornos: $\Gamma - \Gamma_\varepsilon$ y Γ_ε , siendo Γ_ε una porción de esfera de radio $\varepsilon \rightarrow 0$ (figura 2.3):

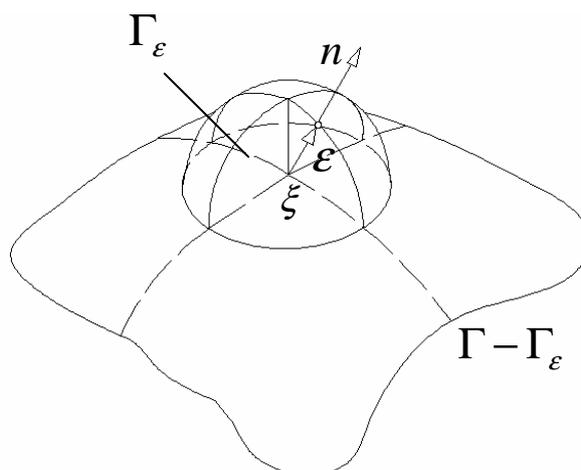


FIGURA 2.3. Igualdad integral en el contorno

Si se toman límites en las integrales a lo largo de Γ_ε , se obtiene:

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{\Gamma_\varepsilon} U_{lk} \cdot t_k d\Gamma_\varepsilon = 0 \quad (2.49)$$

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{\Gamma_\varepsilon} T_{lk} \cdot u_k d\Gamma_\varepsilon = d_{lk}(\xi) \cdot u_k(\xi) \quad (2.50)$$

Donde d_{lk} es una constante cuyo valor depende de la geometría del contorno en el punto de aplicación de la carga ξ . Véase Domínguez (1989).

Por lo tanto la formulación integral para puntos del contorno, una vez extraída la singularidad de la integral, responde a:

$$C_{kl}(\xi) \cdot u_l(\xi) + \int_{\Gamma} T_{lk} \cdot u_k d\Gamma = \int_{\Gamma} U_{lk} \cdot t_k d\Gamma \quad (2.51)$$

Donde:

$$C_{kl}(\xi) = 1 + d_{lk} \quad (2.52)$$

Las integrales deben entenderse aplicadas a todo el contorno excepto al punto de aplicación de la carga (en el sentido del valor principal de Cauchy).

La última ecuación obtenida (expresada en notación de índices o matricialmente) unida a las condiciones de contorno de un estado elastodinámico reducido concreto, constituye una formulación cerrada en el contorno, para obtener los desplazamientos y las tensiones desconocidos en el contorno Γ del dominio Ω analizado. El problema se encuentra en que el obtener una solución analítica para casos generales resulta imposible. Por ello se procede al planteamiento numérico de la expresión integral, basándose en la aplicación del Método de los Elementos de Contorno que se estudiará en próximos apartados.

2.3.2.- FORMULACIÓN INTEGRAL PARA EL PROBLEMA ESCALAR.**SOLUCIÓN FUNDAMENTAL ARMÓNICA**

Muchos de los pasos que seguiremos a lo largo de este apartado son análogos a los que se siguieron durante el desarrollo de la formulación integral del problema para medios viscoelásticos, por lo que se llevará a cabo un desarrollo más directo.

El objetivo es obtener la formulación integral en el contorno para problemas escalares, análoga a la obtenida para el caso de medios viscolástico. En este caso se estudiará el dominio Ω de un medio escalar, delimitado por el contorno Γ .

Al igual que en el caso de medio viscoelástico, vamos a considerar dos estados dinámicos independientes aplicados sobre el dominio estudiado. En este caso las variables fundamentales de cada estado serán la presión y su derivada. Conviene recordar la ecuación de onda de un medio escalar obtenida en el apartado 2.2.3:

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \ddot{p} \quad (2.53)$$

Recordemos que en medios escalares solo se propagan las ondas longitudinales o principales, por lo que c es la velocidad de propagación de este tipo de onda a través del medio.

Un estado dinámico vendrá determinado por sus variables fundamentales. La presión en función de la frecuencia angular de un estado cualquiera puede escribirse como:

$$p(x, t) = p(x, \omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.54)$$

Si expresamos la ecuación (2.53) en el dominio de la frecuencia tenemos:

$$\nabla^2 p + \frac{\omega^2}{c^2} \cdot p = 0 \quad (2.55)$$

Consideremos dos estados dinámicos reducidos en los que las variables tienen dependencia espacial y frecuencial, a partir de dos estados elastodinámicos con variables dependientes de la posición y el tiempo. Estos dos estados aplicados sobre el dominio Ω , pueden definirse por medio de las siguientes variables:

Primer estado dinámico reducido S_w^e .

$p(x, \omega)$ presión con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

$\frac{\partial p}{\partial p}(x, \omega)$ gradiente de presión con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

Segundo estado dinámico reducido $S_{w^*}^e$.

$p(x, \omega)$ presión con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

$\frac{\partial p}{\partial \eta}(x, \omega)$ gradiente de presión con dependencia de la posición y de la frecuencia angular.

En este caso, para relacionar estos dos estados reducidos y obtener la formulación integral del problema escalar partiremos del segundo teorema de Green, teniéndose:

$$\int_{\Omega} (\nabla^2 p \cdot p^* - p \cdot \nabla^2 p^*) d\Omega = \int_{\Gamma} (p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta} - p \cdot \frac{\partial p^*}{\partial \eta}) d\Gamma \quad (2.56)$$

El segundo estado se corresponde a una fuerza de excitación concentrada en un punto i del dominio, de tal forma que la presión y su gradiente se corresponderán con la solución fundamental y verificarán la ecuación de gobierno (2.53).

Al igual que hicimos en el caso de medio viscolástico, nos limitaremos a exponer la solución fundamental para un medio escalar. La presión en un punto que dista r del punto de aplicación de la fuerza, viene dada por:

$$p^* = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{e^{\frac{i \cdot \omega r}{c}}}{r} \quad (2.57)$$

El flujo de presión se obtiene de forma directa, derivando respecto a la normal al contorno:

$$\frac{\partial p^*}{\partial \eta} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left(-\frac{i \cdot \omega}{c} - \frac{1}{r} \right) \cdot e^{\frac{i \cdot \omega r}{c}} \cdot \frac{\partial r}{\partial \eta} \quad (2.58)$$

La ecuación de gobierno expresada en el dominio de la frecuencia y aplicada al estado reducido de Stokes, se escribe como:

$$\nabla^2 p^* + \frac{\omega^2}{c^2} \cdot p^* + \delta^i = 0 \quad (2.59)$$

Sustituyendo esta expresión en la formulación integral, queda:

$$\int_{\Omega} (\nabla^2 p \cdot p^* + p \cdot \frac{\omega^2}{c^2} \cdot p^* + p \cdot \delta^i) d\Omega = \int_{\Gamma} (p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta} - p \cdot \frac{\partial p^*}{\partial \eta}) d\Gamma \quad (2.60)$$

Reagrupando los términos del primer miembro:

$$\int_{\Omega} (p^* \cdot (\nabla^2 p + p \cdot \frac{\omega^2}{c^2}) + p \cdot \delta^i) d\Omega = \int_{\Gamma} (p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta} - p \cdot \frac{\partial p^*}{\partial \eta}) d\Gamma \quad (2.61)$$

Donde el término entre paréntesis de la primera integral se corresponde con la ecuación de gobierno del primer estado reducido (2.53), por lo que es igual a cero. Según esto se tiene que:

$$p^i + \int_{\Gamma} (p \cdot \frac{\partial p^*}{\partial \eta}) d\Gamma = \int_{\Gamma} (p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta}) d\Gamma \quad (2.62)$$

Para obtener una formulación en el contorno es necesario que los puntos de aplicación de la carga en el estado reducido de Stokes pertenezcan al propio contorno.

Se nos presenta el problema de la singularidad en los integrandos de las integrales extendidas al contorno, cuando el punto donde se integra coincide con el punto en el que se concentra la carga.

Para extraer esta singularidad de la integral, se sigue el mismo procedimiento que para medios viscoelásticos (ver apartado 2.3.1). Con este proceso de paso al límite se tiene:

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{\Gamma_\varepsilon} (p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta}) d\Gamma_\varepsilon = 0 \quad (2.63)$$

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int_{\Gamma_\varepsilon} (p \cdot \frac{\partial p^*}{\partial \eta}) d\Gamma_\varepsilon = d_{lk}(\xi) \cdot u_k(\xi) \quad (2.64)$$

Según esto se puede escribir la expresión integral en el contorno:

$$c^i \cdot p^i + \int_{\Gamma} (p \cdot \frac{\partial p^*}{\partial \eta}) d\Gamma = \int_{\Gamma} (p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta}) d\Gamma \quad (2.65)$$

Donde las integrales deben entenderse en el sentido del valor principal de Cauchy.

Esta expresión integral es análoga a la que se obtuvo para medios viscolásticos y sobre ella se aplicará el MEC. Esto nos conducirá a un sistema de ecuaciones algebraicas. Su resolución nos proporcionará la solución aproximada al problema.

Se ha obtenido a lo largo de los últimos apartados una formulación integral tanto para el problema viscoelástico como para el problema escalar, aplicada sobre el contorno de ambos medios. Como ya se ha mencionado, esta formulación no es afrontable desde el punto de vista de una resolución analítica, por lo que será necesario el empleo de una técnica numérica que nos permita obtener una solución aproximada del problema. La aplicación del método y los numerosos aspectos que este conlleva serán estudiados a lo largo del siguiente apartado.

2.4.- EL MÉTODO DE LOS ELEMENTO DE CONTORNO APLICADO SOBRE PROBLEMAS ARMÓNICOS

La solución analítica de la formulación integral no representa una opción viable, por lo que nos centraremos a lo largo de este apartado en desarrollar una metodología que permita obtener una solución aproximada al problema. Esta metodología constituye el Método de los Elementos de Contorno. El objetivo es llegar a un sistema de ecuaciones algebraicas en el que las incógnitas sean tensiones y desplazamientos en los puntos del contorno (en los puntos en los que la tensión es una incógnita el desplazamiento será conocido y viceversa). Se va a tratar en primer lugar la aplicación del MEC en medios viscoelásticos y a continuación se desarrollarán para un medio escalar. Recordemos que nos encontramos trabajando en régimen armónico.

2.4.1.- APLICACIÓN DEL MEC EN MEDIOS VISCOELÁSTICOS

El primer paso que exige la aplicación del MEC es la discretización de los contornos de los diferentes medios en elementos. Los elementos a su vez estarán formados por una serie de nodos.

Consideremos el dominio Ω , delimitado por el contorno Γ discretizado en un total de NE. Se denotará el elemento genérico por Γ_j :

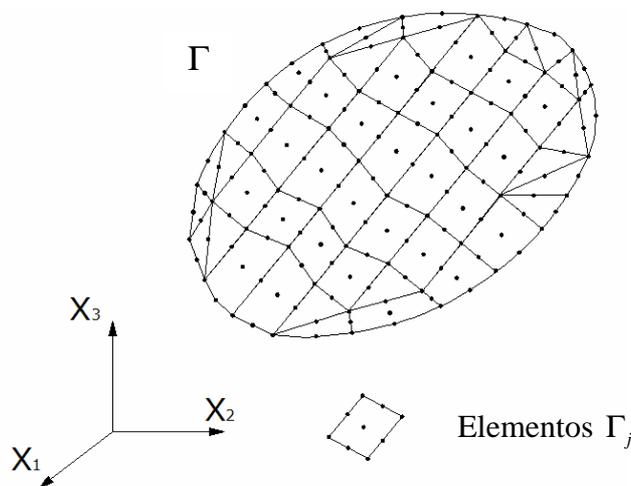


Figura 2.4. Dominio Γ discretizado en elementos Γ_j

El valor de las variables en cada elemento se aproxima mediante una serie de funciones de interpolación a partir del valor que toma la variable en los nodos que forman parte del elemento.

La geometría del contorno en el elemento también se aproxima a partir de la posición de los nodos que componen el elemento.

Así, tenemos que para un elemento genérico Γ_j , el desplazamiento en un punto perteneciente a dicho elemento viene dado por:

$$\mathbf{u} = \Phi \cdot \mathbf{u}^j \quad (2.66)$$

Donde:

\mathbf{u} es un vector que contiene las tres componentes del desplazamiento según los tres ejes cartesianos $[X_1, X_2, X_3]$, en un punto cualquiera del elemento Γ_j .

\mathbf{u}^j es un vector que contiene las tres componentes del vector desplazamiento, según los tres ejes cartesianos $[X_1, X_2, X_3]$, para cada uno de los nodos que componen el elemento j . Por lo tanto la dimensión de este vector, será tres veces el número de nodos que componen el elemento.

Φ es una matriz que contiene las funciones de interpolación para aproximar el valor de la variable de un punto cualquiera a partir del valor de la propia variable en los nodos que definen el elemento. La matriz consta de tres filas, una por cada componente de la variable según los ejes coordenados y el número de columnas es de tres veces el número de nodos que conforman el elemento j :

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & 0 & \dots & \phi_3 & 0 & 0 \\ 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & \dots & 0 & \phi_3 & 0 \\ 0 & 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & \dots & 0 & 0 & \phi_3 \end{bmatrix} \quad (2.67)$$

El vector tensión en un punto interior al elemento genérico vendrá dado:

$$\mathbf{t} = \Phi \cdot \mathbf{t}^j \quad (2.68)$$

Donde el significado de cada uno de los términos es análogo al de la expresión para el desplazamiento.

Por último, la posición de un punto interior al elemento genérico se aproxima de la misma forma que el vector tensión y el desplazamiento:

$$\mathbf{x} = \Phi \cdot \mathbf{x}^j \quad (2.69)$$

En este momento es preciso recordar la expresión integral a la que se llegó para medios viscoelásticos en el apartado 2.3.1. Si la carga en el estado reducido de Stokes se encuentra aplicada en un punto i del contorno, la expresión integral viene dada por:

$$\mathbf{c}^i \cdot \mathbf{u}^i + \int_{\Gamma} (\mathbf{t}^* \cdot \mathbf{u}) d\Gamma = \int_{\Gamma} (\mathbf{t} \cdot \mathbf{u}^*) d\Gamma \quad (2.70)$$

Si aplicamos esta expresión al contorno discretizado, las integrales en el contorno se transforman en sumatorios de integrales extendidas a cada elemento Γ_j . Los sumatorios recorren todos los elementos en los que se discretiza el contorno:

$$\mathbf{c}^i \cdot \mathbf{u}^i + \sum_{j=1}^{NE} \left\{ \int_{\Gamma_j} [\mathbf{t}^* \cdot \Phi] d\Gamma_j \right\} \mathbf{u}^j = \sum_{j=1}^{NE} \left\{ \int_{\Gamma_j} [\mathbf{u}^* \cdot \Phi] d\Gamma_j \right\} \mathbf{t}^j \quad (2.71)$$

Donde las variables del problema en el interior de cada elemento Γ_j se han sustituido por su expresión aproximada a partir del valor en los nodos. La resolución de estas integrales las plantearemos en el siguiente apartado. Por ahora basta con asumir que la resolución de las mismas dará lugar a una matriz de coeficientes (la solución fundamental y las funciones de aproximación son conocidas) que multiplicará al valor de la variable en los nodos que forman parte del elemento, que serán las incógnitas de nuestro problema. Un mismo nodo puede formar parte de varios elementos.

Supongamos a continuación que desarrollamos los sumatorios de la expresión y agrupamos los términos que multipliquen al desplazamiento o a la tensión del mismo nodo. De esta forma puede reescribirse la ecuación como sigue:

$$\mathbf{c}^i \cdot \mathbf{u}^i + \sum_{n=1}^{NN} \hat{\mathbf{H}}^{in} \cdot \mathbf{u}^n = \sum_{n=1}^{NN} \mathbf{G}^{in} \cdot \mathbf{t}^n \quad (2.72)$$

Donde los sumatorios están extendidos a todos los nodos que forman parte de los elementos de la discretización. Los términos de las matrices $\hat{\mathbf{H}}^{in}$ y $\hat{\mathbf{G}}^{in}$ pueden escribirse como:

$$\hat{H}^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} T^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.73)$$

$$G^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} U^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.74)$$

Donde los sumatorios están extendidos a los t elementos a los que el nodo n pertenezca. q es la numeración local del nodo en el elemento.

Con el fin de llegar a una expresión más compacta posible vamos a definir una nueva matriz \mathbf{H}^{in} , tal que:

$$\mathbf{H}^{in} = \hat{\mathbf{H}}^{in} \text{ si } i \neq n \quad (2.75)$$

$$\mathbf{H}^{in} = \hat{\mathbf{H}}^{in} + \mathbf{c}^i \text{ si } i = n \quad (2.76)$$

En función de esta nueva matriz se puede agrupar el primer miembro de la ecuación en:

$$\sum_{n=1}^{NN} \mathbf{H}^{in} \cdot \mathbf{u}^n = \sum_{n=1}^{NN} \mathbf{G}^{in} \cdot \mathbf{t}^n \quad (2.77)$$

Esta expresión matricial, particularizada para un nodo perteneciente a la discretización cualquiera, da lugar a tres ecuaciones algebraicas. Si esto se hace para los n nodos de la discretización del contorno, tendremos un sistema de 3n ecuaciones algebraicas, que puede escribirse como:

$$\mathbf{H} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{G} \cdot \mathbf{t} \quad (2.78)$$

En este sistema de ecuaciones pueden imponerse directamente las condiciones de contorno. La resolución del problema en el contorno, implica entonces la obtención de las matrices \mathbf{H} y \mathbf{G} y la resolución de un sistema de ecuaciones algebraicas, por lo que el problema se encuentra totalmente planteado.

En el siguiente apartado se pretende realizar el mismo desarrollo para medios escalares.

2.4.2.- APLICACIÓN DEL MEC EN MEDIOS ESCALARES

Consideremos nuevamente un dominio cualquiera Ω de un medio escalar, delimitado por el contorno Γ discretizado en un total de NE. Llamaremos Γ_j a un elemento genérico. Cada elemento estará formado por un determinado número de nodos que dependerá del tipo de elemento usado.

En el problema escalar las variables fundamentales son la presión y el flujo. Estas variables se aproximan mediante funciones de interpolación a partir del valor de la variable en los nodos de cada elemento. La presión en un punto del elemento Γ_j se aproximará como:

$$p = \Phi \cdot \mathbf{p}^j \quad (2.79)$$

Donde:

\mathbf{p}^j es un vector que contiene el valor de la variable en los nodos que forman parte del elemento Γ_j .

Φ es el vector de funciones de aproximación o funciones de forma:

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_q] \quad (2.80)$$

Donde q es el último nodo que forma parte del elemento Γ_j .

El flujo en un punto del contorno se aproxima de la forma:

$$\frac{\partial p}{\partial \eta} = \mathbf{\Phi} \cdot \left. \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \boldsymbol{\eta}} \right|^j \quad (2.81)$$

La geometría del contorno también se aproxima mediante las funciones de forma. La posición de un punto del interior del contorno Γ_j en función de la posición de los nodos que componen dicho elemento es:

$$\mathbf{x} = \mathbf{\Phi} \cdot \mathbf{x}^j \quad (2.82)$$

Donde,
$$\mathbf{\Phi} = \begin{bmatrix} \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & 0 & \dots & \phi_3 & 0 & 0 \\ 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & \dots & 0 & \phi_3 & 0 \\ 0 & 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & \dots & 0 & 0 & \phi_3 \end{bmatrix}$$

Conviene recordar la expresión de la formulación integral en el contorno para medios escalares estudiada en el apartado 2.3.2:

$$c^i \cdot p^i + \int_{\Gamma} \left(p \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta} \right) d\Gamma = \int_{\Gamma} \left(p^* \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta} \right) d\Gamma \quad (2.83)$$

Donde i es un punto perteneciente al contorno sobre la cuál se aplica la carga. Al discretizar el contorno en elementos, las integrales se convierten en sumatorios a lo largo de todos los elementos extendidas a cada uno ellos. Las variables en el interior del elemento se sustituyen por su valor aproximado, llegándose a:

$$c^i \cdot p^i + \sum_{j=1}^{NE} \left\{ \int_{\Gamma_j} \left[\frac{\partial p}{\partial \eta} \right]^* \cdot \mathbf{\Phi} d\Gamma_j \right\} \mathbf{p}^j = \sum_{j=1}^{NE} \left\{ \int_{\Gamma_j} [p^* \cdot \mathbf{\Phi}] d\Gamma_j \right\} \left. \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \boldsymbol{\eta}} \right|^j \quad (2.84)$$

Si se agrupan los términos que multiplican a la variable correspondiente a un mismo nodo se puede llegar a la expresión (2.85), en la que los sumatorios se extienden a todos los nodos que forman parte del contorno discretizado:

$$c^i \cdot p^i + \sum_{n=1}^{NN} \hat{\mathbf{H}}^{in} \cdot \mathbf{p}^n = \sum_{n=1}^{NN} \mathbf{G}^{in} \cdot \left. \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \eta} \right|^n \quad (2.85)$$

Donde los términos de las matrices $\hat{\mathbf{H}}^{in}$ y $\hat{\mathbf{G}}^{in}$ pueden escribirse como:

$$\hat{H}^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} \left. \frac{\partial p}{\partial \eta} \right|^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.86)$$

$$G^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} p^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.87)$$

Vemos que el proceso es idéntico al seguido para el caso de un medio viscoelástico. A continuación se define la matriz \mathbf{H}^{in} , tal que

$$\mathbf{H}^{in} = \hat{\mathbf{H}}^{in} \text{ si } i \neq n \quad (2.88)$$

$$\mathbf{H}^{in} = \hat{\mathbf{H}}^{in} + \mathbf{c}^i \text{ si } i = n \quad (2.89)$$

Particularizando la ecuación (2.85) para un nodo i concreto del contorno se obtiene una ecuación algebraica, tras resolver las integrales cuyos coeficientes son conocidos. Si hacemos variar el nodo de aplicación de la carga a cada uno de los nodos que forman parte del contorno, se obtendrá un número de ecuaciones algebraicas igual al número de nodos. Este sistema puede escribirse como:

$$\mathbf{H} \cdot \mathbf{p} = \mathbf{G} \cdot \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \eta} \quad (2.90)$$

Nos interesa dar un paso más en esta ocasión y expresar esta ecuación en función del movimiento normal al contorno.

$$\frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \eta} = \rho \cdot \omega^2 \cdot w \quad (2.91)$$

Donde:

w es el movimiento normal al contorno.

ω es la frecuencia angular.

ρ es la densidad del medio escalar considerado.

Definiendo una nueva matriz $\mathbf{G}^w = \mathbf{G} \cdot \rho \cdot \omega^2$, la ecuación (2.90) nos quedaría:

$$\mathbf{H} \cdot \mathbf{p} = \mathbf{G}^w \cdot \mathbf{w} \quad (2.92)$$

La aplicación de las condiciones de contorno para cada nodo, en el que se conocerá o bien el valor de la presión o del desplazamiento normal, nos conduce a un sistema de tantas ecuaciones como el número de nodos en el contorno.

2.4.2.1.- MÉTODO DE LAS IMÁGENES

La formulación general para medios escalares obtenida durante este apartado se puede simplificar mediante el empleo de este método.

Para la superficie libre del líquido, el valor de la presión es nulo. El método de las imágenes consiste en obtener una nueva solución fundamental, tal que se anulen las ecuaciones asociadas a puntos de la superficie libre. De esta forma se reduce de manera considerable el sistema de ecuaciones a resolver. Consideremos un cañón rectangular de agua embalsada tal como el que se muestra en la siguiente figura 2.5.

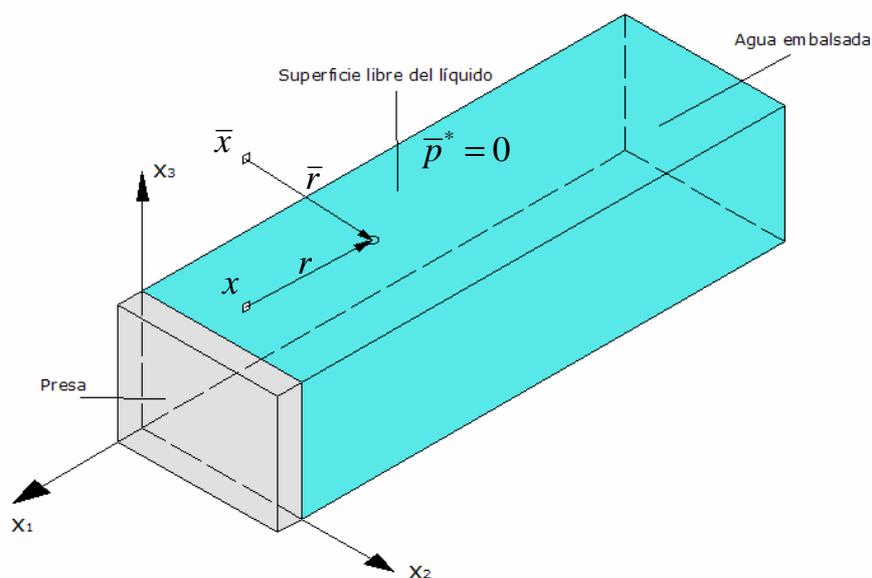


Figura 2.5. Método de las imágenes aplicado sobre una estructura de contención de aguas plana con un canal de sección rectangular.

En la figura 2.5 se tiene que $r = \bar{r}$ donde r y \bar{r} representan la distancia entre el punto de aplicación de la carga y el punto i perteneciente a la superficie libre. La nueva solución fundamental vendrá dada por:

$$\hat{p}^* = p^* - \bar{p}^* = 0 \quad (2.93)$$

Usando esta nueva solución fundamental, el efecto para cualquier punto de la superficie libre se anula, con lo que no es necesario discretizarla, reduciéndose considerablemente el número de grados de libertad del problema.

2.4.2.2.- CONTORNO DE CIERRE

Para modelar un problema correspondiente al análisis sísmico de una presa se puede cerrar el embalse o se puede considerar el canal extendido hacia el infinito. Cada una de estas consideraciones se ajusta más a una situación real que se detallará en el próximo capítulo. Si se considera un embalse no cerrado, es necesario el uso de un contorno de cierre que simule de forma adecuada la propagación de las ondas aguas arriba del canal. Consideremos para este estudio una estructura de contención de aguas plana sobre una canal de sección rectangular como el de la figura 2.6.

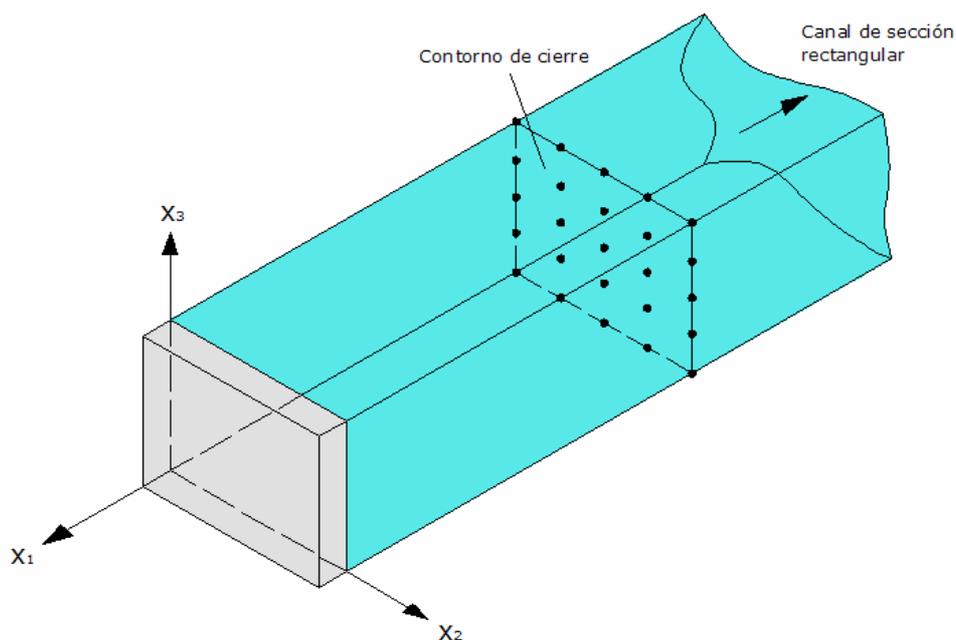


Figura 2.6. Contorno de cierre para un canal de sección rectangular

Supongamos una excitación determinada por un movimiento de la base en la dirección del canal. Dicha excitación provocará un movimiento en la presa y la aparición de ondas de presión hidrodinámica en el fluido, fenómenos que deben ser considerados conjuntamente.

Consideremos una determinada sección contenida en el plano 'X₂X₃'. A una distancia $x_1 = x_{10} < 0$, la presión hidrodinámica y el desplazamiento normal a dicha sección vendrán dados por una serie, de tal forma que para tener un valor correcto de estas variables habrá que considerar un determinado número de puntos del desarrollo. Las expresiones así como el proceso que conduce a ellas pueden consultarse en Maeso (1992).

El canal infinito de agua trae como consecuencia que existan modos viajeros para cierto rango de frecuencias que se desplazan a lo largo del canal y que deben ser tenidos en cuenta.

Según lo indicado, para afrontar el problema a través del MEC es necesario discretizar el canal hasta una cierta distancia de la presa, y cerrarlo con un nuevo contorno, con unas condiciones específicas, denominado contorno de cierre. El número de puntos del contorno de cierre, será el necesario según el número de frecuencias que se quiere representar y se corresponderá con el número de términos de la serie de la ley de presiones y desplazamientos normales. Este contorno tendrá una condición de contorno que relaciona la presión con los desplazamientos normales al contorno, según:

$$\mathbf{A}^{-1} \cdot \mathbf{p} = \mathbf{B}^{-1} \cdot \mathbf{w} \quad (2.94)$$

Donde A y B son matrices cuyos elementos son los términos de la serie de la ley de presiones y desplazamientos. Para mayor detalle a cerca de estas matrices puede acudir de nuevo a Maeso (1992).

Con este nuevo contorno se tiene en cuenta la presencia de modos viajeros que se propagan a lo largo del canal.

Cuando la excitación de la base se realiza según el eje 'X2' o el 'X3', se genera también una onda de presión que se desplaza en la longitudinal del canal, por lo que se hace precisa también la presencia del contorno de cierre, variando las condiciones de contorno en el mismo.

2.4.3.- ACOPLAMIENTO ENTRE REGIONES.

Una vez obtenida la formulación del método de los elementos de contorno, tanto para medios viscoelásticos como para medios escalares, vamos a estudiar como se acoplan ambas formulaciones en un contorno que sea interfase entre dominios de los medios estudiados, ya sea una interfase viscoelástico-viscoelástico, escalar-escalar, o viscoelástico-escalar.

Considérense dos dominios Ω_1 y Ω_2 , y tres contornos, Γ_1 que delimita al dominio Ω_1 , Γ_2 que es el contorno de interfase entre ambos dominios y Γ_3 que es el contorno que delimita el dominio Ω_2 , según la figura 2.7.

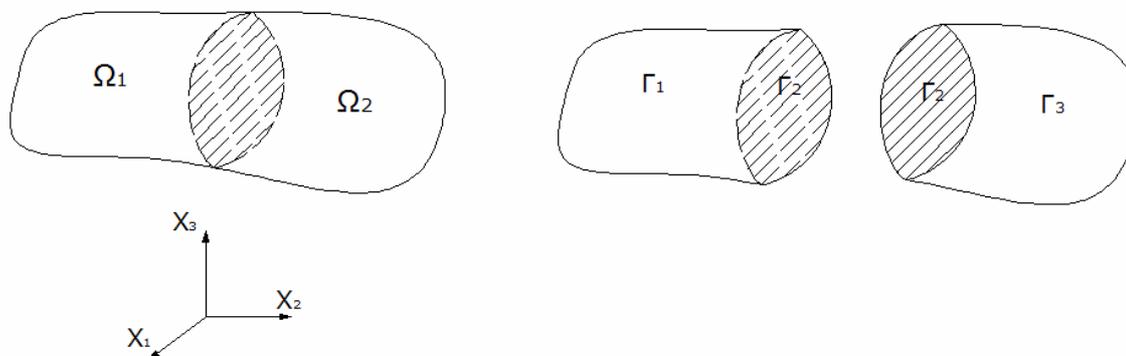


Figura 2.7. Contorno interfase entre dos dominios

2.4.3.1- INTERFASE VISCOELÁSTICO-VISCOELÁSTICO

Estudiemos en primer lugar el caso en el que los dominios Ω_1 y Ω_2 corresponden a medios viscolásticos. Pongamos como ejemplo, para el problema que nos ocupa, un contorno de interfase entre la presa y el suelo. Si se desarrolla el sistema de ecuaciones correspondiente a cada dominio, como se estudio en el apartado 2.4.1 se puede escribir para cada uno:

$$\mathbf{H}_1^1 \cdot \mathbf{u}_1^1 + \mathbf{H}_2^1 \cdot \mathbf{u}_2^1 = \mathbf{G}_1^1 \cdot \mathbf{t}_1^1 + \mathbf{G}_2^1 \cdot \mathbf{t}_2^1 \quad (2.94)$$

$$\mathbf{H}_2^2 \cdot \mathbf{u}_2^2 + \mathbf{H}_3^2 \cdot \mathbf{u}_3^2 = \mathbf{G}_2^2 \cdot \mathbf{t}_2^2 + \mathbf{G}_3^2 \cdot \mathbf{t}_3^2 \quad (2.95)$$

Expresiones en las que los subíndices hacen referencia al contorno y los superíndices al dominio.

Entre ambos dominios deben cumplirse las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio en el contorno e interfase, que en este caso se expresan como:

Compatibilidad de los vectores desplazamiento:

$$\mathbf{u}_2^1 = \mathbf{u}_2^2 = \mathbf{u}_2 \quad (2.96)$$

Equilibrio entre los vectores tensión:

$$\mathbf{t}_2^1 = -\mathbf{t}_2^2 = \mathbf{t}_2 \quad (2.97)$$

Según esto se puede construir un sistema de ecuaciones global:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_1^1 & \mathbf{H}_2^1 & 0 \\ 0 & \mathbf{H}_2^2 & \mathbf{H}_3^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{u}_1^1 \\ \mathbf{u}_2^1 \\ \mathbf{u}_3^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_1^1 & \mathbf{G}_2^1 & 0 \\ 0 & \mathbf{G}_2^2 & \mathbf{G}_3^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{t}_1^1 \\ \mathbf{t}_2^1 \\ \mathbf{t}_3^2 \end{bmatrix} \quad (2.98)$$

2.4.3.2- INTERFASE ESCALAR – ESCALAR

Veamos el caso en el que los medios Ω_1 y Ω_2 son medios escalares. Si se desarrolla el sistema de ecuaciones correspondiente a cada dominio (según el apartado 2.4.2.), se tiene:

$$\mathbf{H}_1^1 \cdot \mathbf{p}_1^1 + \mathbf{H}_2^1 \cdot \mathbf{p}_2^1 = \mathbf{G}_1^1 \cdot \mathbf{w}_1^1 + \mathbf{G}_2^1 \cdot \mathbf{w}_2^1 \quad (2.99)$$

$$\mathbf{H}_2^2 \cdot \mathbf{p}_2^2 + \mathbf{H}_3^2 \cdot \mathbf{p}_3^2 = \mathbf{G}_2^2 \cdot \mathbf{w}_2^2 + \mathbf{G}_3^2 \cdot \mathbf{w}_3^2 \quad (2.100)$$

Las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio se expresan como:

Equilibrio de presiones:

$$\mathbf{p}_2^1 = \mathbf{p}_2^2 = \mathbf{p}_2 \quad (2.101)$$

Compatibilidad en desplazamientos:

$$\mathbf{w}_2^1 = -\mathbf{w}_2^2 = \mathbf{w}_2 \quad (2.102)$$

Sistema de ecuaciones global:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}_1^1 & \mathbf{H}_2^1 & 0 \\ 0 & \mathbf{H}_2^2 & \mathbf{H}_3^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{p}_1^1 \\ \mathbf{p}_2^2 \\ \mathbf{p}_3^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_1^1 & \mathbf{G}_2^1 & 0 \\ 0 & \mathbf{G}_2^2 & \mathbf{G}_3^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{w}_1^1 \\ \mathbf{w}_2^2 \\ \mathbf{w}_3^2 \end{bmatrix} \quad (2.103)$$

2.4.3.3- INTERFASE VISCOELÁSTICO – ESCALAR

Este tipo de interfase es la que más dificultades presenta. Pensemos, por ejemplo, en el contorno interfase entre la presa y el agua embalsada para el problema que nos interesa (figura 2.8).

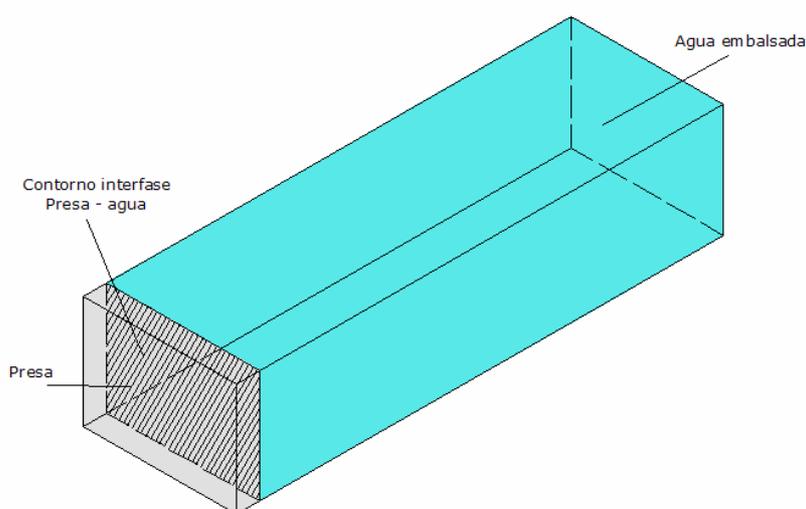


Figura 2.8. Contorno interfase entre estructura de contención y el agua embalsada. Ejemplo de contorno interfase viscoelástico-escalar

Para cada punto del contorno discretizado, de la aplicación del MEC se obtienen tres ecuaciones para el medio viscoelástico y una para el medio escalar. Recordemos que en el medio viscoelástico las variables que definen el estado de un punto son el vector desplazamiento y el vector tensión y para un medio escalar, la presión y el flujo.

La aplicación del MEC a cada uno de los medios nos conduce a un sistema del tipo:

$$\mathbf{H}_1^1 \cdot \mathbf{u}_1^1 + \mathbf{H}_2^1 \cdot \mathbf{u}_2^1 = \mathbf{G}_1^1 \cdot \mathbf{t}_1^1 + \mathbf{G}_2^1 \cdot \mathbf{t}_2^1 \quad (2.103)$$

$$\mathbf{H}_2^2 \cdot \mathbf{p}_2^2 + \mathbf{H}_3^2 \cdot \mathbf{p}_3^2 = \mathbf{G}_2^2 \cdot \mathbf{w}_2^2 + \mathbf{G}_3^2 \cdot \mathbf{w}_3^2 \quad (2.104)$$

Donde evidentemente, el dominio Ω_1 se corresponde con el medio viscoelástico (presa en el ejemplo considerado) y el dominio Ω_2 al medio escalar (agua en el ejemplo).

Las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio en el contorno de interfase presentan la dificultad añadida de relacionar las variables que definen al medio escalar con las que definen el medio elástico. Si η_x , η_y y η_z son los cosenos directores de la normal al contorno del líquido, las expresiones de compatibilidad y equilibrio se expresan como:

Compatibilidad en desplazamientos:

$$w = u_x \cdot \eta_x + u_y \cdot \eta_y + u_z \cdot \eta_z \quad (2.105)$$

El equilibrio se expresa en la interfase como la igualdad entre la tensión normal al contorno del sólido y la presión y la ausencia de tensiones tangenciales al contorno interfase:

$$t_x = p \cdot \eta_x \quad (2.106)$$

$$t_y = p \cdot \eta_y \quad (2.107)$$

$$t_z = p \cdot \eta_z \quad (2.108)$$

Mediante estas expresiones se pueden expresar cuatro de las incógnitas en el contorno interfase (u_x, u_y, u_z, p) en función de las cuatro restantes (t_x, t_y, t_z, w) . Sin embargo tenemos que tener sumo cuidado al introducir estas nuevas expresiones en el sistema de ecuaciones y al escribir el sistema global.

Comencemos por el sistema de ecuaciones correspondiente al dominio Ω_1 . Si sustituimos para cada nodo del contorno Γ_2 , las expresiones (2.106), (2.107) y (2.108) se tiene:

$$\mathbf{H}_1^1 \cdot \mathbf{u}_1^1 + \mathbf{H}_2^1 \cdot \mathbf{u}_2^1 = \mathbf{G}_1^1 \cdot \mathbf{t}_1^1 + \mathbf{G}_2^1 \cdot \begin{bmatrix} p_1 \cdot \eta_x \\ p_1 \cdot \eta_y \\ p_1 \cdot \eta_z \\ \vdots \\ p_n \cdot \eta_x \\ p_n \cdot \eta_y \\ p_n \cdot \eta_z \end{bmatrix} \quad (2.109)$$

Donde n es el número de nodos del contorno interfase. Se puede reorganizar la expresión y definir una nueva matriz \mathbf{G}_2^{12} , en la que cada término es la suma de los términos que multiplican al mismo valor de la presión por la componente del vector normal correspondiente:

$$\mathbf{G}_2^{12}{}_{ij} = \sum_{k=1}^3 \mathbf{G}_2^1{}_{i,3-j-3+k} \cdot \eta_k \quad (2.110)$$

De tal forma que la nueva matriz \mathbf{G}_2^{12} tiene unas dimensiones de $3 \cdot (n_1 + n_2) \times n_2$, siendo n_1 y n_2 el número de nodos de los contornos 1 y 2 respectivamente, por lo que el sistema ahora si puede escribirse como:

$$\mathbf{H}_1^1 \cdot \mathbf{u}_1^1 + \mathbf{H}_2^1 \cdot \mathbf{u}_2^1 = \mathbf{G}_1^1 \cdot \mathbf{t}_1^1 + \mathbf{G}_2^{12} \cdot \mathbf{p}_2^2 \quad (2.111)$$

Si nos centramos ahora el sistema de ecuaciones correspondiente al dominio Ω_2 y sustituimos para cada nodo del contorno Γ_2 , la expresión correspondiente a la compatibilidad en desplazamientos, se tiene:

$$\mathbf{H}_2^2 \cdot \mathbf{p}_2^2 + \mathbf{H}_3^2 \cdot \mathbf{p}_3^2 = \mathbf{G}_2^2 \cdot \begin{bmatrix} u_{x1} \cdot \eta_x & u_{y1} \cdot \eta_y & u_{z1} \cdot \eta_z \\ & \dots & \\ u_{xn} \cdot \eta_x & u_{yn} \cdot \eta_y & u_{zn} \cdot \eta_z \end{bmatrix} + \mathbf{G}_3^2 \cdot \mathbf{w}_3^2 \quad (2.112)$$

Se puede definir una nueva matriz \mathbf{G}_2^{21} en la que el número de columnas es tres veces mayor a la matriz de la que proviene. Las primeras tres columnas de la primera fila se corresponden con el primer valor de la matriz primitiva multiplicado por cada uno de los cosenos directores de la normal, y así con el resto de elementos. Cada término de la nueva matriz puede escribirse por tanto como:

$$\mathbf{G}_{2 \ ij}^{21} = G_{2 \ ij}^2 \cdot \eta_k \quad (2.113)$$

Las dimensiones de la nueva matriz serán de $(n_2 + n_3) \times 3 \cdot n_2$.

El sistema de ecuaciones para el dominio del medio escalar una vez introducida la nueva matriz queda:

$$\mathbf{H}_2^2 \cdot \mathbf{p}_2^2 + \mathbf{H}_3^2 \cdot \mathbf{p}_3^2 = \mathbf{G}_2^{21} \cdot \mathbf{u}_2 + \mathbf{G}_3^2 \cdot \mathbf{w}_3^2 \quad (2.114)$$

El sistema global, reordenando los sistemas obtenidos para cada dominio podría escribirse ahora como:

$$\begin{matrix} 3(n_1+n_2) & 3n_1 & 3n_2 & n_2 & n_3 \\ (n_1+n_2) & \mathbf{H}_1^1 & \mathbf{H}_2^1 & -\mathbf{G}_2^{12} & 0 \end{matrix} \cdot \begin{matrix} \mathbf{u}_1 \\ \mathbf{u}_2 \\ \mathbf{p}_2 \\ \mathbf{p}_3 \end{matrix} = \begin{matrix} \left[\mathbf{G}_1^1 \right] \cdot \{ \mathbf{t}_1 \} \\ \left[\mathbf{G}_3^2 \right] \cdot \{ \mathbf{t}_2 \} \end{matrix} \quad (2.115)$$

Donde se han indicado las dimensiones de las matrices correspondientes siendo n_1, n_2 y n_3 el número de nodos de los contornos Γ_1, Γ_2 y Γ_3 respectivamente.

2.4.4.- ASPECTOS RELACIONADOS CON LA APLICACIÓN DEL MEC

2.4.4.1- TIPO DE ELEMENTOS DE CONTORNO

Nos limitaremos a exponer en este proyecto únicamente los tipos de elementos que se va a usar en los modelos correspondientes a los problemas que se estudian. Se trata en este caso de elementos cuadráticos cuadriláteros de nueve nodos y elementos cuadráticos triangulares de seis nodos. Estos elementos se representan en la figura 2.9. La numeración de los nodos se realizará de acuerdo a la que se indica en la imagen, de tal forma que define una normal saliendo del plano del papel, aspecto importante a la hora de definir los elementos con los que se discretiza un contorno determinado.

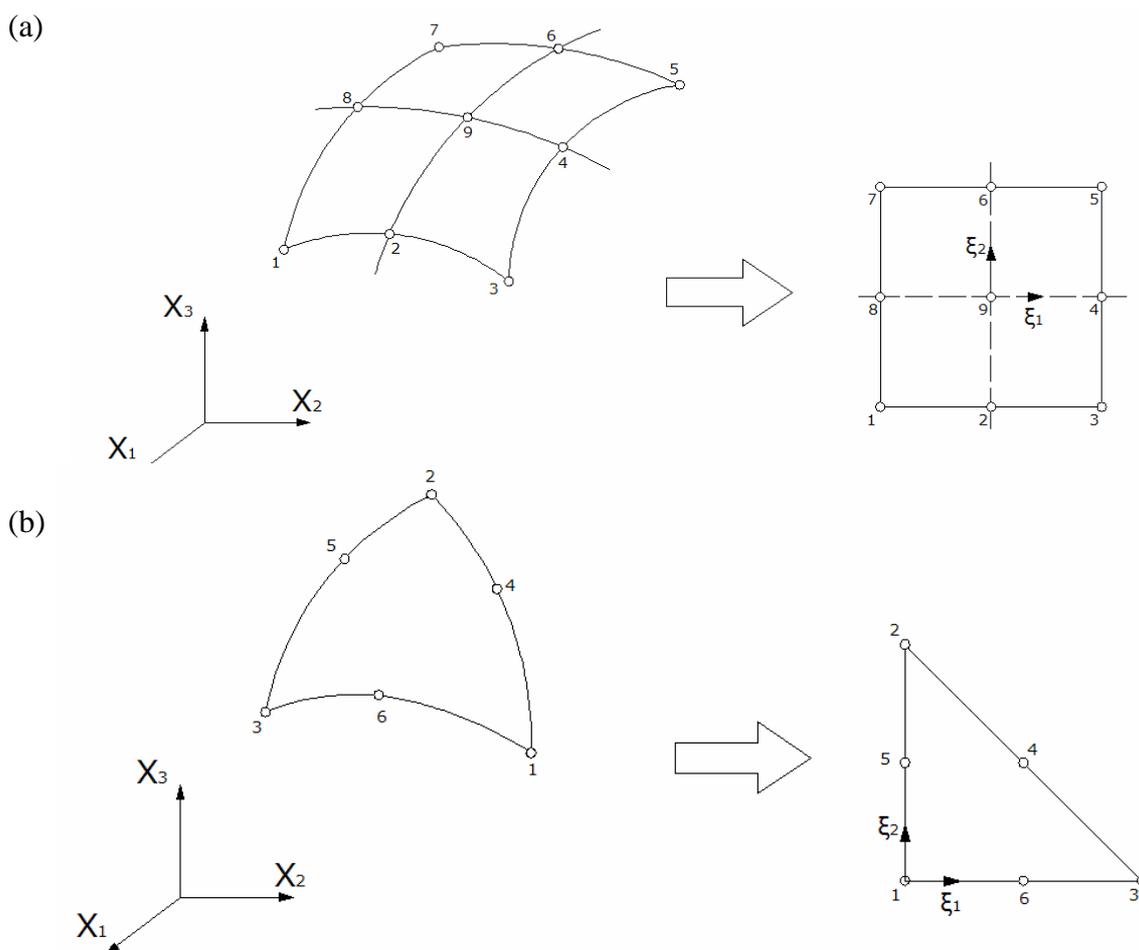


Figura 2.9. a) Elemento cuadrático cuadrilátero en el dominio cartesiano 3-D y en el dominio transformado. b) Elemento cuadrático triangular en el dominio cartesiano 3-D y en el dominio transformado.

Si recordamos el apartado anterior, la geometría del elemento se aproxima por medio de unas funciones de interpolación, también llamadas funciones de forma, a partir de la posición de los nodos que forman parte del elemento. Las variables del problema en el interior del elemento, también se aproximan mediante estas funciones de forma a partir del valor que toma la variable en los nodos del elemento. Las funciones de forma para un elemento cuadrático cuadrilátero genérico como el mostrado en la figura 2.9, en funciones de las coordenadas naturales ξ_1 ($-1 \leq \xi_1 \leq 1$) y ξ_2 ($-1 \leq \xi_2 \leq 1$), son:

$$\begin{aligned}
 \phi_1 &= \frac{1}{4} \cdot \xi_1 \cdot (\xi_1 - 1) \cdot \xi_2 \cdot (\xi_2 - 1) & \phi_2 &= \frac{1}{2} \cdot (1 - \xi_1^2) \cdot \xi_2 \cdot (\xi_2 - 1) \\
 \phi_3 &= \frac{1}{4} \cdot \xi_1 \cdot (\xi_1 + 1) \cdot \xi_2 \cdot (\xi_2 - 1) & \phi_4 &= \frac{1}{2} \cdot \xi_1 \cdot (\xi_1 + 1) \cdot (1 - \xi_2^2) \\
 \phi_5 &= \frac{1}{4} \cdot \xi_1 \cdot (\xi_1 + 1) \cdot \xi_2 \cdot (\xi_2 + 1) & \phi_6 &= \frac{1}{2} \cdot (1 - \xi_1^2) \cdot \xi_2 \cdot (\xi_2 + 1) \\
 \phi_7 &= \frac{1}{4} \cdot \xi_1 \cdot (\xi_1 - 1) \cdot \xi_2 \cdot (\xi_2 + 1) & \phi_8 &= \frac{1}{2} \cdot \xi_1 \cdot (\xi_1 - 1) \cdot (1 - \xi_2^2) \\
 \phi_9 &= (1 - \xi_1^2) \cdot (1 - \xi_2^2) & &
 \end{aligned} \tag{2.116}$$

Para elementos triangulares, las funciones de forma en función de las coordenadas naturales ξ_1 ($0 \leq \xi_1 \leq 1$), ξ_2 ($0 \leq \xi_2 \leq 1$) y $\xi_3 = 1 - \xi_1 - \xi_2$, son:

$$\begin{aligned}
 \phi_1 &= \xi_1 \cdot (2 \cdot \xi_1 - 1) & \phi_2 &= \xi_2 \cdot (2 \cdot \xi_2 - 1) \\
 \phi_3 &= \xi_3 \cdot (2 \cdot \xi_3 - 1) & \phi_4 &= 4 \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \\
 \phi_5 &= 4 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3 & \phi_6 &= 4 \cdot \xi_1 \cdot \xi_3
 \end{aligned} \tag{2.117}$$

Estas funciones de forma permiten aproximar de forma cuadrática la superficie del contorno en X_1 , X_2 y X_3 . De igual forma aproximan las variables del problema en puntos internos al del elemento.

2.4.4.2- EVALUACIÓN DE LAS INTEGRALES EN EL CONTORNO. SINGULARIDADES

Recordemos que al aplicar el MEC sobre las ecuaciones integrales del contorno se obtenía una formulación expresada en sumatorios de integrales extendidas a los elementos de contorno. Esta expresión para medios viscoelásticos es:

$$\mathbf{c}^i \cdot \mathbf{u}^i + \sum_{j=1}^{NE} \left\{ \int_{\Gamma_j} [\mathbf{t}^* \cdot \Phi] d\Gamma_j \right\} \mathbf{u}^j = \sum_{j=1}^{NE} \left\{ \int_{\Gamma_j} [\mathbf{u}^* \cdot \Phi] d\Gamma_j \right\} \mathbf{t}^j \quad (2.118)$$

Si damos un paso más en la ecuación, está podía escribirse como:

$$\mathbf{c}^i \cdot \mathbf{u}^i + \sum_{n=1}^{NN} \hat{\mathbf{H}}^{in} \cdot \mathbf{u}^n = \sum_{n=1}^{NN} \mathbf{G}^{in} \cdot \mathbf{t}^n \quad (2.119)$$

Donde los términos de las matrices $\hat{\mathbf{H}}^{in}$ y \mathbf{G}^{in} son:

$$\hat{H}^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} T^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.120)$$

$$G^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} U^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.121)$$

t es el número de elementos a los que el nodo n pertenece y q su posición local en el elemento

Estas integrales son las que se deberán evaluar en cada uno de los elementos Γ_j en los que se ha discretizado el dominio.

Los términos de estas matrices se pueden obtener cuando el nodo n es diferente al nodo i de aplicación de la carga. Para ello se evalúan numéricamente las integrales, usando una cuadratura gaussiana estándar sobre elementos rectangulares. Las cuadraturas vienen expresadas en función de las coordenadas naturales ξ_1 ($-1 \leq \xi_1 \leq 1$)

y ξ_2 ($-1 \leq \xi_2 \leq 1$), lo cual exige la transformación de las variables geométricas en las integrales originales a las coordenadas naturales. El diferencial de superficie $d\Gamma$ puede expresarse como:

$$d\Gamma = \left| \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \xi_1} \times \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \xi_2} \right| \cdot \partial \xi_1 \cdot \partial \xi_2 = |J_A| \cdot \partial \xi_1 \cdot \partial \xi_2 \quad (2.122)$$

Donde $|J_A|$ es el jacobiano de la transformación:

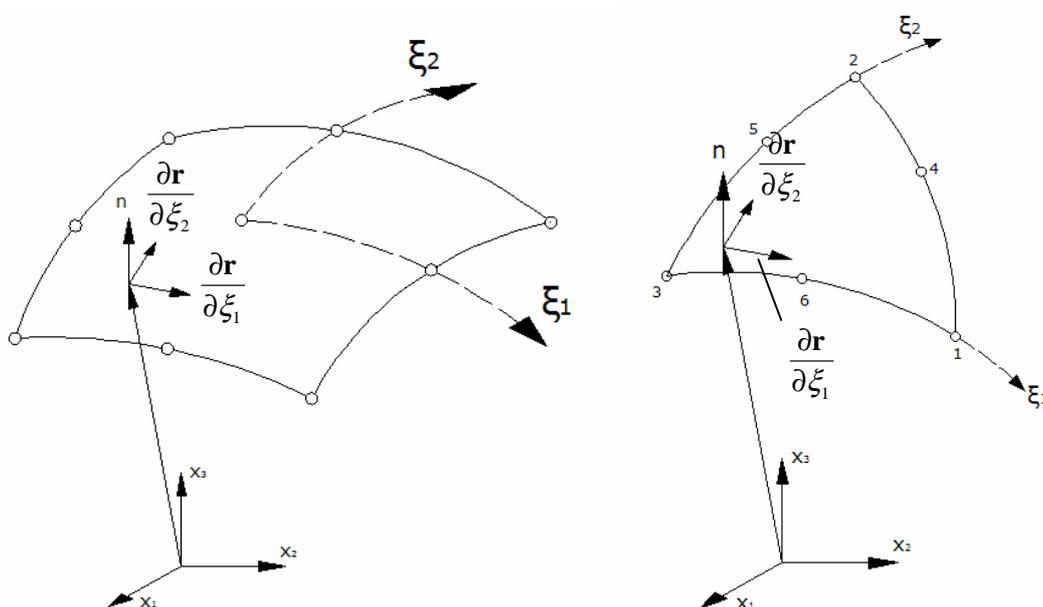


Figura 2.10. Transformación de coordenadas para integración numérica

Según se aproxima la geometría del contorno (2.69) se tiene:

$$\frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \xi_k} = \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial \xi_k} = \frac{\partial \Phi}{\partial \xi_k} \cdot \mathbf{x}^j \quad (2.124)$$

Por lo que el jacobiano viene dado por:

$$\left| \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \xi_1} \times \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \xi_2} \right| = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial x_2}{\partial \xi_1} \cdot \frac{\partial x_3}{\partial \xi_2} - \frac{\partial x_3}{\partial \xi_1} \cdot \frac{\partial x_2}{\partial \xi_2} \\ \frac{\partial x_3}{\partial \xi_1} \cdot \frac{\partial x_1}{\partial \xi_2} - \frac{\partial x_1}{\partial \xi_1} \cdot \frac{\partial x_3}{\partial \xi_2} \\ \frac{\partial x_1}{\partial \xi_1} \cdot \frac{\partial x_2}{\partial \xi_2} - \frac{\partial x_2}{\partial \xi_1} \cdot \frac{\partial x_1}{\partial \xi_2} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} g_1 \\ g_2 \\ g_3 \end{array} \right\} \quad (2.125)$$

$$|J_A| = \sqrt{g_1^2 + g_2^2 + g_3^2} \quad (2.126)$$

Las componentes del vector normal en cada punto vienen dadas por:

$$n_k = \frac{g_k}{|J_A|} \quad (2.127)$$

Mediante (2.69) puede expresarse la derivada de \mathbf{r} respecto a la normal en el contorno como:

$$\frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{n}} = \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial x_k} n_k \quad (2.128)$$

Según lo visto, las integrales a evaluar en función de las coordenadas naturales del elemento pueden escribirse como:

$$\hat{H}^{in} = \int \int_{\xi_1 \xi_2} T^* \cdot \phi_q \cdot |J_A| \cdot d\xi_1 \cdot d\xi_2 \quad (2.129)$$

$$G^{in} = \int \int_{\xi_1 \xi_2} U^* \cdot \phi_q \cdot |J_A| \cdot d\xi_1 \cdot d\xi_2 \quad (2.130)$$

Las integrales anteriores serán evaluadas mediante cuadraturas estándar.

Se nos presenta un problema cuando uno de los nodos que pertenecen al elemento j es el nodo de aplicación de la carga. En este caso las integrales del primer y segundo miembro de la ecuación (2.118) no están definidas. Esto ocurre para todos los

elementos a los que pertenece el nodo de aplicación de la carga. Es decir, en los términos de las matrices $\hat{\mathbf{H}}^{in}$ y \mathbf{G}^{in} para los que $i=n$.

$$\hat{H}^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} T^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.131)$$

$$G^{in} = \sum_t \int_{\Gamma_t} U^* \cdot \phi_q d\Gamma_j \quad (2.132)$$

t representa el número de elementos al que pertenece el nodo y q su posición local en el elemento.

El núcleo de las integrales de las matrices presenta singularidades $O(1/r^2)$ y $O(1/r)$ (fuertes y débiles). No entraremos en profundidad en la resolución de las integrales cuando se presentan este tipo de singularidades. Nos limitaremos a exponer de forma general el procedimiento seguido para resolverlas.

Para la evaluación de los términos débilmente singulares se sigue un procedimiento que consiste en encontrar un nuevo sistema de referencia para el que el subintegrando sea regular. La condición para que esto suceda es que el jacobiano de la transformación sea de $O(r)$. El procedimiento completo para elementos cuadriláteros puede consultarse en Aznárez (2002). El procedimiento es aplicable también a elementos triangulares Domínguez (1993). Este tipo de estrategias fueron expuestas por primera vez por Lachat y Watson (1976), más tarde fueron revisadas por Li et al. (1985), Telles (1987) y Cerrolaza y Alarcón (1989).

En lo que respecta a la evaluación de los términos fuertemente singulares existen procedimientos indirectos y directos para afrontar el problema y una amplia bibliografía al respecto. Con estrategias indirectas se evita también el cálculo del término libre c_{lk} . El problema principal que presentan las estrategias indirectas es que debe estudiarse de forma independiente la estrategia a seguir para cada problema concreto.

El procedimiento directo, que se sigue para la evaluación de estos términos, se fundamenta en que la singularidad es realmente ficticia y se desvanece con la contribución de elementos colindantes. Para estudiarse el procedimiento en profundidad puede consultarse Aznárez (2002). Ver también Chirinio et al. (2000) y Cruse (1969).

2.4.4.3- DUPLICACIÓN DE NODOS EN LOS BORDES ANGULOSOS.

PROBLEMA DE ESQUINA

Se ha estudiado hasta ahora la formulación del MEC para problemas armónicos, evaluándose las integrales en cada elemento. Una vez echo esto y acopladas las diferentes regiones que forman parte del modelo, imponiendo las condiciones de contorno, se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas. El montaje de la matriz global de este sistema no es un proceso simple como ya se habrá podido comprobar.

Un aspecto que añade un grado de complejidad muy elevado al montaje de la matriz de rigidez global del sistema, es la situación que se tiene en la unión de dos contornos con borde anguloso, como la mostrada en la siguiente figura:

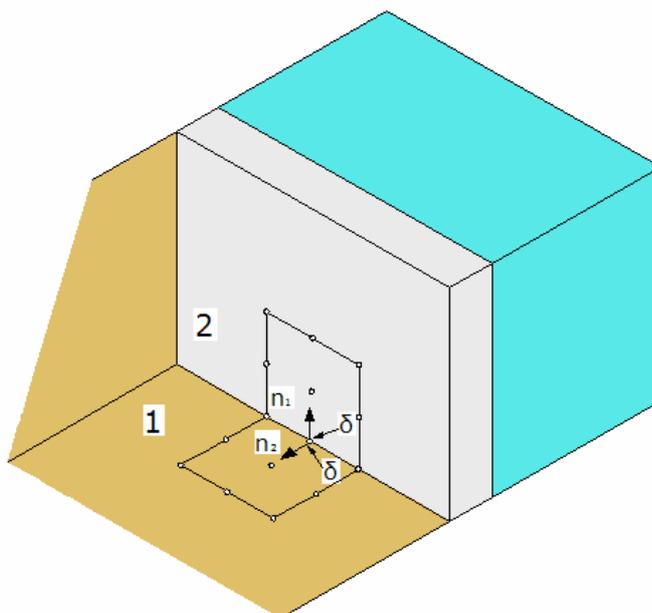


Figura 2.11. Borde anguloso en el problema de una estructura de contención de aguas plana situada en un cañón de sección rectangular.

Las variables derivadas, es decir, tensiones en medio viscoelástico y flujo de presiones en medio escalar, presentan discontinuidad en los nodos del borde, ya que las normales a elementos de diferentes contornos a los que el nodo pertenece son diferentes.

Con el objetivo de facilitar el montaje de la matriz global del problema se sigue una estrategia de duplicación de los nodos en el borde de unión entre contornos, donde se presenta el problema. La consecuencia primaria de esta estrategia es que el número de grados de libertad del problema aumenta. Sin embargo, éste no constituye un problema importante en nuestro modelo, en el que el número de nodos es elevado con respecto al número de nodos en los que se presenta el problema de borde anguloso. La duplicación de nodos en el borde se efectúa de acuerdo con la siguiente imagen, en la que se presta especial interés en el nodo central del borde del elemento sobre el que nos vamos a centrar:

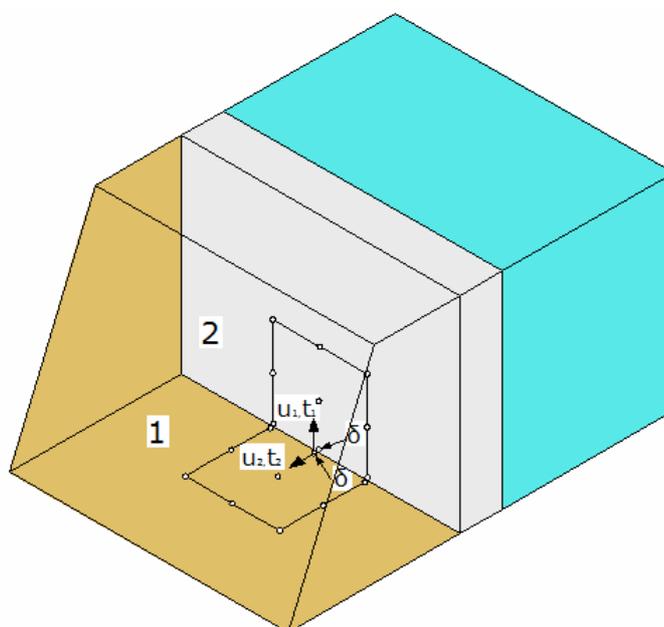


Figura 2. 12. Duplicación de los nodos en los bordes angulosos. Se plantea el problema en una estructura de contención de aguas plana situada en un cañón de sección rectangular.

Llamaremos nodo 1 al nodo duplicado perteneciente al elemento del contorno 1 y nodo 2 al perteneciente al elemento del contorno 2. Al duplicar el nodo las incógnitas también se duplican, en caso de medios viscoelásticos: u_1, u_2, t_1, t_2 . Si se desarrollan las ecuaciones del MEC para los contornos implicados en la imagen y se evalúan las integrales numéricamente, se llega finalmente a un sistema de ecuaciones en las que las ecuaciones correspondientes a la carga concentrada en los nodos duplicados 1 y 2 puede expresarse de forma matricial como:

$$\mathbf{h}_{11} \cdot \mathbf{u}_1 + \mathbf{h}_{12} \cdot \mathbf{u}_2 - \mathbf{g}_{11} \cdot \mathbf{t}_1 - \mathbf{g}_{12} \cdot \mathbf{t}_2 + \dots = \mathbf{f}_1 \quad (2.133)$$

$$\mathbf{h}_{21} \cdot \mathbf{u}_1 + \mathbf{h}_{22} \cdot \mathbf{u}_2 - \mathbf{g}_{21} \cdot \mathbf{t}_1 - \mathbf{g}_{22} \cdot \mathbf{t}_2 + \dots = \mathbf{f}_2 \quad (2.134)$$

En el segundo miembro de las expresiones anteriores se incluyen todos los valores de la variable impuestos en los respectivos contornos, multiplicados por sus correspondientes coeficientes.

Centrémonos ahora en el estudio de estas dos ecuaciones para las diversas posibilidades que existen a la hora de la imposición de las condiciones de contorno, en los dos contornos y por tanto en los nodos duplicados estudiados.

Consideremos en primer lugar que las condiciones de contorno vienen impuestas en términos del vector tensión en ambos contornos (\mathbf{t}_1 y \mathbf{t}_2). En este caso el vector desplazamiento puede determinarse a partir de la resolución del sistema de ecuaciones sin mayor inconveniente.

Otra posibilidad es que se conozcan el vector tensión para el nodo perteneciente al contorno 1 (\mathbf{t}_1) y el vector desplazamiento correspondiente al contorno 2 (u_2) o que se conozca el desplazamiento en 1 y el vector tensión en 2. En ambos casos, el valor de las incógnitas puede obtenerse a través de la resolución del sistema de ecuaciones.

El problema se plantea cuando las condiciones de contorno vienen impuestas en desplazamientos para ambos contornos (se conocen u_1 y u_2). En este caso la sustitución de las condiciones de contorno en las ecuaciones (2.133) y (2.134) nos conduce a dos ecuaciones idénticas, con lo que el sistema de ecuaciones a resolver sería singular. Esto es lo que se conoce con el nombre de problema de esquina. El problema se ha planteado para el caso más evidente, pero se presenta en cualquier esquina que forme parte de los contornos interfase, en algunos casos de interacción entre regiones de distinta naturaleza.

La técnica que se empleará para abordar este inconveniente es la estrategia de colocación no nodal, que consiste en la sustitución de una de las ecuaciones [(2.133) ó (2.134)] o ambas. Para ello el punto de colocación se introduce ligeramente en el interior

del elemento. Esto permite que al presentarse la situación descrita, los coeficientes que multiplican al desplazamiento sean ligeramente diferentes, de forma que el sistema de ecuaciones a resolver ya no es singular. Además esta estrategia facilita la consideración de discretizaciones no conformes. Ver Aznárez (2002).

2.4.5.- SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE UN SEMIESPACIO DE GEOMETRÍA ARBITRARIA ACOPLADO A UNA ESTRUCTURA Y EXCITADO CON ONDAS (SH, P, SV O RAYLEIGH)

Consideremos un problema de un semiespacio acoplado a una estructura, como podría ser el que se muestra en la figura 2.13. En ella aparece una sección del problema de un semiespacio con un canal de sección rectangular acoplado a una estructura plana de contención de aguas.

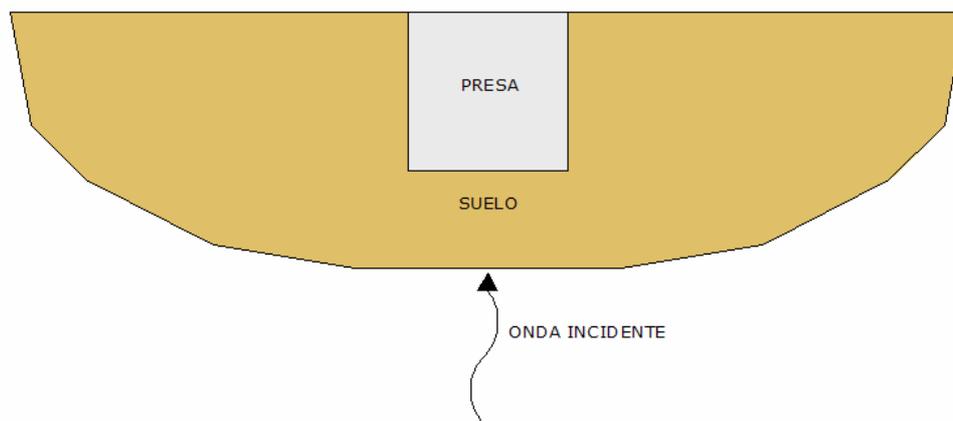


Figura 2.13. Semiespacio con un canal de sección rectangular acoplado a una estructura de contención de aguas plana.

Llamaremos u_i y t_i a los campos de desplazamientos y tensiones que son solución del problema del semiespacio de geometría variable acoplado a una estructura excitado por un campo incidente de ondas (SH, SV, P, Rayleigh). Esta solución puede ser considerada como la superposición de los campos de desplazamientos y tensiones correspondientes a dos problemas:

u_s y t_s que son los campos de desplazamiento y tensiones que son solución al problema del semiespacio elástico plano. En el ejemplo de la figura 2.13 el problema del semiespacio elástico plano se corresponde con el representado en la figura 2.14.

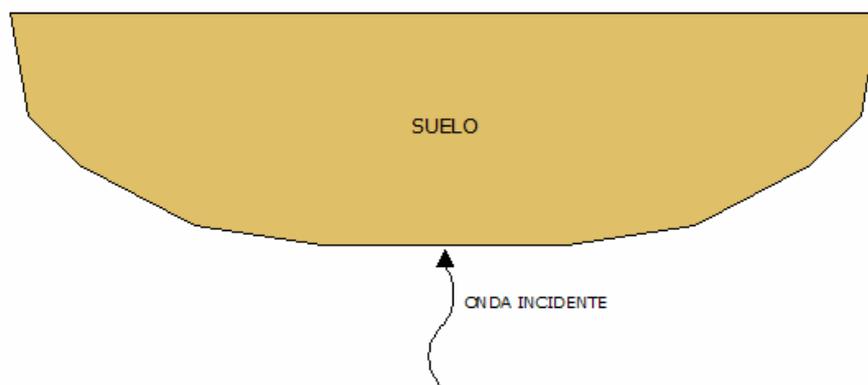


Figura 2.14. Problema correspondiente al semiespacio elástico plano

u_d y t_d que son los campos de desplazamiento y tensiones producto de la distorsión provocada por las irregularidades de la superficie del semiespacio y el acoplamiento de la estructura al problema del semiespacio elástico plano.

Según esto, la solución del campo de desplazamientos y tensiones en cada punto del dominio del problema objeto de estudio, puede escribirse la solución de este problema como:

$$u_t = u_s + u_d \quad (2.135)$$

$$t_t = t_s + t_d \quad (2.136)$$

Si se plantea el teorema de reciprocidad sobre u_d y t_d y a continuación se aplica el MEC a la formulación integral obtenida, siguiendo el procedimiento seguido en los apartados anteriores se puede llegar a la expresión matricial:

$$\mathbf{H} \cdot \mathbf{u}_d = \mathbf{G} \cdot \mathbf{t}_d \quad (2.137)$$

Utilizando las relaciones (2.135) y (2.136) esta expresión matricial puede escribirse en función de los campos de desplazamientos y tensiones que son la solución del problema objeto de estudio de la siguiente forma:

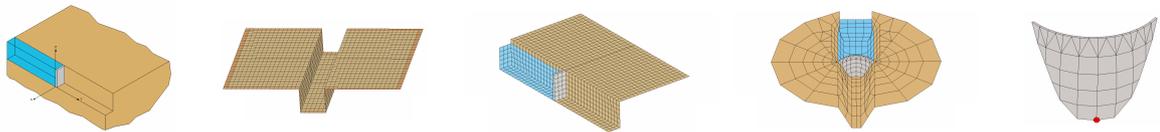
$$\mathbf{H} \cdot (\mathbf{u}_t - \mathbf{u}_s) = \mathbf{G} \cdot (\mathbf{t}_t - \mathbf{t}_s) \quad (2.138)$$

Expresión que reordenada se expone a continuación:

$$\mathbf{H} \cdot \mathbf{u}_t - \mathbf{G} \cdot \mathbf{t}_t = \mathbf{H} \cdot \mathbf{u}_s - \mathbf{G} \cdot \mathbf{t}_s \quad (2.139)$$

El lado derecho es completamente conocido. La resolución de este sistema de ecuaciones proporciona la solución total al campo de desplazamientos y tensiones del problema de un semiespacio con geometría arbitraria excitado mediante una onda.

CAPÍTULO III



ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA
DEL NIVEL DE LLENADO DEL
EMBALSE EN LA RESPUESTA
SÍSMICA DE PRESAS

3.1.- INTRODUCCIÓN

En capítulos anteriores se han desarrollado los fundamentos teóricos y el método numérico que se emplea para resolver los problemas que en este proyecto se plantean.

En el presente capítulo realizaremos el análisis sísmico de varios problemas de estructuras de contención de aguas. Nuestro principal objetivo será cuantificar la influencia del nivel de agua contenida en el embalse en la respuesta sísmica del sistema. Además de este factor, determinante en la respuesta sísmica de presas, también se estudiarán, de forma secundaria, la rigidez de la base y la geometría del cañón como factores relevantes en dicha respuesta.

En primer lugar se analizará una estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, modelo basado en los problemas de presas reales, pero con grandes simplificaciones. Representa un caso de gran interés, ya que la propia simplicidad del problema permite la interpretación de resultados con gran facilidad. La importancia de este problema se irá viendo a medida que se desarrolle y se profundice en el análisis sísmico de diversos factores.

Posteriormente se realizará un análisis similar al de este primer problema, pero en este caso con varios modelos de la Presa de Morrow Point (Colorado, U.S.A.). Se trata de una presa clásica en análisis dinámicos, realizados por algunos de los investigadores más destacados en este campo.

Este capítulo es de gran importancia, ya que en él se describen al detalle los problemas a analizar, así como los diferentes aspectos de los modelos de elementos de contorno utilizados para obtener soluciones numéricas.

Para la realización de los cálculos, así como para el tratamiento posterior de los resultados, nos apoyaremos en el uso de varios programas informáticos. El correcto uso de estos programas y la interpretación posterior de los resultados obtenidos depende del conocimiento preciso de los problemas estudiados y de los fundamentos teóricos y procedimientos que utilizan estos programas.

3.2.- ESTRUCTURA PLANA DE CONTENCIÓN DE AGUAS QUE CIERRA UN CANAL DE SECCIÓN RECTÁNGULAR

3.2.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El primer problema que va a tratar consiste en una estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular realizado sobre un suelo rocoso. El problema se esquematiza en la figura 3.1., en la que se representa la mitad del problema, que presenta simetría respecto al plano YZ.

Se trata de una versión muy simplificada de los problemas de presas reales, pero que presenta un gran interés, ya que su sencillez nos permitirá realizar una mejor interpretación de los resultados. Otro de los objetivos por los que se ha decidido analizar este primer problema es el de que los resultados obtenidos resulten útiles para la interpretación de resultados obtenidos con modelos de presas reales, muchos más complejos y cuyos resultados pueden presentar mayor ambigüedad.

Las dimensiones del canal rectangular en el que se sitúa la presa son de 100 m de ancho y 100 m de alto. El muro de la presa tiene estas mismas dimensiones y cuenta con 8 m de ancho.

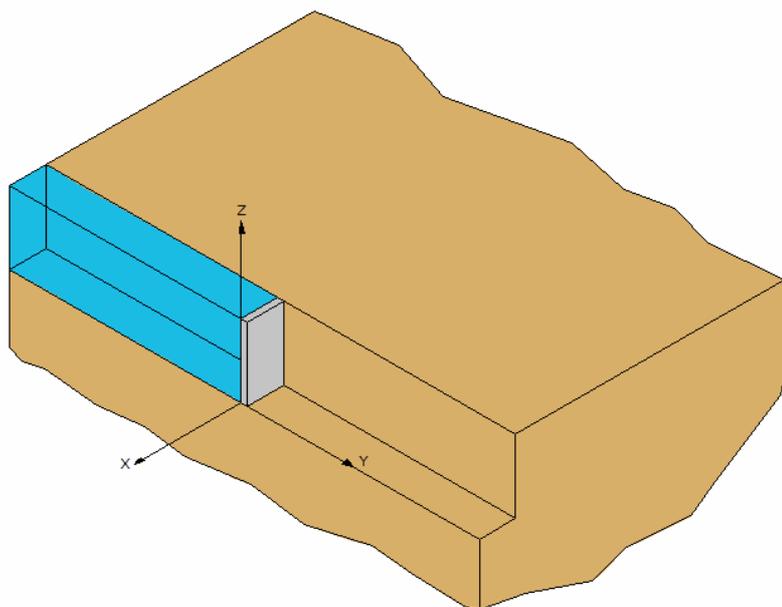


Figura 3.1. Estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, realizado sobre un terreno rocoso

Tendremos según lo expuesto tres medios diferentes en el problema a analizar: El suelo, la presa y el agua embalsada. Las propiedades de cada uno de estos medios son las mismas que las de la presa de Morrow Point, Estas propiedades han sido extraídas del artículo de Maeso y Domínguez (1993). Estas propiedades se indican en la tabla 3.1.

<i>Suelo</i>	Módulo de rigidez transversal: $G_s = 11500 \cdot 10^6 N/mm^2$ Módulo de Poisson: $\nu_s = 0.2$ Coeficiente de amortiguamiento: $\beta_s = 0.05$ Densidad: $\rho_s = 2614.65 kg/m^3$
<i>Presa</i>	Módulo de elasticidad: $G_p = 11500 \cdot 10^6 N/mm^2$ Módulo de Poisson: $\nu_p = 0.2$ Coeficiente de amortiguamiento: $\beta_p = 0.05$ Densidad: $\rho_p = 2481.5 kg/m^3$
<i>Agua</i>	Densidad: $\rho_a = 1000 kg/m^3$ Velocidad de propagación de las ondas $C = 1438.6 m/s$

Tabla 3.1. Propiedades de los medios que intervienen en el problema objeto de estudio.

El origen de los ejes de coordenadas se situará en el punto indicado en la figura 3.1. Las coordenadas de los puntos analizados serán referenciadas a este punto a partir de este momento.

3.2.2.- ANÁLISIS PREVIOS. DEFINICIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS DE CONTORNO

A lo largo de este apartado se detallará el proceso de definición del modelo de elementos de contorno con el que se analizará nuestro problema. La elección del modelo conlleva muchos aspectos relacionados con el problema sobre los que se debe decidir. Muchos de estos aspectos están claros, mientras que otros no resultan tan evidentes. Uno de los principales problemas consiste en escoger la discretización adecuada para aproximar la geometría del problema y las variables dinámicas del mismo. Para concretar los diferentes aspectos del modelo y verificar la validez del

mismo estudiaremos el movimiento en dirección anteroposterior en coronación de la presa, suponiendo que se encuentra sobre un suelo infinitamente rígido. Este estudio nos servirá para escoger la discretización definitiva y será usado como referencia cuando se obtengan resultados que tengan en cuenta la interacción entre los diferentes medios. Se analizará el problema en el campo complejo de la frecuencia.

Una vez tengamos totalmente escogido el modelo nos centraremos ya en realizar un análisis más profundo del propio movimiento en coronación y de otros factores y variables muy interesantes en el estudio dinámico de presas, centrándonos en la influencia del nivel de agua contenida en el embalse en la respuesta.

Como en la mayoría de los problemas de gran magnitud analizados a través del MEC, encontrar la discretización adecuada para el problema supone la primera dificultad. Se pretende obtener una discretización con un número de nodos razonable y a través de la que se obtengan resultados lo suficientemente precisos. Cuanto mayor sea el número de nodos, mayor será el número de grados de libertad del problema y mayor será el tiempo de computación necesario para obtener resultados, pudiendo incluso resultar insuficiente la capacidad de cálculo de las máquinas disponibles. De aquí la importancia de la elección de la discretización.

En el caso que nos ocupa (presa sobre base infinitamente rígida) es posible analizar la presa aisladamente como un dominio viscolástico lineal, por lo que sólo será necesario discretizar los contornos del muro. Esto es posible debido a que la rigidez infinita de la base hace que una onda propagándose a través del suelo sea equivalente a una excitación uniforme en todos los puntos de la cimentación. Esto es debido a que los movimientos de la base no se ven afectados por la presencia de la estructura. Una vez se escoja la discretización para el muro sobre base rígida, el resto de medios presentes en el problema se discretizarán de forma acorde con la misma. Las propiedades de la presa son las indicadas en la tabla 3.1. (apartado 2.4.4.1).

Recordemos que la geometría del problema, así como las variables primarias y sus derivadas se aproximan de forma cuadrática mediante las funciones de aproximación que se estudiaron en el capítulo anterior.

Se van a exponer aquí dos de las discretizaciones analizadas, una que finalmente fue descartada y otra, la definitiva. Esto nos permitirá exponer el razonamiento que nos llevo a decidirnos por una de ellas y demostrar la validez de la misma.

La primera discretización estudiada está formada exclusivamente por elementos cuadráticos cuadriláteros. El tamaño de elementos para cada una de las caras es de:

Cara delantera ($x = 8.00 \text{ m}$) y cara trasera ($x = 0.00 \text{ m}$): Elementos cuadráticos cuadriláteros de $10 \text{ m} \times 10 \text{ m}$.

Estribos ($z = 0.00 \text{ m}$ e $y = 50.00 \text{ m}$) y cara superior del muro ($z = 100.00 \text{ m}$): Elementos cuadráticos cuadriláteros de $8 \text{ m} \times 10 \text{ m}$.

Esta discretización se muestra en la figura 3.2 obtenida a través del software informático GID, un pre y postprocesador desarrollado por el CIMNE (Internacional Center for Numerical Methods in Engeneering), con sede en Barcelona y que permite importar las discretizaciones realizadas y verlas de forma gráfica como se observa en la figura.

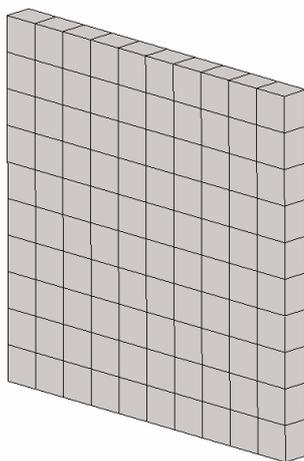


Figura 3.2. Discretización n° 1 empleada para la aproximación de la geometría de la presa y de las variables dinámicas del problema

Una vez preparada la discretización se realizó el primer análisis del modelo de elementos de contorno sometiéndolo a una excitación armónica determinada por un desplazamiento en dirección anteroposterior (según la dirección del eje X) de amplitud

unidad, aplicada en la cimentación del muro. Esta situación es equivalente la de una onda SH de amplitud unitaria en campo libre, propagándose a través de la base infinitamente rígida. A los puntos de la base, debido a su infinita rigidez, no les afecta la presencia de la estructura.

La simetría de la excitación y de la geometría del problema provoca que sólo sea necesario discretizar la mitad del problema a analizar (por lo que la discretización es sólo la mitad de la de la figura 3.2. Conviene detenernos para profundizar en este aspecto. La reducción de la discretización a la mitad, nos lleva a que el número de grados de libertad se reduzca también a la mitad. Por tanto el sistema de ecuaciones que se obtiene de la aplicación del MEC y que nos permitirá obtener la solución aproximada del problema, se reduce también a la mitad. Para explicar las razones de la simplificación que provoca la simetría del problema nos basaremos en la figura 3.3.

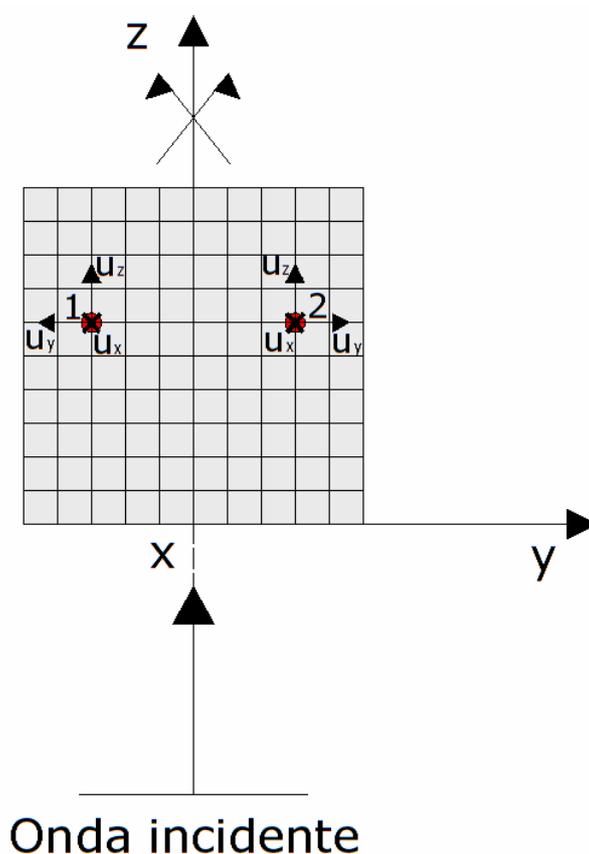


Figura 3.3. Simetría del problema y de la excitación. Relación entre las componentes del desplazamiento de dos puntos situados simétricamente

Los puntos 1 y 2 de la figura 3.3 están simétricamente situados. Si se considera la discretización del problema entero y no sólo la mitad, tras plantear el sistema de ecuaciones aparecen las incógnitas correspondientes a los nodos 1 y 2, en este caso las tres componentes del vector desplazamiento (u_x, u_y, u_z) . Sin embargo debido a la simetría geométrica y de la excitación, las componentes del vector desplazamiento de los dos puntos guardan la siguiente relación:

$$u_{x1} = u_{x2} \quad (3.1)$$

$$u_{y1} = -u_{y2} \quad (3.2)$$

$$u_{z1} = u_{z2} \quad (3.3)$$

Por lo que sustituyendo las variables de cada punto de una de las partes simétricas del problema por las de su simétrico, con el signo correspondiente, el sistema se ve reducido a la mitad, con el importante ahorro computacional que ello supone.

Para estos estudios previos, obtendremos solamente resultados en el campo complejo de la frecuencia para excitaciones armónicas. Se estudiará un rango bastante elevado de frecuencias. La respuesta se obtendrá expresada en una variable adimensional. Dicha variable representa el movimiento (desplazamiento, velocidad o aceleración) en dirección anteroposterior de la presa en un punto determinado (en este caso el punto central de la coronación de la presa), en relación con el movimiento en un punto de la superficie libre a la cota de la coronación, lo suficientemente alejado de la presa. Esta variable representa tanto desplazamiento adimensional, como velocidad adimensional y aceleración adimensional, en el campo complejo de la frecuencia, ya que en este dominio se tiene:

$$\frac{a}{a_{SL}} = \frac{\partial v / \partial t}{\partial v_{SL} / \partial t} = \frac{\omega \cdot i \cdot v}{\omega \cdot i \cdot v_{SL}} = \frac{v}{v_{SL}} \quad (3.4)$$

$$\frac{a}{a_{SL}} = \frac{\partial^2 d / \partial t^2}{\partial^2 d_{SL} / \partial t^2} = \frac{-\omega^2 \cdot d}{-\omega^2 \cdot d_{SL}} = \frac{d}{d_{SL}} \quad (3.5)$$

Y por tanto:

$$\frac{a}{a_{SL}} = \frac{v}{v_{SL}} = \frac{d}{d_{SL}} \quad (3.6)$$

En las expresiones anteriores, se tiene que:

ω es la frecuencia angular en rad / s .

i es la unidad imaginaria.

t es el tiempo.

a , v , d , son la aceleración, la velocidad y el desplazamiento que experimenta el punto a analizar en el campo complejo e la frecuencia.

a_{SL} , v_{SL} , d_{SL} , son la aceleración, la velocidad y el desplazamiento que experimenta un punto a la cota de la coronación en un punto suficientemente alejado de la presa, también conocidas como aceleración, velocidad y desplazamiento de campo libre.

Por lo tanto cuando hagamos referencia a esta variable adimensional podremos estar haciendo referencia a cualquiera de estas tres variables idénticas.

La variable estudiada, para cada valor de la frecuencia viene dada por un número complejo. Para una frecuencia determinada la excitación provoca un movimiento armónico de amplitud unitaria en campo libre y la respuesta en coronación (o en cualquier punto) es otra función armónica de la misma frecuencia, pero de distinta amplitud y desfasada con la excitación. El módulo de complejo (a/a_{SL}) representa la amplitud de la respuesta en relación con la amplitud del movimiento en campo libre y la relación entre las partes real e imaginaria el desfase respecto al movimiento en campo libre.

El punto que se va a analizar tiene unas coordenadas de (8.00, 0.00, 100.00), se sitúa en la parte central de la coronación del muro y haremos mención a él como nodo 243 en adelante (figura 3.4). En este punto tienen lugar valores muy elevados de la respuesta, por ello será uno de nuestros puntos de referencia en los estudios que se realizarán a lo largo de todo el proyecto.

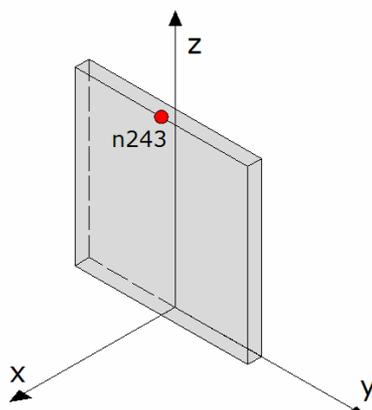


Figura 3.4. Nodo 243. Nodo central de la coronación de la presa cuyo movimiento se estudia

Con el objetivo de que las gráficas incluidas a lo largo de este proyecto resulten más fáciles de interpretar se indicará en cada una el punto analizado. Para ello nos ayudaremos de un esquema como el de la figura 3.4.

En la figura 3.5 se muestran los resultados obtenidos en este primer análisis. Se representan la parte real, imaginaria y el módulo de la variable adimensional compleja que se está analizando. El valor de esta variable se indica en el eje de ordenadas. En el eje de abscisas se representa un rango de frecuencias de 0 a 100 rad/s , en el que aparece la información más interesante del comportamiento de la presa.

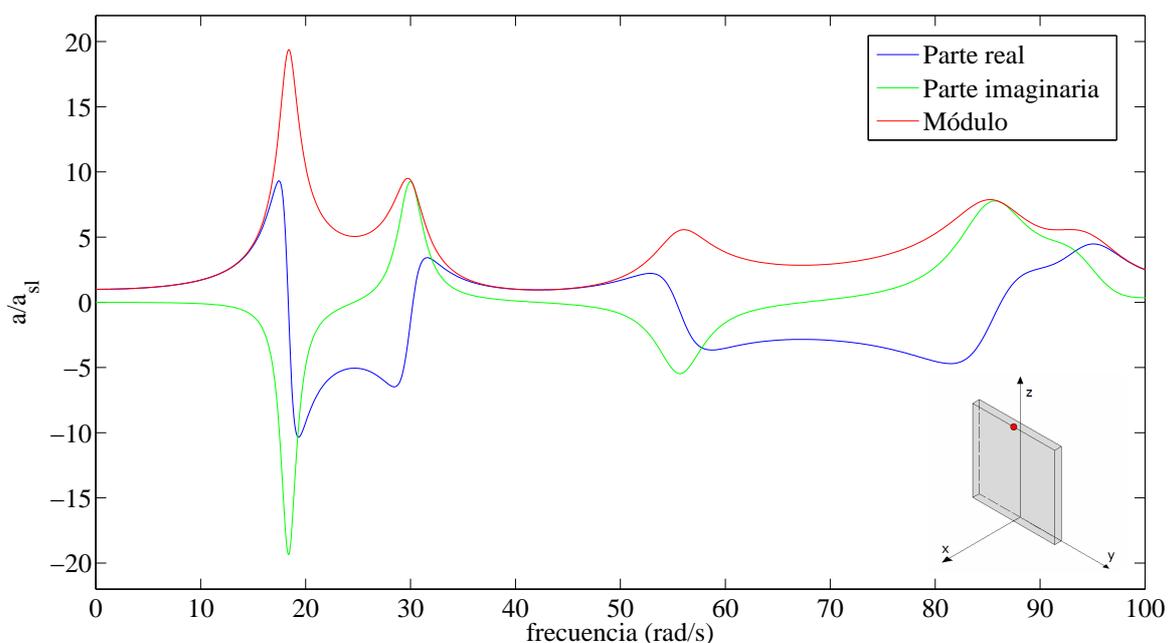


Figura 3.5. Presa sobre base infinitamente rígida. Discretización nº 1. Análisis en frecuencia del desplazamiento en dirección anteroposterior en coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre.

Lo más interesante de las curvas obtenidas son los valores de las dos primeras frecuencias naturales, en las que se produce un importante pico para la variable estudiada. Estas frecuencias naturales son las que determinarán principalmente el comportamiento dinámico del sistema. La primera frecuencia natural se corresponde con $\omega_1 = 18.39 \text{ rad/s}$, teniéndose para el desplazamiento adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en dirección anteroposterior un valor de 19.38. La segunda frecuencia natural es de $\omega_2 = 29.81 \text{ rad/s}$ con un desplazamiento adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre de 9.51.

Esta curva constituye la función de transferencia del sistema, ya que es la respuesta frente a una excitación armónica de amplitud unidad en campo libre. A partir de ella se pueden obtener resultados temporales ante un sismo, con un proceso que hace uso de la Transformada Rápida de Fourier (Fast Fourier Transfer, FFT) y de la Transformada Rápida inversa de Fourier. Este procedimiento se detallará en apartados posteriores. De momento nos basta con estudiar el comportamiento del sistema en el dominio de la frecuencia. Esto nos permitirá escoger la discretización adecuada y extraer las primeras conclusiones del problema a estudiar.

Si utilizamos una discretización acorde con la estudiada para los otros medios implicados en el problema tendríamos como resultado un número de grados de libertad muy elevado. Esto implicaría una capacidad de cálculo necesaria excesiva. Otra posible solución consistiría en utilizar elementos de mayor tamaño en el resto de contornos, aunque esto supondría costosas transiciones entre los elementos de menor y mayor tamaño, lo que no aseguraría resultados óptimos. Por todo esto se decidió realizar una segunda discretización con elementos de mayor tamaño para la presa y realizar una comparación entre ésta y la primera. Esta discretización se corresponde con la de la figura 3.6, en la que se muestra la presa entera y no solo una parte simétrica. En la figura se puede apreciar que el número de elementos en los diferentes contornos es considerablemente menor que para la discretización anterior. El tamaño de los elementos usados es:

Cara delantera ($x = 8.00 \text{ m}$) y cara trasera ($x = 0.00 \text{ m}$): Elementos cuadráticos cuadriláteros de $16.666 \text{ m} \times 16.666 \text{ m}$.

Estribos ($z = 0.00 \text{ m}$ e $y = 50.00 \text{ m}$) y cara superior del muro ($z = 100.00 \text{ m}$):
Elementos cuadráticos cuadriláteros de $8 \text{ m} \times 16.66 \text{ m}$.

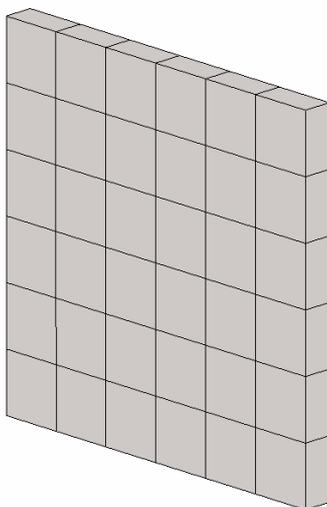


Figura 3.6. Discretización n° 2 empleada para la aproximación de la geometría de la presa y de las variables dinámicas del problema

En la figura 3.7 se representan los resultados del análisis en frecuencia en el punto de coronación de la presa para la segunda discretización.

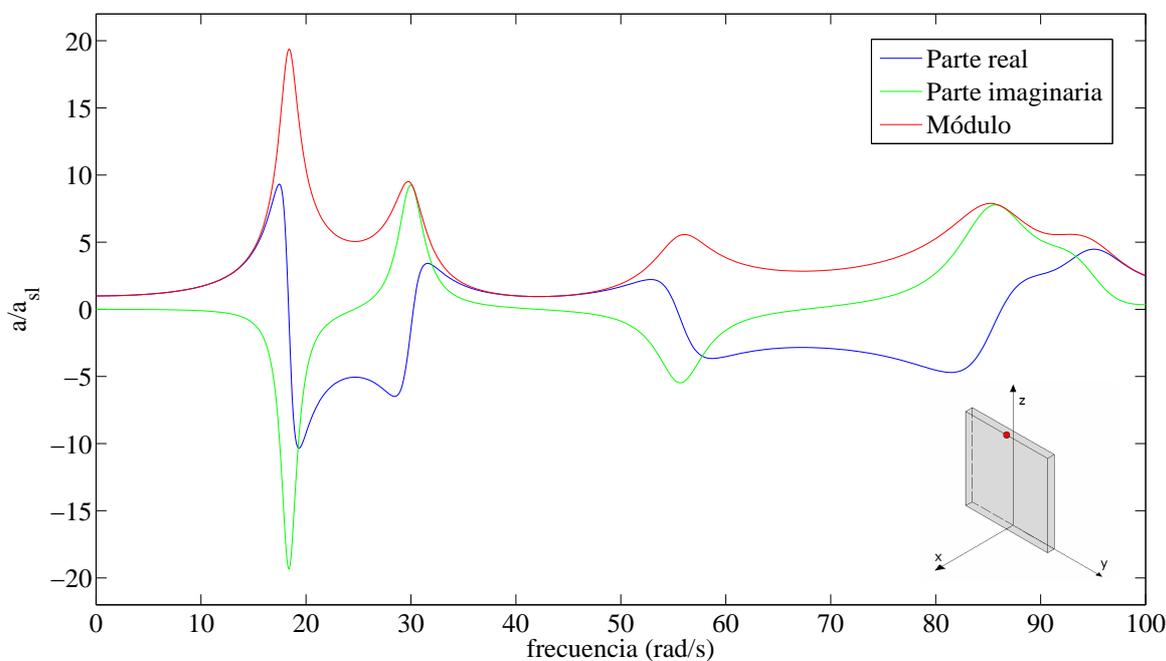


Figura 3.7. Presa sobre base infinitamente rígida. Discretización n° 2. Análisis en frecuencia del desplazamiento en dirección anteroposterior en coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre.

Se observa gran similitud entre las curvas obtenidas para ambas discretizaciones. En este caso el valor de la primera frecuencia natural es de $\omega_1 = 19.08 \text{ rad/s}$ con un desplazamiento adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en dirección anteroposterior de 19.69. El valor de la segunda frecuencia natural es de $\omega_2 = 30.72 \text{ rad/s}$ y se obtiene un desplazamiento adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en dirección anteroposterior de 9.76.

En la figura 3.8 se superponen los módulos del desplazamiento para ambas discretizaciones, con el fin de evaluar la precisión de los resultados obtenidos para la segunda discretización.

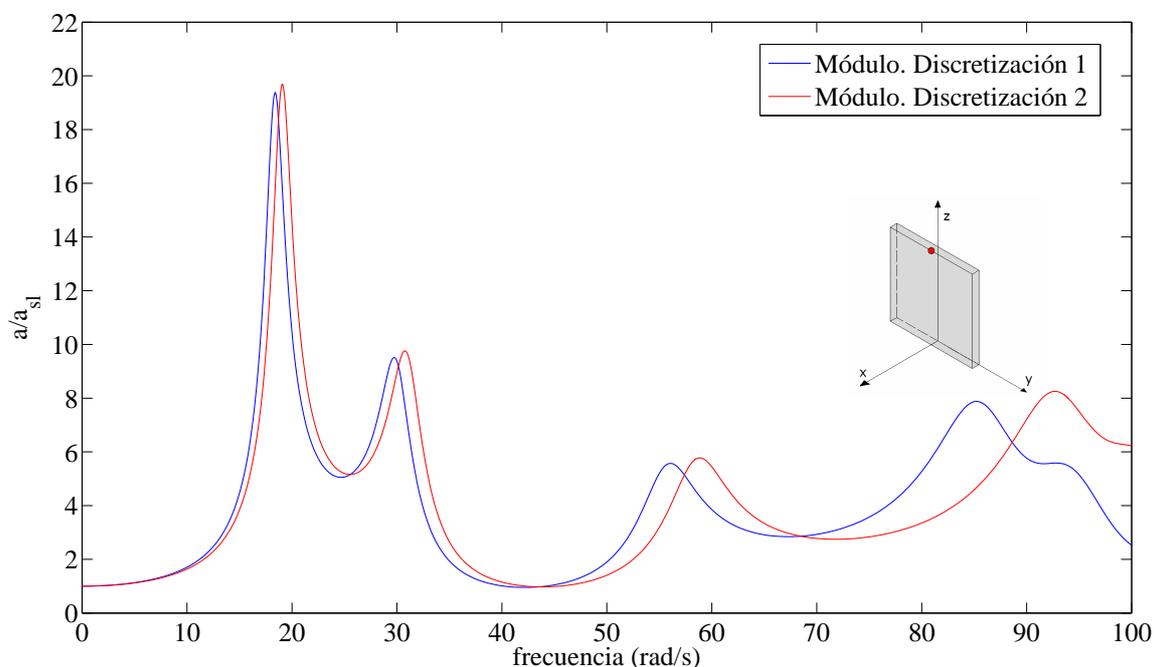


Figura 3.8. Presa sobre base infinitamente rígida. Discretizaciones n° 1 y n° 2. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre.

En la gráfica anterior se puede ver que la curva para la segunda discretización se desplaza a la derecha, es decir, aumenta el valor de las frecuencias naturales. Esto puede comprenderse de forma sencilla, pensando que al ser el número de elementos de la segunda discretización menor, el muro se comporta como un elemento más rígido, permaneciendo iguales el resto de parámetros que determinan el comportamiento dinámico del sistema. Un aumento de la rigidez conlleva un aumento de la frecuencia natural.

Como se puede apreciar, las dos discretizaciones dan resultados muy similares para las dos primeras frecuencias naturales que son las de mayor repercusión en el comportamiento sísmico del problema a estudiar. Sin embargo, el tamaño computacional del problema con la segunda discretización será asumible cuando se proceda a la discretización de la base, al contrario que el de la primera discretización. Por esta razón se escoge la segunda discretización para seguir adelante con el problema. La discretización del resto de medios implicados en el problema se realizará acorde con la escogida para el muro, como se verá en apartados posteriores. Tenemos seis elementos a lo largo de la altura del muro, esto nos permitirá preparar la discretización para incluir seis niveles de llenado del embalse, lo que representa un estudio bastante completo de la influencia de llenado en la respuesta sísmica de la presa.

3.2.3.- PROBLEMA DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA

Se va estudiar en este apartado, lo que en dinámica de estructuras se conoce como problema de interacción cinemática, que para el problema que nos ocupa consiste en analizar el cañón en ausencia de estructura y del agua.

El objetivo que se persigue es cuantificar la modificación en la respuesta que provoca la introducción de la estructura. De esta forma, una vez obtenida la respuesta sísmica del problema que se trata, podremos estimar que porcentaje de dicha respuesta es debida a la presencia de la estructura, en relación con otros factores.

El análisis que se va a realizar no nos aportará por sí sólo gran claridad, pero posteriormente, cuando obtengamos resultados temporales del problema de la presa, el problema de interacción cinemática será una valiosa referencia.

Según la definición del problema, el único medio que intervienen en el mismo es el suelo, con las propiedades que ya se indicaron en el apartado 3.2.1., en la tabla 3.1.

En la discretización utilizada para el problema de interacción cinemática se utiliza un tamaño de elemento acorde con el que se escogió finalmente para la presa en el apartado anterior. Se utilizan exclusivamente elementos cuadráticos cuadriláteros.

La discretización se realiza de tal forma que el canal rectangular uniforme se entiende extendido hasta el infinito, es decir se presenta un modelo de canal no cerrado. Se profundizará sobre este aspecto en apartados posteriores.

Se discretiza una cantidad de suelo de tres veces la altura del cañón en todas las direcciones. Estudios dinámicos previos sobre presas han demostrado que discretizando una cantidad de suelo de dos veces y media de la altura de la presa se obtienen ya buenos resultados. La discretización utilizada puede consultarse en la figura 3.9. En la primera imagen se muestra una de las partes simétricas del problema, que recordemos que es lo que en realidad se discretiza. En la segunda imagen aparece el problema completo discretizado.

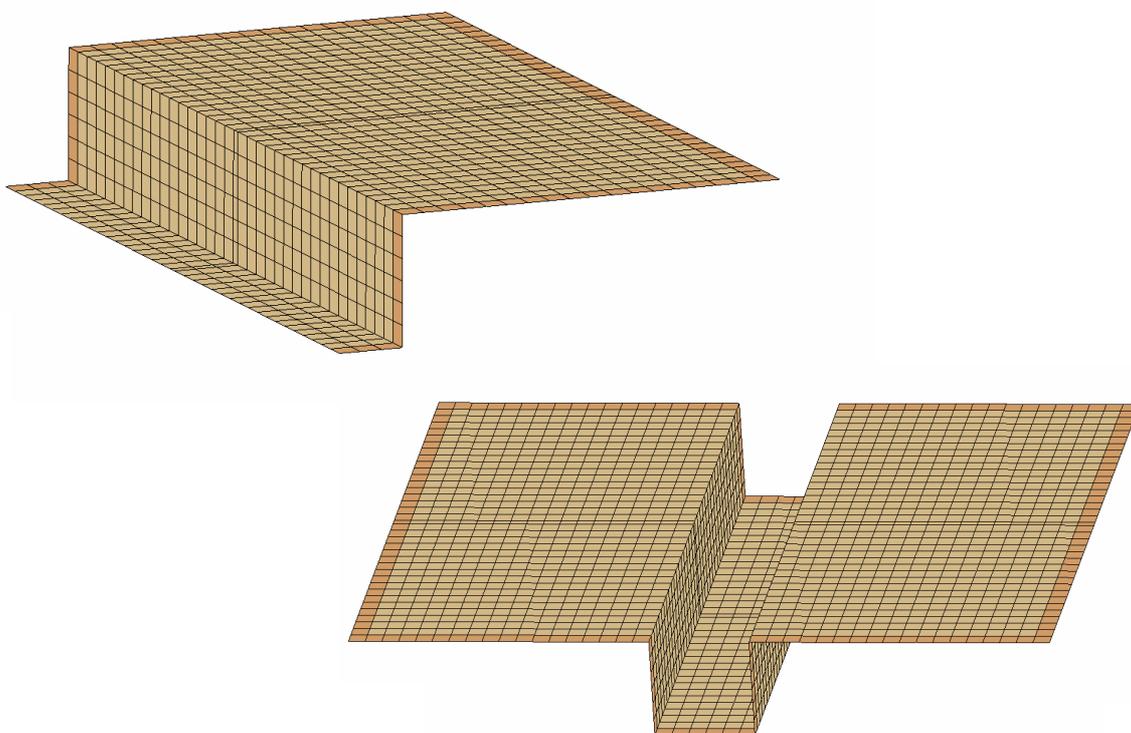


Figura 3.9. Discretización utilizada para el problema de interacción cinemática.

Los elementos señalados en un tono más oscuro y que rodean los contornos del suelo (figura 3.9) no forman parte del modelo de elementos de contorno. Son elementos ficticios, de tal forma que sobre ellos no se realiza la representación integral y no introducen incógnitas al problema. Pero su definición es necesaria para la evaluación de los términos fuertemente singulares que se estudio en el capítulo anterior (apartado

2.4.4.2) y que permiten obtener los términos de la matriz del sistema de ecuaciones, cuya resolución nos proporcionará la solución aproximada al problema. En las discretizaciones que se esquematicen en adelante serán omitidos estos elementos.

Se va a presentar en este apartado el análisis en frecuencia del movimiento en dirección anteroposterior. Dicho análisis se efectuará para varios nodos situados a lo largo del cañón, pertenecientes al plano de simetría del problema. La respuesta en estos nodos debe ser muy similar, sin embargo, a medida que nos alejamos del origen de coordenadas en una u otra dirección la respuesta se distorsiona ligeramente.

Se analizará también un nodo con coordenadas (4, 50, 66.7) que se corresponde con un punto perteneciente al estribo de la presa, situado a una altura de $2/3$ de la altura total del canal. Éste y el resto de nodos a analizar se representan en la figura 3.10.

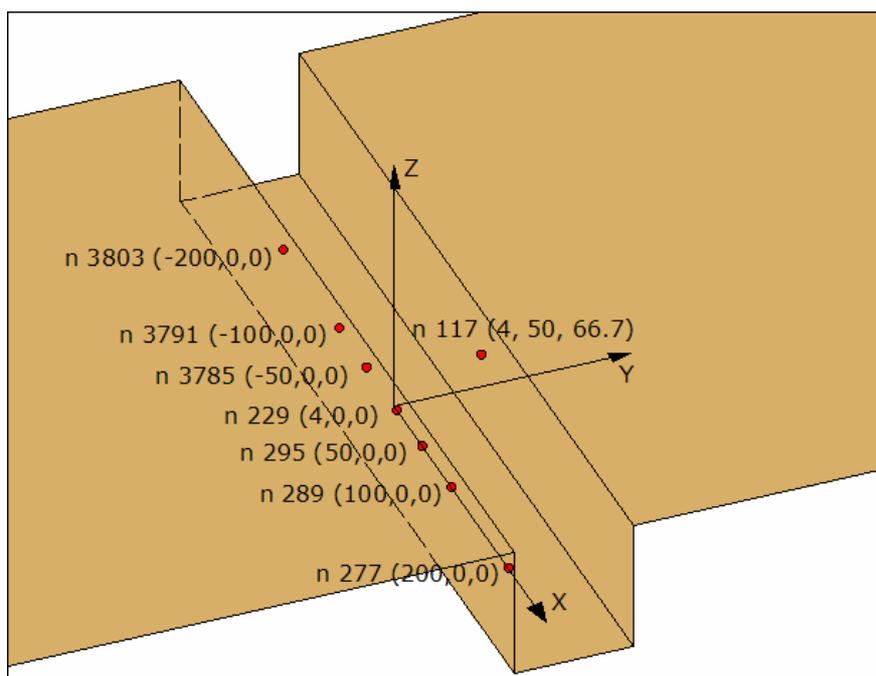


Figura 3.10. Nodos que se analizan en el estudio del problema de interacción cinemática.

En la figura 3.11 se incluyen las curvas correspondientes al análisis en frecuencia del movimiento en dirección anteroposterior para cada uno de los nodos a estudiar. La excitación es una onda SH que provoca un desplazamiento de amplitud unitario de campo libre y que incide verticalmente sobre la estructura.

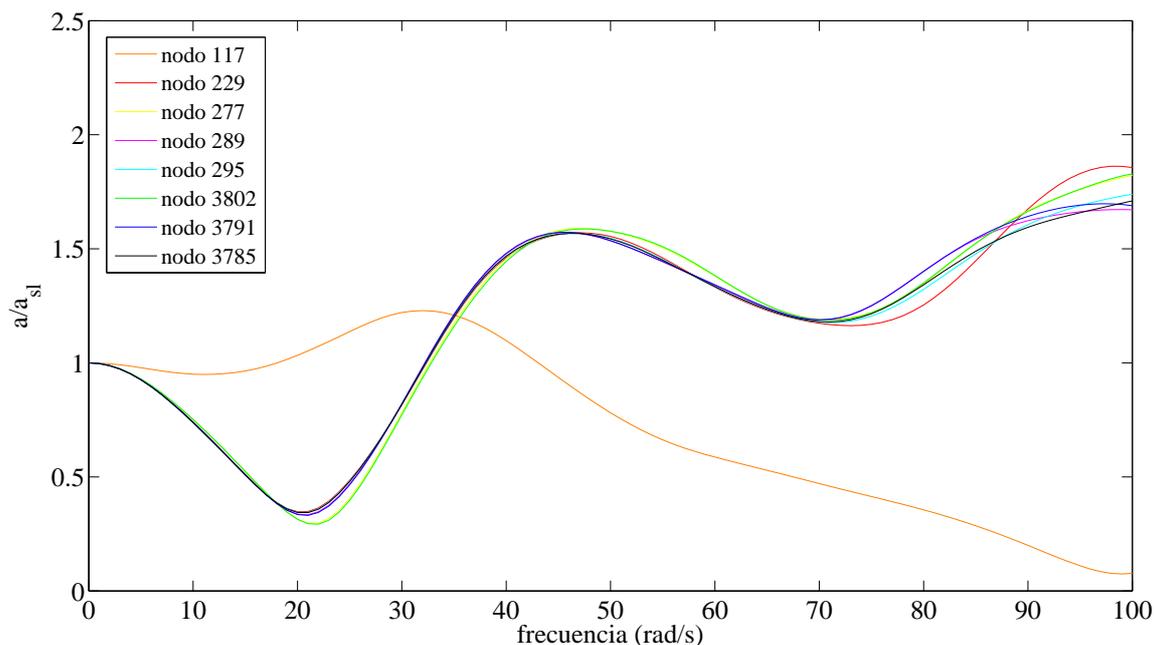


Figura 3.11. Problema de interacción cinemática. Excitación onda SH. Análisis en frecuencia del movimiento en dirección anteroposterior adimensional izado con el desplazamiento de campo libre.

Módulo para cada uno de los nodos analizados.

La respuesta para los nodos que se encuentran a lo largo del cañón en el plano de simetría es muy similar, algo distorsionada en los nodos más alejados. La respuesta en el nodo 117 es completamente diferente a la de los nodos del cañón. También es destacable que los valores de la variable estudiados son bastante bajos.

Las funciones de transferencia obtenidas serán utilizadas en apartados posteriores, para obtener la respuesta temporal en los puntos analizados, ante un seísmo concreto. Comparando los resultados obtenidos con los que se obtendrán para al problema de interacción suelo-agua-estructura en apartados posteriores, se podrá cuantificar que importancia en la respuesta tiene la interacción cinemática, en relación con otros factores determinantes en la respuesta dinámica de presas.

3.2.4.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE EN LA RESPUESTA SÍSMICA

A lo largo de este apartado se tratarán varios aspectos de la respuesta sísmica de la estructura de contención plana. Nos centraremos en estudiar como altera el nivel de agua presente en el embalse dicha respuesta sísmica.

Comenzaremos estudiando el desplazamiento en el punto de coronación de la presa y en la base de la misma, pasando posteriormente a realizar estudios de tensiones y presión en puntos muy interesantes. Se usarán como referencia el problema de la presa sobre base rígida y el problema de interacción cinemática, que se estudiaron en apartados anteriores. Recordemos que a lo largo de todo este capítulo las ondas sísmicas se consideran incidiendo verticalmente sobre la estructura. El ángulo de incidencia es un factor que se tratará en capítulos posteriores.

3.2.4.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA

Hasta el momento se han obtenido resultados para la presa sobre un terreno infinitamente rígido y para el problema de interacción cinemática. A lo largo de este apartado vamos a dar un paso más, procediendo al análisis de la presa sobre un suelo flexible, tanto para embalse vacío como para diferentes niveles de llenado del embalse. Además se obtendrá la respuesta temporal del sistema frente a un terremoto.

ANÁLISIS EN FRECUENCIA

Comencemos el análisis para embalse vacío. Al estudiar la presa sobre base flexible, se tendrá en cuenta por primera vez la influencia de la interacción suelo-estructura. Se considerarán por tanto las deformaciones producidas en las regiones cercanas a la cimentación de la presa. La interacción entre el suelo y la estructura se tendrá en cuenta aplicando las condiciones específicas a los contornos interfase entre los dos medios. Los dos medios implicados en el estudio, la presa y el suelo, se consideran

medios viscoelásticos lineales, con las mismas propiedades que en apartados anteriores y que pueden consultarse en la tabla 3.1.

La discretización empleada se muestra en la figura 3.12. Se trata de una discretización acorde con las que ya se realizaron para el problema de interacción cinemática y el muro sobre base rígida.

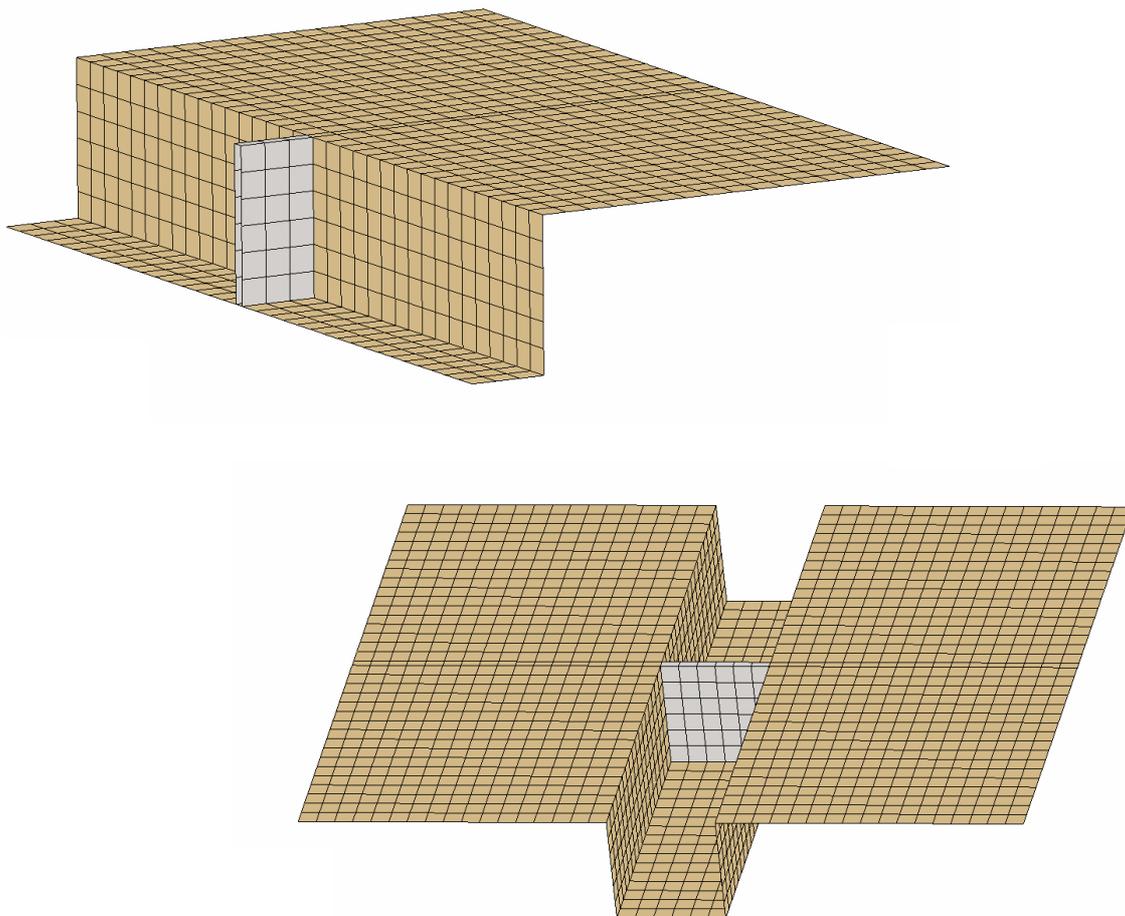


Figura 3.12. Discretización empleada para la presa sobre base flexible con el embalse vacío

Como ya se indicó en la definición del problema de interacción cinemática, el canal rectangular uniforme se entiende extendido infinitamente, por lo que se tiene un modelo de embalse no cerrado. Esta forma de abordar el problema se aproxima más a la situación real de presas que contienen el agua de canales donde la cota de agua es aproximadamente la misma hasta una distancia muy elevada aguas arriba de la presa. Para presas en las que el nivel de agua va disminuyendo conforme nos desplazamos

aguas arriba, se obtienen resultados más acordes con la realidad del problema con un modelo de embalse cerrado.

La consideración de embalse cerrado o abierto es un factor de gran relevancia en el análisis sísmico de presas. No obstante cuando se estudia el embalse vacío este factor apenas provoca alteraciones en la respuesta.

Someteremos al problema de embalse vacío a una onda SH que se propaga a través del terreno con incidencia vertical. Por tanto, los resultados obtenidos serán comparables con los que se obtuvieron para la presa sobre base infinitamente rígida y para el problema de interacción cinemática.

Se va a presentar la respuesta del sistema ante esta excitación. Se ha analizado el nodo central de la coronación de la presa (nodo 243), que ya se estudio para los problemas previos. En la figura 3.13 se presenta el análisis en frecuencia. El eje de ordenadas representa el desplazamiento (velocidad o aceleración) en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Se representan parte real, imaginaria y módulo de esta variable compleja. En el eje de abscisas se representa un rango de frecuencias de 0 a 100 rad / s .

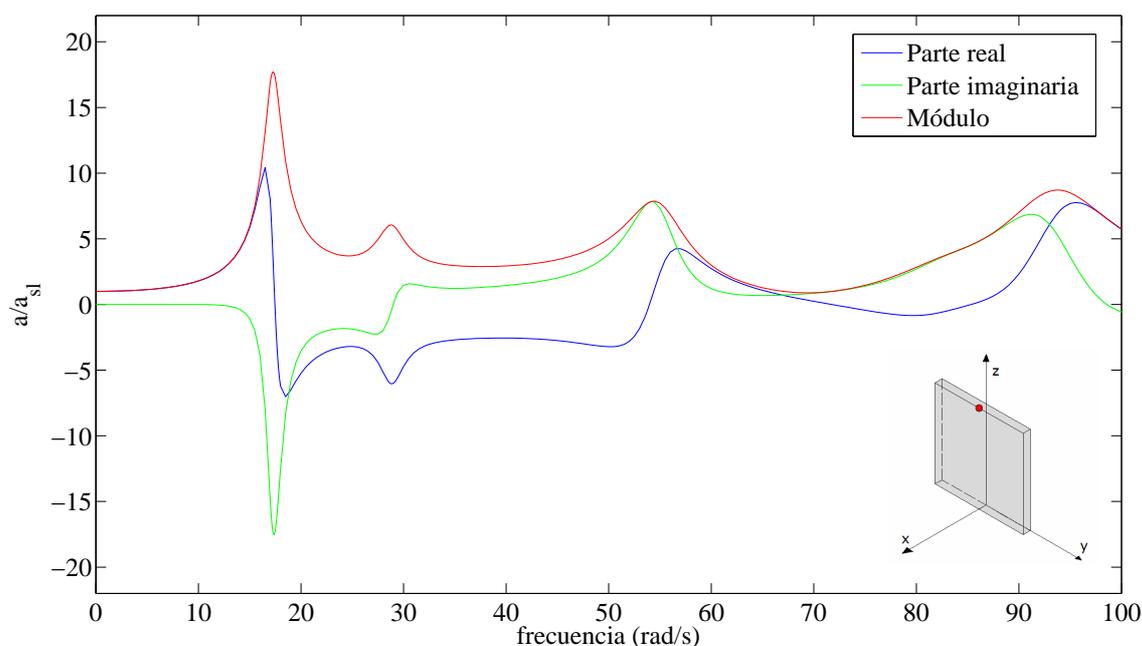


Figura 3.13. Presa sobre base flexible, embalse vacío. Análisis en frecuencia del desplazamiento en dirección anteroposterior en coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre. Parte real, parte imaginaria y módulo de la variable compleja.

El valor de la primera frecuencia natural es de $\omega_1 = 17.03 \text{ rad/s}$ con un desplazamiento adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre de 17,71. La segunda frecuencia natural es $\omega_2 = 28.8 \text{ rad/s}$ dando lugar a un desplazamiento adimensionalizado con el desplazamiento de 6.06.

En este caso no resulta de especial interés solicitar el problema con una onda P, ya que el problema para embalse vacío es simétrico respecto al plano central del muro ($x = 4m$), por lo que el desplazamiento en dirección anteroposterior será nulo para esta excitación. Esta situación cambia cuando se considere el embalse con una cierta cantidad de agua.

En la figura 3.14 se compara la respuesta del problema con la que se obtuvo para la presa sobre base infinitamente rígida. Se representa el módulo de la variable compleja analizada, al igual que se hará en las curvas que se incluyan en adelante. Sin embargo, no conviene olvidar lo que representa la variable que se analiza.

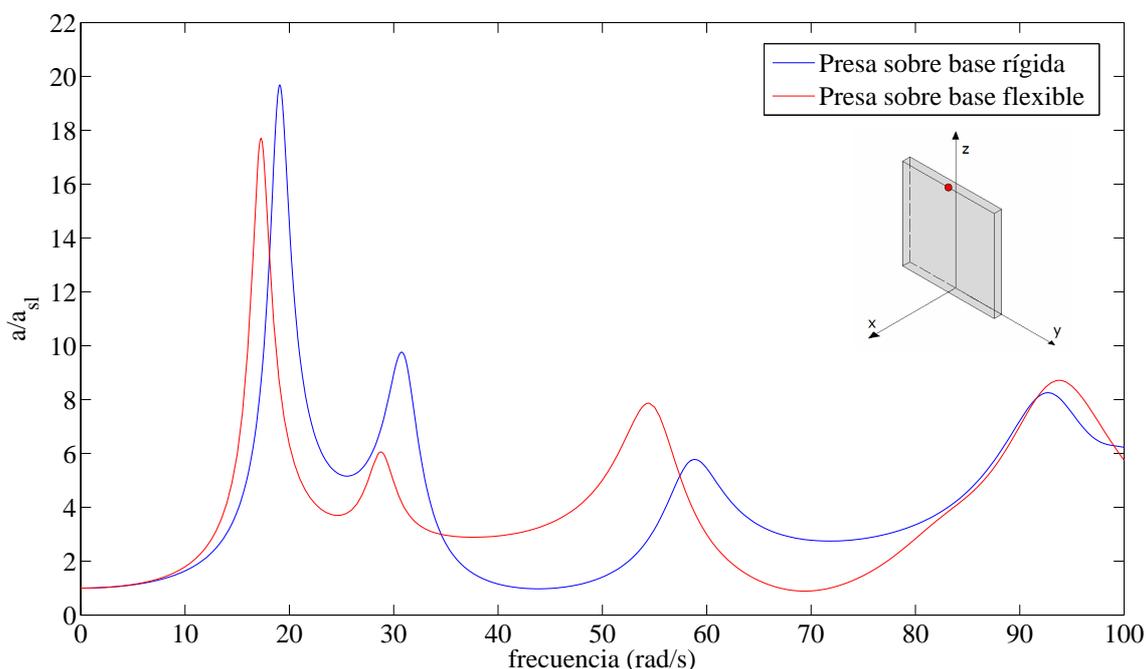


Figura 3.14. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección antero posterior en coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre. Comparación entre la presa sobre base infinitamente rígida y la presa sobre base flexible. Onda SH

Es lógico que las frecuencias naturales del muro sobre base flexible se hayan desplazado hacia el origen de coordenadas debido a que la rigidez del modelo con base

flexible es lógicamente menor. La disminución de los picos del desplazamiento en las primeras frecuencias naturales son lógicos, debida la mayor posibilidad de disipación de la energía a través de la base. Recordemos que esta zona de la respuesta en frecuencia es la que determina en gran medida la respuesta sísmica del sistema.

Una vez analizado el embalse vacío nos queda incluir los diferentes niveles de agua embalsada en el modelo, por lo que tendremos tres medios acoplados (suelo-agua-estructura). La presa y el suelo se consideran medios viscoelásticos lineales con las mismas propiedades que en apartados anteriores. El agua se considera un fluido compresible no viscoso, dentro de un rango de pequeñas perturbaciones, quedando definida por una densidad de $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ y una velocidad de propagación de las ondas de $C = 1438.6 \text{ m/s}$, como ya se indicó en la tabla 3.1.

Para conseguir una discretización adecuada para resolver el problema de las diferentes alturas de agua había que adaptar el modelo suelo-presa que acabamos de estudiar. Para ello se definieron diferentes contornos a lo largo de toda la altura del embalse, tanto en la cara lateral del cañón como en la cara mojada de la presa. A estos contornos se les dará condición de superficie libre o de interfase viscoelástico-escalar, según el nivel alcanzado por el agua.

Además se incluye un contorno de cierre. La función del mismo es que se tenga en cuenta de forma correcta la propagación de ondas en dirección longitudinal del canal. En este contorno se impone la relación matricial entre presiones y desplazamientos normales que se indicó en el apartado 2.4.2.2. La discretización adoptada para el contorno de cierre permite en cada nivel de llenado recoger los términos necesarios del desarrollo de la ley de presiones y desplazamientos normales involucrados dentro del rango de frecuencias que se pretende analizar.

Conviene recordar que la superficie libre del líquido no es necesario discretizarla, según se vio en el apartado 2.4.2.1.

Según todo lo expuesto tenemos las discretizaciones que se exponen en las figuras de la 3.15 a la 3.20, correspondientes a los diferentes niveles de llenado del embalse.

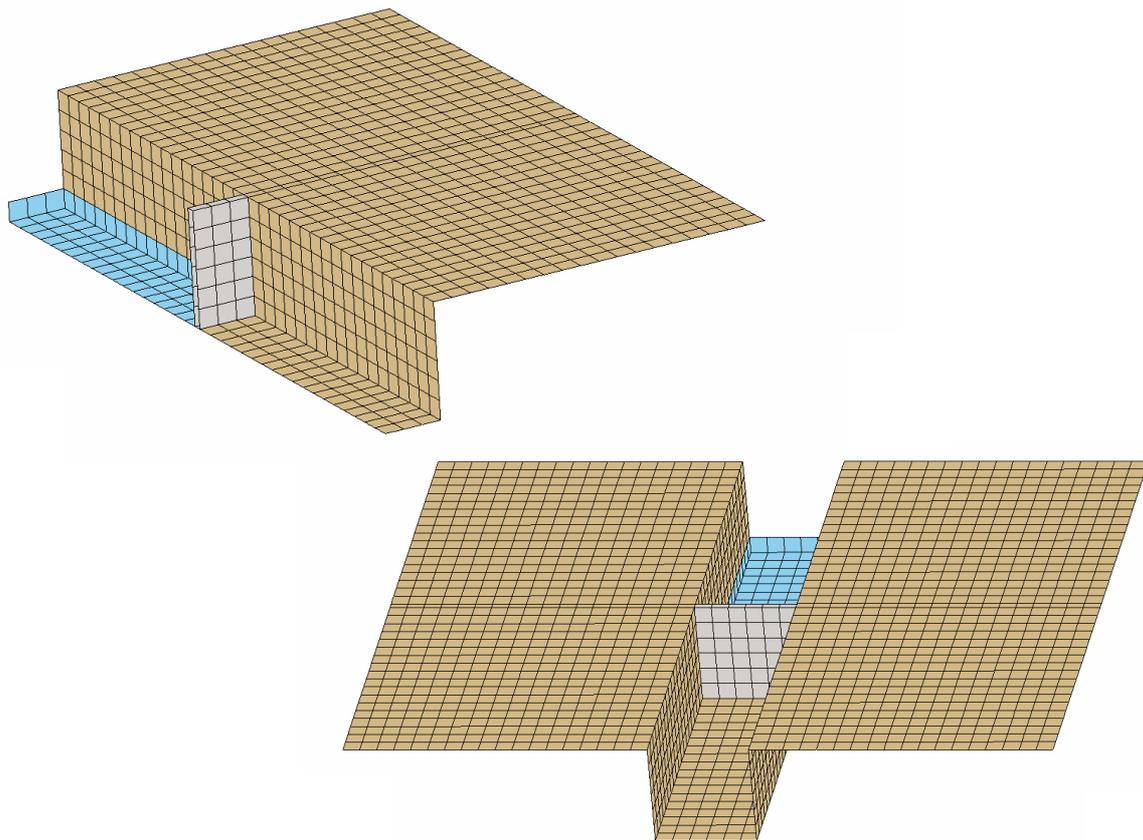


Figura 3.15. Embalse a 1/6 de su nivel máximo

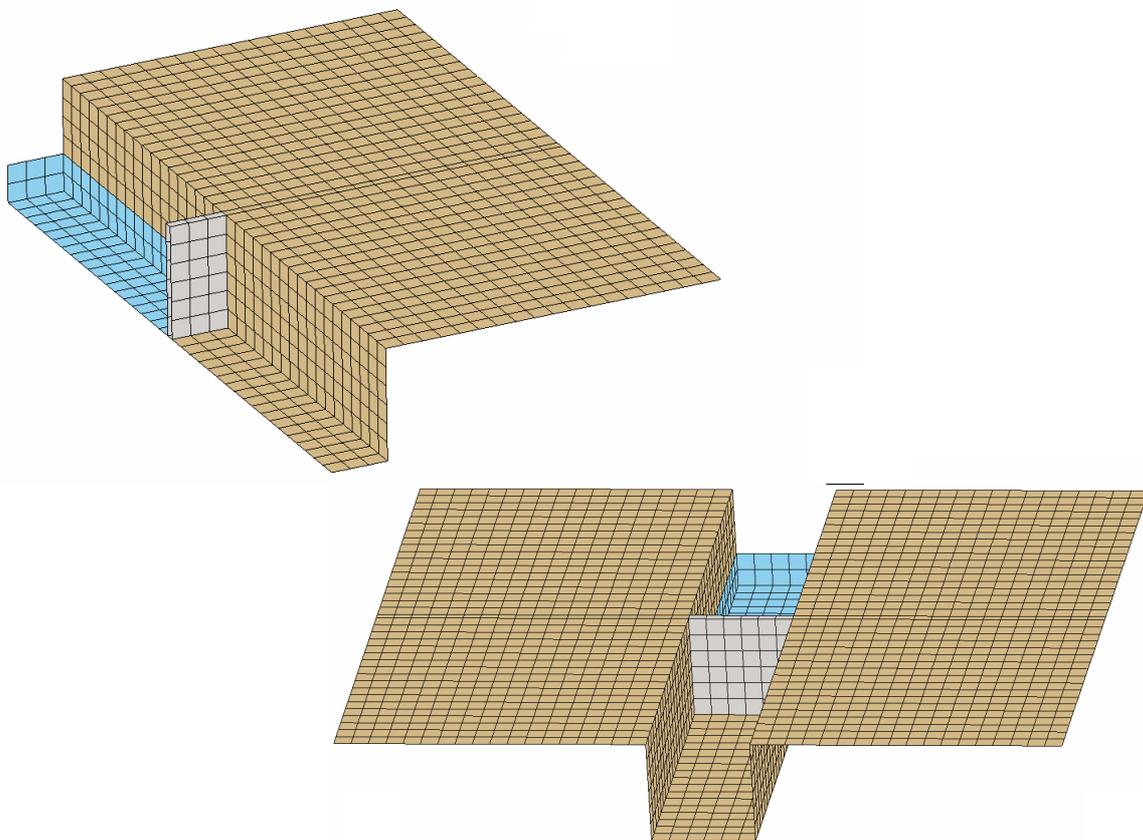


Figura 3.16. Embalse a 2/6 de su nivel máximo

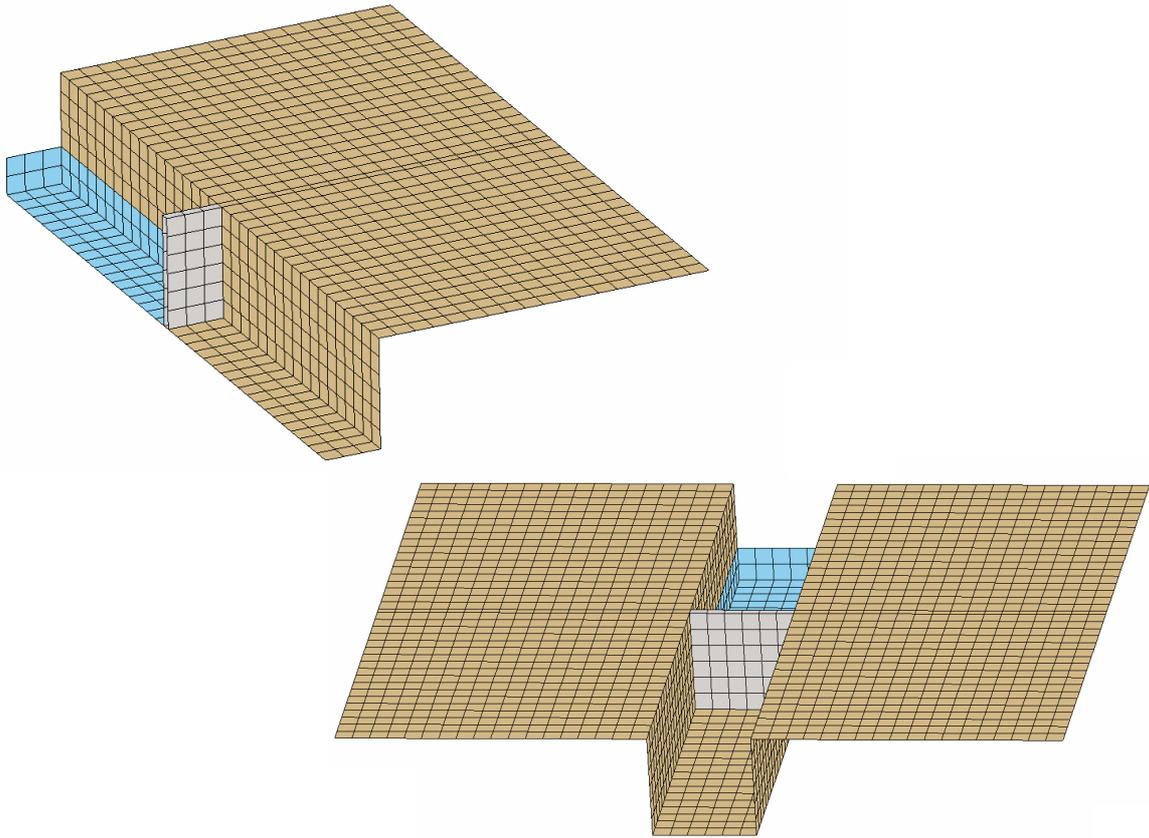


Figura 3.17. Embalse a 3/6 de su nivel máximo

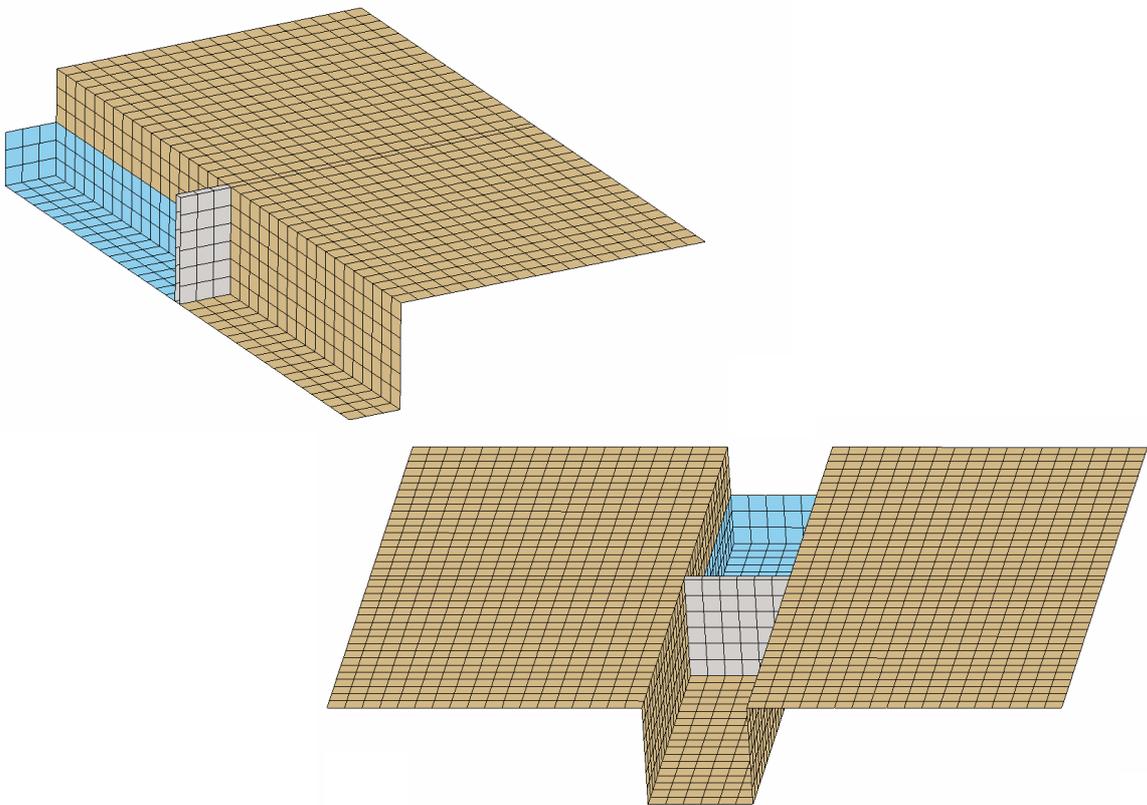


Figura 3.18. Embalse a 4/6 de su nivel máximo

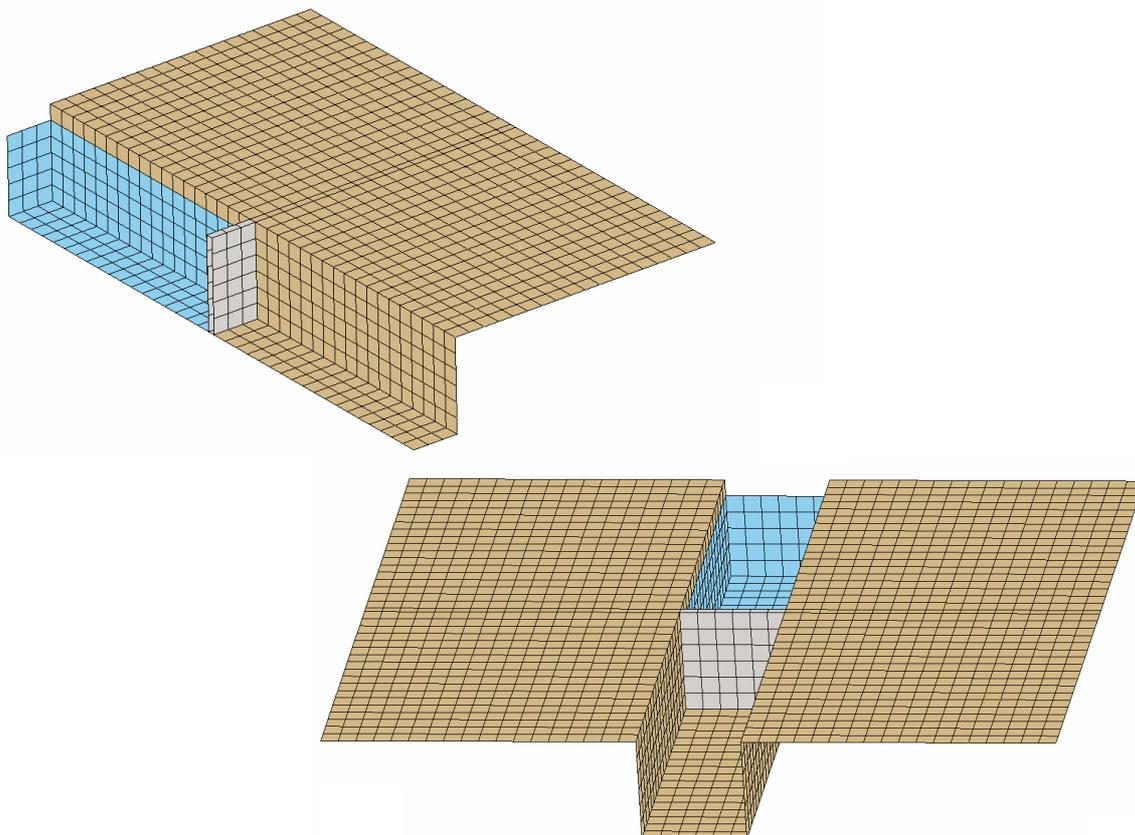


Figura 3.19. Embalse a 5/6 de su nivel máximo

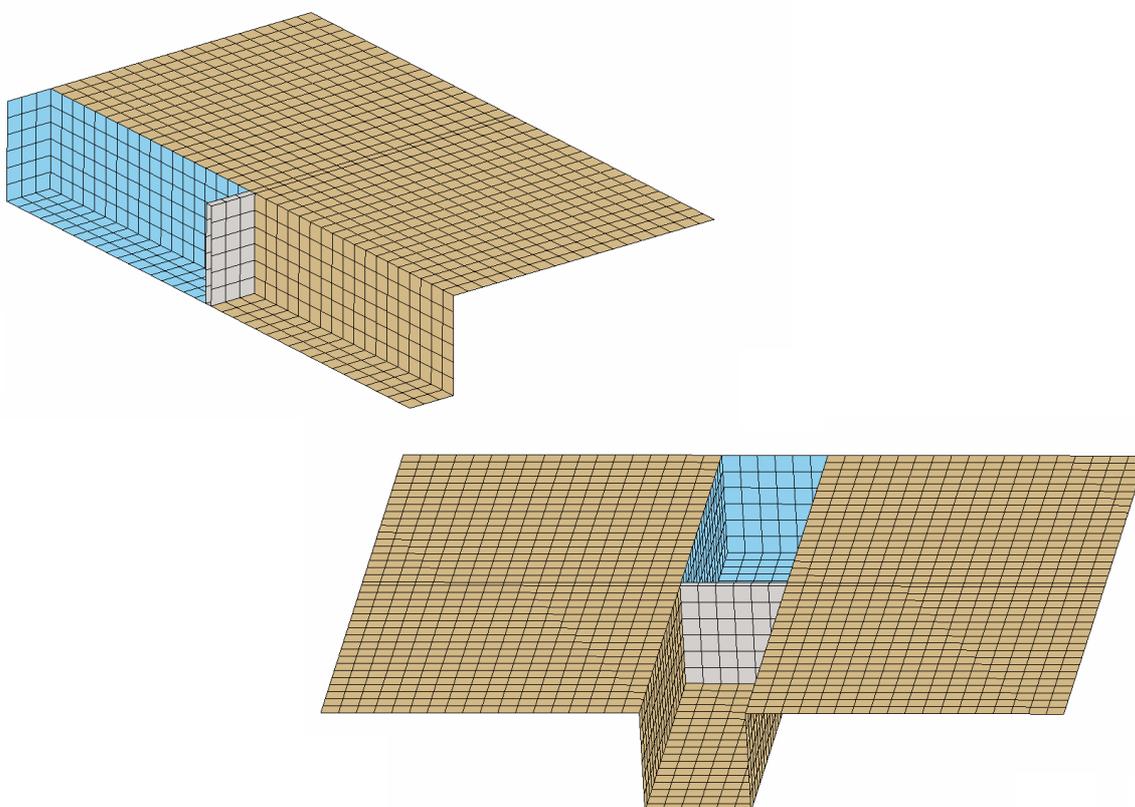


Figura 3.20. Embalse lleno

En la primera de cada una de las figuras anteriores se representa la parte que en realidad se ha discretizado. En la segunda se representa el problema entero discretizado, con el objetivo de tener una visión del problema en su conjunto y de que resulte más fácilmente interpretable por el lector.

En la figura 3.21 se presentan los primeros resultados obtenidos para cada uno de los niveles de llenado, cuando el sistema es excitado por una onda SH. Se representa en el eje de ordenadas la misma variable adimensional que se ha venido estudiando. Se analiza el movimiento en el nodo central de la coronación. En el eje de abscisas se representa el valor de la frecuencia. Con el objetivo de no extendernos demasiado se exponen en una única gráfica las curvas que representan el módulo de la variable compleja que se analiza, para los distintos niveles de agua contenida en el embalse.

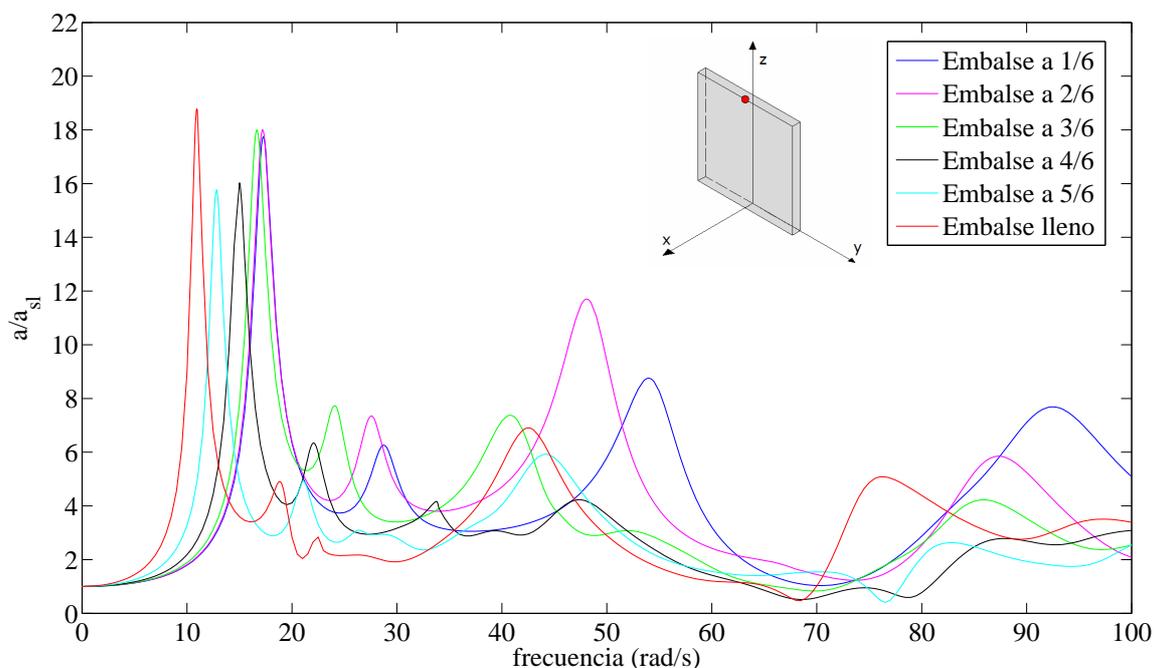


Figura 3.21. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa, normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Onda SH

De estas curvas se pueden extraer algunas conclusiones interesantes. Como se ve la presencia de agua provoca que la primera frecuencia natural del sistema disminuya. Esto es debido evidentemente al aumento de la masa del sistema a medida que aumenta el nivel de llenado del embalse.

Así mismo la tendencia del pico del desplazamiento para el valor de la primera frecuencia es a disminuir excepto para el último nivel de llenado.

Conviene analizar estos resultados comparándolos con los obtenidos para embalse vacío, tanto para la presa sobre base infinitamente rígida como para base flexible (figura 3.22).

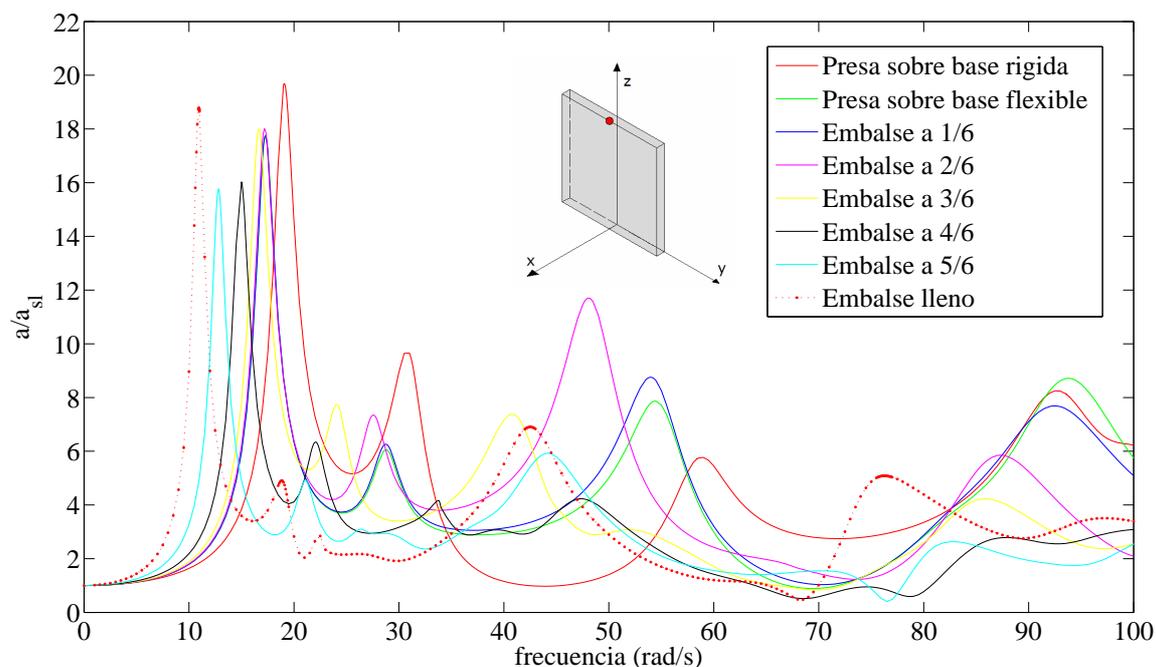


Figura 3.22. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa, normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Se incluye también el análisis para la presa sobre base rígida y para la presa sobre base flexible con embalse vacío. Onda SH

En la figura 3.22 se puede apreciar que el nivel de llenado comienza a tener una influencia importante sobre la localización de la primera frecuencia natural y el pico de desplazamiento que tiene lugar para ésta, para niveles de llenado superiores al 50 % de la capacidad total del embalse. La segunda frecuencia natural comienza ya a tener diferencias importantes cualquiera que sea el nivel de llenado, diferencias que se acentúan aún más para las siguientes frecuencias naturales. Sin embargo, estas frecuencias naturales carecen ya de demasiada relevancia en la respuesta sísmica del sistema.

Se puede extraer como primera conclusión que el movimiento en dirección anteroposterior se ve influenciado por el nivel de llenado, sobre todo para niveles

superiores al 50 %. Estos resultados serán estudiados con mayor profundidad en el dominio del tiempo y ante un seísmo real en el siguiente apartado.

Para finalizar con la excitación anteroposterior se incluyen dos curvas (figuras 3.23 y 3.24) muy ilustrativas sobre los resultados anteriores.

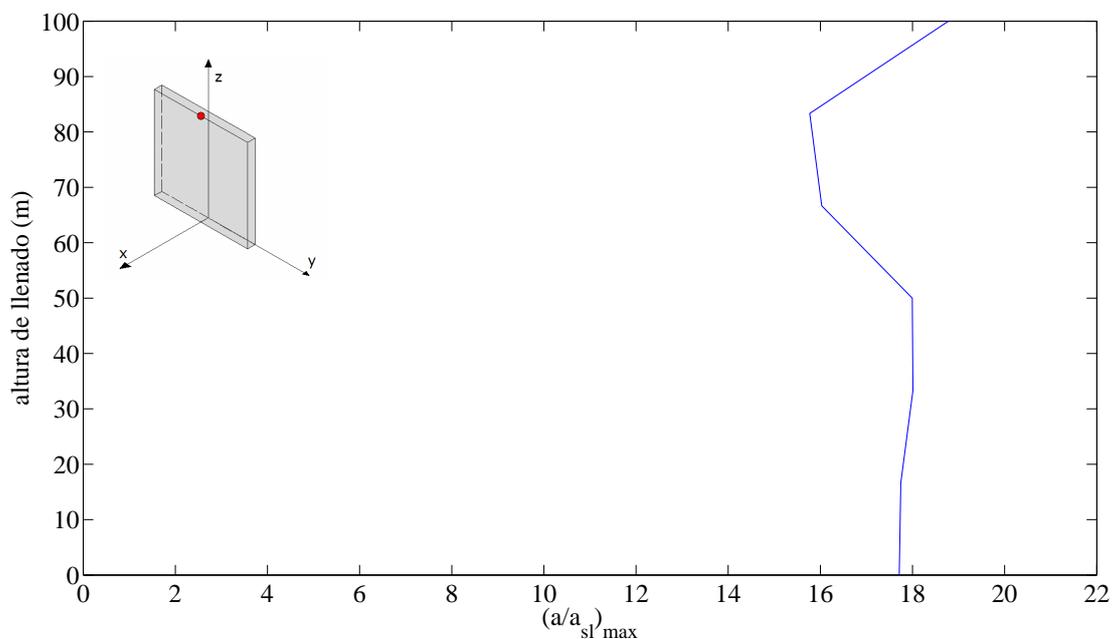


Figura 3.23. Valor máximo del desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación, normalizado con el desplazamiento de campo libre, en función de la altura de llenado del embalse. Onda SH

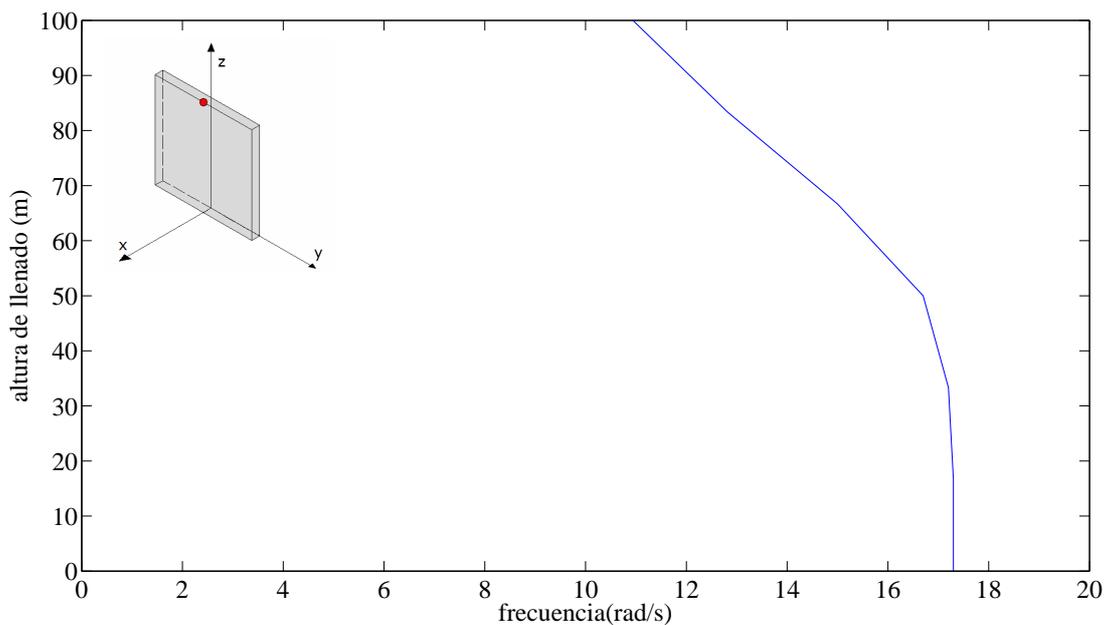


Figura 3.24. Valor de la primera frecuencia natural en función de la altura de agua contenida en el embalse

Se puede apreciar la tendencia constante hasta alcanzar los 50 m de altura de agua, donde el valor comienza a disminuir para aumentar finalmente con el embalse lleno. En cambio, la tendencia a disminuir de la primera frecuencia natural no se ve alterada para ningún nivel de llenado del embalse, de tal forma que se disminuye muy poco hasta el 50% del nivel máximo de llenado, para disminuir de forma importante a partir de dicho nivel.

A continuación se analiza la respuesta de los diferentes casos frente a una onda P que se propaga con incidencia vertical a través del terreno hasta incidir con la estructura. Debido a la asimetría respecto al plano central de la presa de los problemas que contienen un cierto nivel de agua se obtienen valores importantes del desplazamiento en dirección anteroposterior.

En la figura 3.25 se representa el módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior normalizado con el desplazamiento vertical de campo libre. Se estudian todos los niveles de llenado, aunque en este caso no cabe comparación con el embalse vacío ya que para dicho problema los desplazamientos en dirección anteroposterior son nulos. Para el caso de Ondas P nos quedaremos en el análisis en frecuencia y no profundizaremos en un análisis temporal frente a un seísmo.

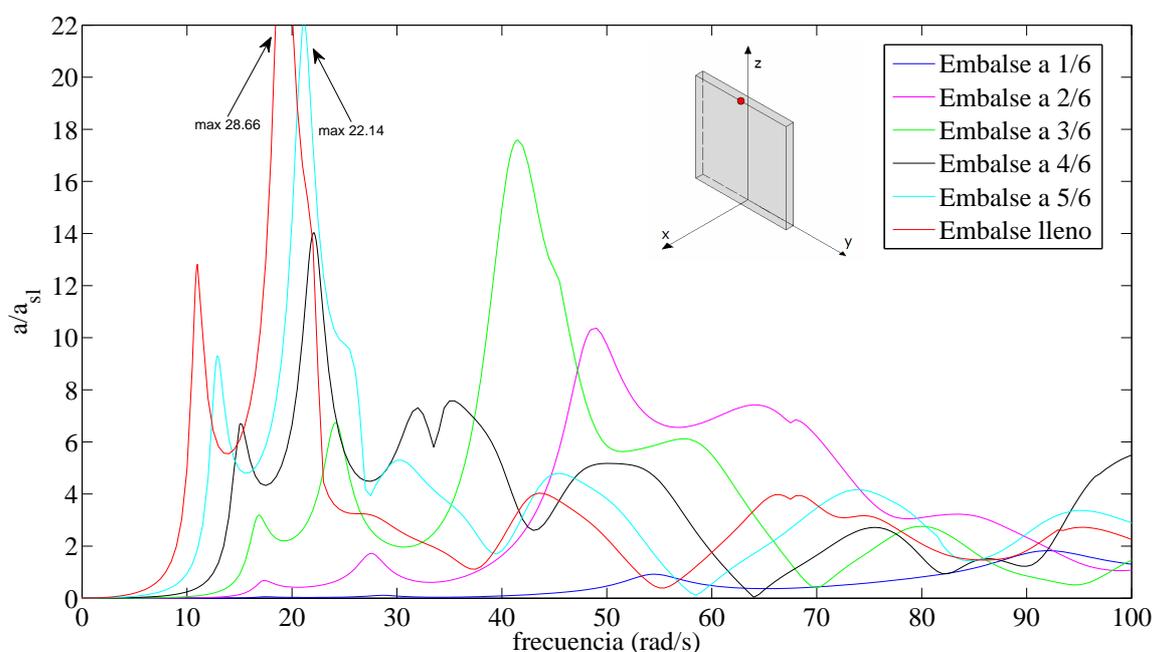


Figura 3.25. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa, normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Onda P

La tendencia del desplazamiento en dirección anteroposterior para excitación vertical es a aumentar a medida que embalse se llena de agua. Resulta lógico, ya que cuanto más lleno esta el embalse más asimétrico resulta el problema. Para las cotas más altas de agua la amplitud máxima del desplazamiento es incluso mayor que para excitación anteroposterior. Se localizan prácticamente las mismas frecuencias naturales que para la excitación anteroposterior.

ANÁLISIS SÍSMICO

Todas las curvas que hemos estudiado hasta el momento definen el comportamiento del sistema en relación con la variable estudiada. Se ha estudiado para cada valor de la frecuencia la respuesta del sistema ante una excitación armónica de dicha frecuencia que provoca una amplitud unitaria de campo libre. Estas curvas son las funciones de transferencia del sistema.

Ahora bien, un seísmo real provoca un desplazamiento (velocidad o aceleración) de campo libre que dependerá de la naturaleza de dicho seísmo y que puede ser medido mediante un sismógrafo o acelerógrafo. Este desplazamiento no es lógicamente una función armónica. Sin embargo, cualquier función puede ser expresada mediante los desarrollos de Fourier por una superposición de funciones armónicas de distinta frecuencia.

Por tanto, la respuesta que provoca en un sistema un determinado seísmo se podrá obtener mediante la transformación de este seísmo al dominio de la frecuencia. En este dominio, la respuesta del sistema se obtiene fácilmente multiplicando para cada armónico del seísmo el valor de la excitación por la función de transferencia. Con la transformada inversa se obtiene la respuesta en el dominio del tiempo. Este procedimiento se detallará con mayor profundidad a lo largo del presente apartado

Durante este trabajo se hace uso de dos seísmos, uno real, el terremoto de El Centro de 1940 y otro de diseño. Las características de ambos se detallarán en los apartados correspondientes.

Comenzamos ya a describir el procedimiento que seguiremos para obtener la respuesta temporal del sistema ante un terremoto. Recordemos que se dispone de registros temporales del terremoto medidos por un acelerógrafo, que pueden expresarse tanto en aceleración como en velocidad o desplazamiento. Estos registros se corresponden con el movimiento de campo libre provocado por el terremoto y se les conoce como acelerogramas. El primer paso consiste en pasar estos registros temporales al dominio de la frecuencia. Para ello se aplica a la aceleración de campo libre la Transformada Rápida de Fourier (FFT, Fast Fourier Transfer). El resultado es un valor complejo para cada valor de la frecuencia cuyo módulo representa la amplitud de la función armónica y la relación entre las partes real e imaginaria el desfase. Una vez se dispone de la aceleración en el campo complejo de la frecuencia, obtener la velocidad o el desplazamiento resulta sencillo, teniendo en cuenta que:

$$d(x,t) = d(x,\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.7)$$

$$v(x,t) = \frac{\partial d(x,t)}{\partial t} = \omega \cdot i \cdot d(x,\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.8)$$

$$a(x,t) = \frac{\partial v(x,t)}{\partial t} = -\omega^2 \cdot d(x,\omega) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.9)$$

Según lo anterior

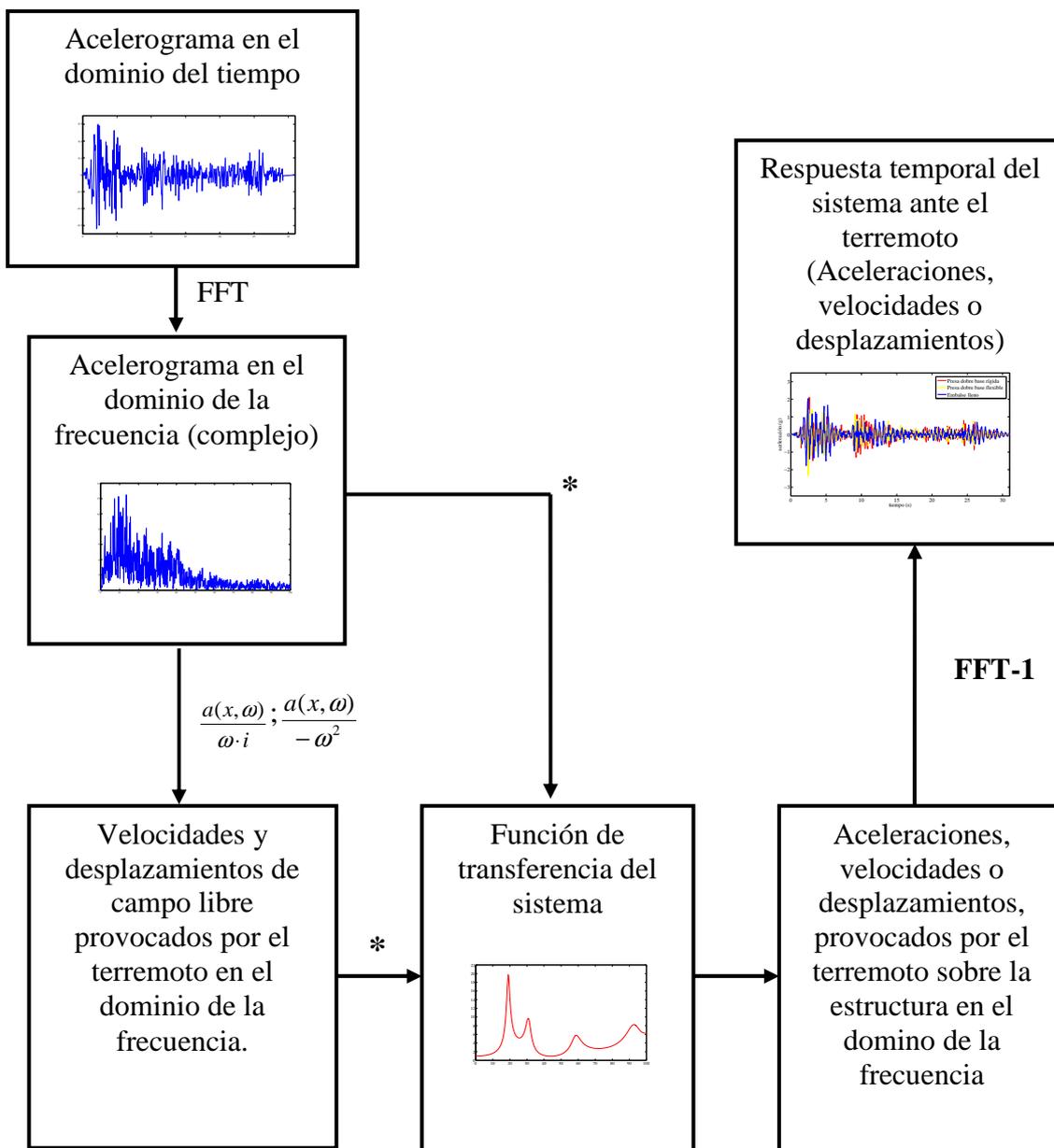
$$a(x,\omega) = \omega \cdot i \cdot v(x,\omega) \rightarrow v(x,\omega) = \frac{a(x,\omega)}{\omega \cdot i} \quad (3.10)$$

$$a(x,\omega) = -\omega^2 \cdot d(x,\omega) \rightarrow d(x,\omega) = \frac{a(x,\omega)}{-\omega^2} \quad (3.11)$$

Por lo que vemos que lo que sería un proceso de derivación en el dominio del tiempo, son simples divisiones en el dominio de la frecuencia. Pasar al dominio del tiempo estas variables requiere la aplicación de condiciones iniciales.

Recordemos que las funciones de transferencia del sistema definen el comportamiento del sistema ante una excitación armónica de amplitud unitaria. El terremoto se ha descompuesto en una superposición de funciones armónicas con distinta frecuencia. Para obtener la respuesta del sistema en el dominio de la frecuencia bastará con multiplicar para cada frecuencia la excitación por el valor de la función de

transferencia. Para obtener la respuesta temporal basta con aplicarle la Transformada Rápida Inversa de Fourier (FFT-1) a los resultados obtenidos. El proceso que se ha venido describiendo se esquematiza de forma muy ilustrativa en la figura 3.26.



FFT: Transformada rápida de Fourier, que nos permite pasar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia.

FFT-1: Transformada rápida inversa de Fourier, que nos permite pasar del dominio de la frecuencia al dominio del tiempo.

*Multiplicando frecuencia a frecuencia

Figura 3.26. Esquema del proceso utilizado para obtener la respuesta sísmica del sistema.

Una vez detallado el procedimiento, en los siguientes apartados procederemos a la aplicación del mismo para obtener la respuesta sísmica del problema.

Respuesta ante la componente Norte-Sur del Terremoto de El Centro

Tomaremos como excitación la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro de 1940. El acelerograma ha sido extraído de los datos publicados por Chopra, (2001)

Este terremoto tuvo lugar el 19 de mayo de 1940 en Imperial Valley, California. El terremoto principal tuvo una magnitud de 7.1 en la escala de Richter y una intensidad X. Unas horas más tarde tuvo lugar una importante réplica de magnitud 5.5 e intensidad IX. La punta norte de la ruptura ocurrió al norte de Imperial y continuó por todo el suroeste hacia México, a lo largo de al menos 40 km. Cerca de El Centro el desplazamiento fue de 75 cm y se incremento a 4,5 m en el borde de México. Cerca de Cocopah, México, estuvo sobre los 2m.

Se trata del terremoto más devastador que se recuerda en Imperial Valley. El terremoto principal se llevó nueve vidas directamente y de forma indirecta muchas más. Causó daños materiales de valor cercano a los seis millones de dólares, sin contar las pérdidas en cultivos. Los daños causados por la réplica se encuentran también incluidos en estos datos. El terremoto principal causo daños en el 80% de los edificios. Muchos de ellos fueron declarados en ruina y otros sufrieron grandes daños. Cuatro personas murieron por el derrumbamiento de un almacén. Se produjeron grandes destrozos en estructuras y canales del distrito Imperial en E.E.U.U y México. El Canal Alabama, principal suministrador del sistema de aguas sufrió ocho roturas importantes. El terremoto derribó el borde del Nuevo Río, una estructura de 427 metros de largo, fabricada en madera. Los raíles se salieron de su posición en al menos tres zonas diferentes. El terremoto principal se sintió mucho en el sur de California (Imperial, Brawley, El Centro, Calexico y Mexicali fueron golpeados con más fuerza), el suroeste de Arizona y el norte de Baja California. Se sintió incluso en Los Ángeles dónde se balancearon los edificios más altos.

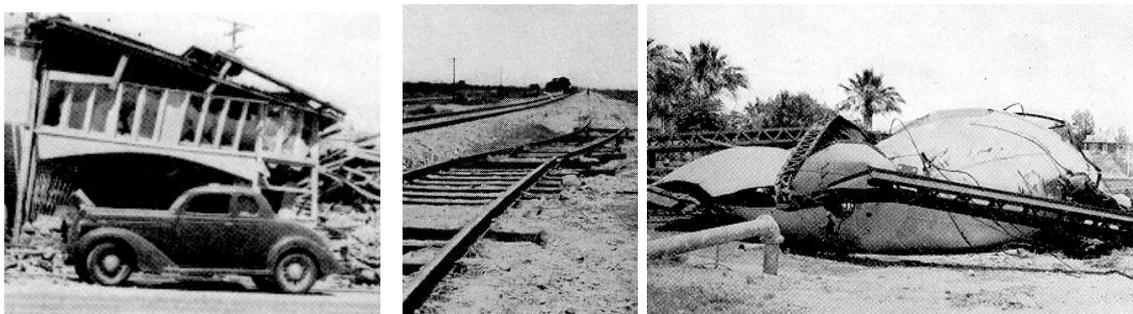


Figura 3.27. algunos de los daños causados por el terremoto de El Centro de 1940

Se trata de un terremoto especialmente desfavorable para presas que se encuentran sobre terrenos rocosos, como es el caso que nos ocupa.

Conviene estudiar en primer lugar todas las características referentes al seísmo. En la figura 3.28 se analizan los registros temporales del terremoto, tanto en aceleraciones (acelerograma), como en velocidades y desplazamientos. Estos registros temporales se corresponden con el movimiento que provoca el terremoto en campo libre.

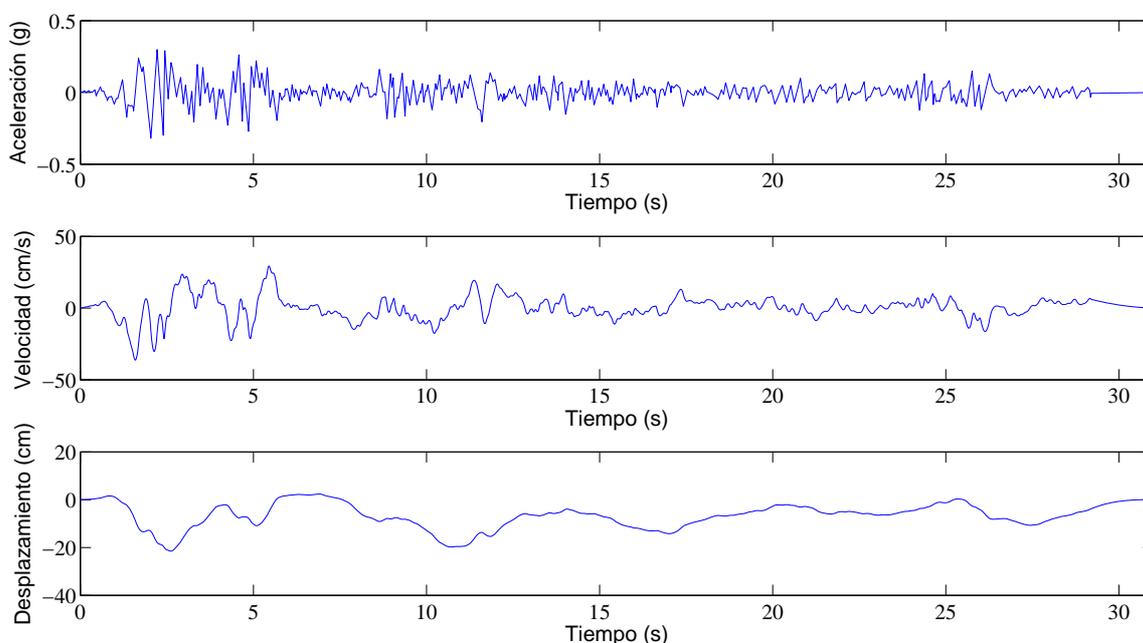


Figura 3.28. Registros temporales de la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro de 1940. a) Componente Norte-Sur de la aceleración de campo libre, b) Componente Norte-Sur de la velocidad de campo libre, c) Componente Norte-Sur del desplazamiento de campo libre.

Conviene analizar también estas mismas variables en el campo complejo de la frecuencia (figura 3.29), con el fin de conocer cual es el rango de frecuencias más desfavorables del terremoto. Cuanto más se acerque este rango de frecuencias a las frecuencias naturales dominantes de la estructura más desfavorable será la respuesta sísmica del sistema. El procedimiento para obtener los registros en frecuencia se indico en el apartado anterior (3.2.4.1.2). Se ha representado un rango de frecuencias de 0 a 50 rad/s, que incluye las frecuencias más desfavorables del seísmo.

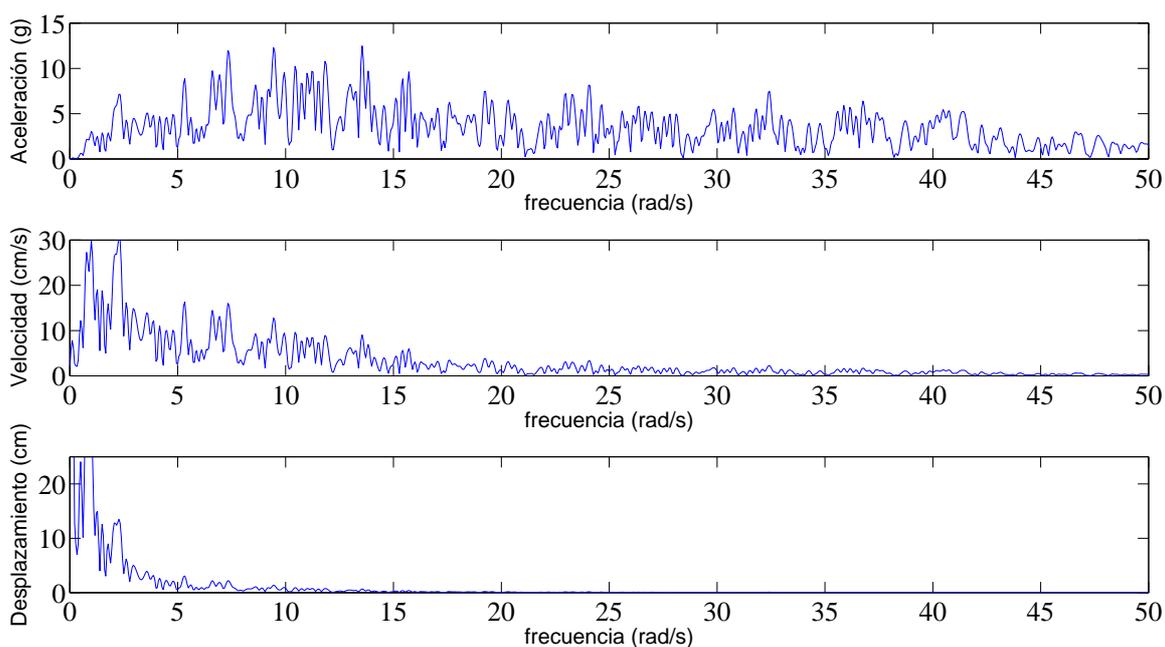


Figura 3.29. Registros en frecuencia del terremoto de El Centro de 1940. a) Componente Norte-Sur de la aceleración de campo libre, b) Componente Norte-Sur de la velocidad de campo libre, c) Componente Norte-Sur del desplazamiento de campo libre.

El rango de frecuencias más desfavorable para el seísmo es bastante bajo, por lo que son principalmente las dos primeras frecuencias naturales del sistema las que determinan el comportamiento sísmico del sistema.

Una vez analizados los registros del terremoto, tanto en tiempo como en frecuencia, sometemos a la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular a este seísmo. Se estudiarán todos los casos que se han analizado hasta el momento, por lo que se obtendrá ya un primer estudio bastante completo sobre la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica del problema.

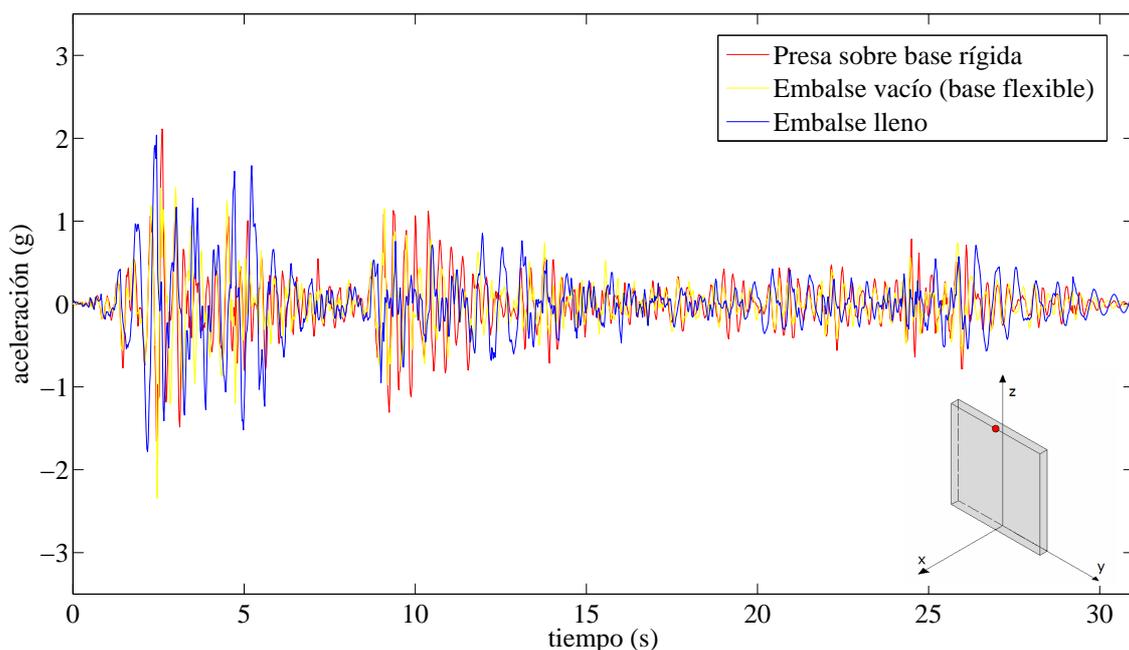


Figura 3.30. Aceleraciones en coronación provocadas por la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro. Análisis para la presa sobre base infinitamente rígida, para la presa sobre base flexible con embalse vacío y para el embalse lleno.

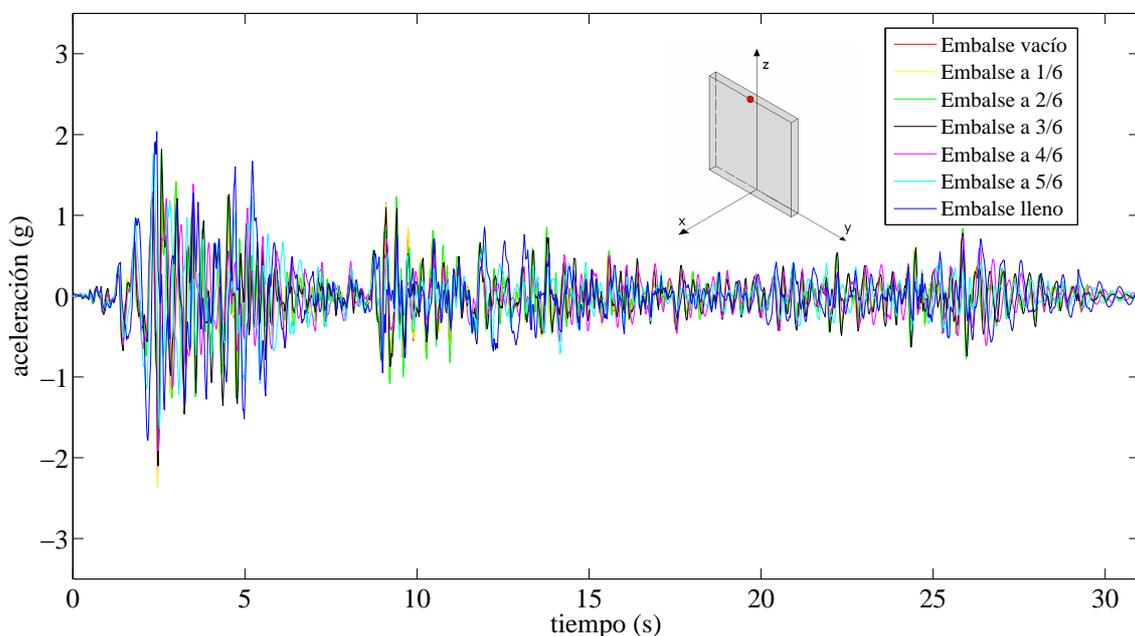


Figura 3.31. Aceleraciones en coronación provocadas por la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro. Análisis para los diferentes niveles de llenado del embalse

En la figura 3.30 se pueden observar las aceleraciones que sufre la coronación de la presa tanto para la presa sobre base rígida como para la presa sobre base flexible y el embalse lleno. Se han decidido incluir sólo estas tres curvas para lograr una mayor

claridad en comparación con la figura 3.31 en la que ya se muestran las aceleraciones para los distintos niveles de agua. En la figura 3.32 aparece el valor máximo de la aceleración en valor absoluto en función de la altura de llenado de agua, que es uno de los datos de mayor interés en el diseño sísmico de presas.

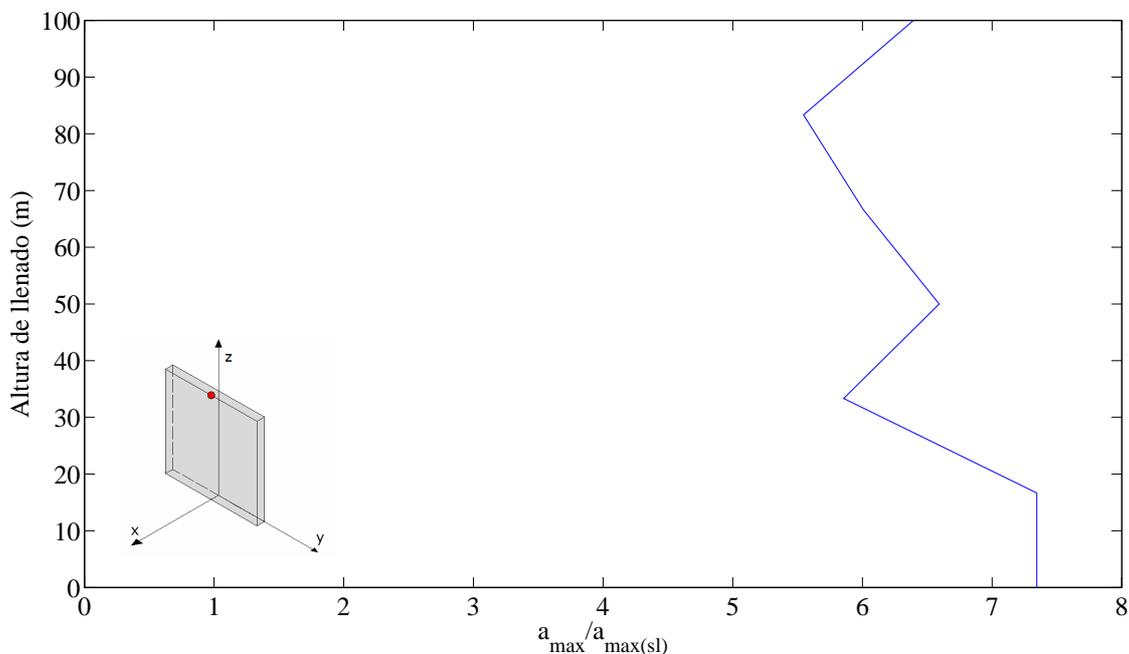


Figura 3.32. Aceleraciones máximas en valor absoluto en coronaciones normalizadas con la aceleración máxima de campo libre, provocadas por la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Se deja notar que los casos más desfavorables corresponden al embalse vacío y el nivel más bajo de llenado. Esto ocurre sin duda debido a la consideración de embalse abierto y la posibilidad de que la energía se disipe aguas arriba del canal. Este primer estudio ha puesto de manifiesto la importante influencia en la respuesta sísmica que tiene el nivel de llenado del embalse.

Espectros de respuesta

Otro aspecto interesante a la hora de estudiar la respuesta de una estructura ante un sismo lo constituyen los espectros máximos de respuesta, que representan la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad, situado en el punto analizado, en función de su periodo natural. El estudio de los espectros máximos de respuesta nos permitirá diseñar o seleccionar diferentes sistemas que se instalan en la presa (por ejemplo, las turbinas), además de buscar la ubicación más adecuada para los mismos, en

caso de que esta pueda ser variable. Los espectros de respuesta máximos indican la aceleración (velocidad o desplazamiento) máximos que sufre el sistema de un grado de libertad. A lo largo del presente proyecto nos centraremos en los espectros máximos de aceleraciones. El periodo natural depende exclusivamente de las características del sistema de un grado de libertad considerado.

En la figura 3.33 se representan los espectros de campo libre provocados por el terremoto estudiado, tanto en aceleraciones como en velocidades y desplazamientos. Son los espectros que provocaría el terremoto sobre un sistema de un grado de libertad situado en la superficie libre en ausencia del cañón y la estructura estudiada.

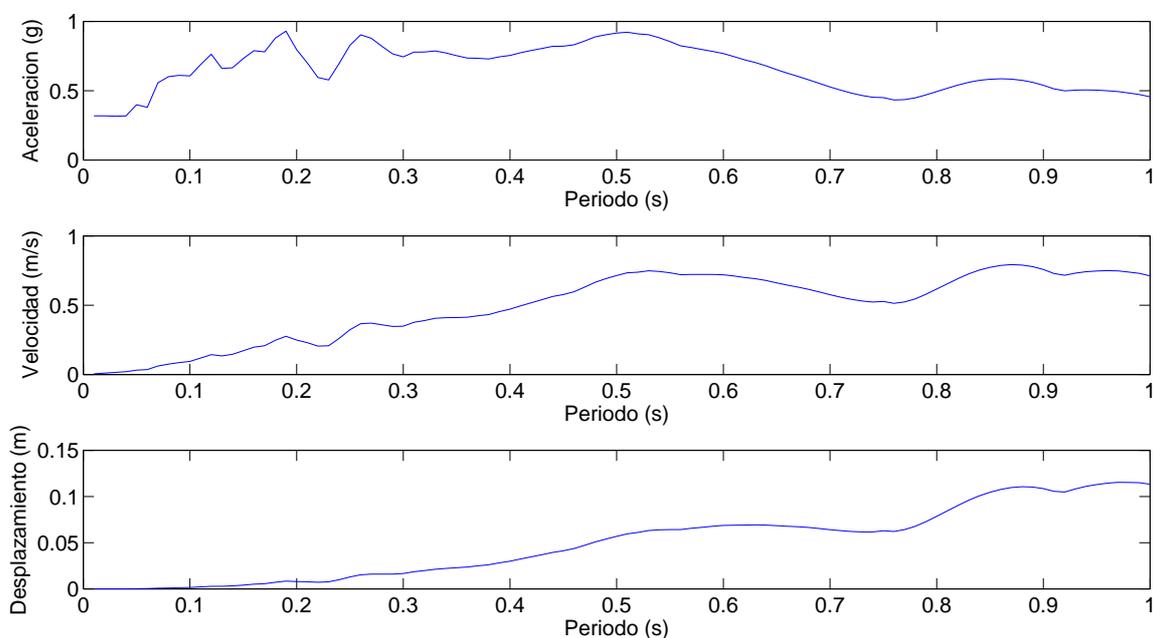


Figura 3.33. Espectros de campo libre para la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro de 1940. a) Espectro de aceleración de campo libre, b) Espectro de velocidad de campo libre, c) Espectro de desplazamiento de campo libre.

A lo largo del presente proyecto prestaremos especial interés a los espectros de respuesta en los nodos analizados, ya que suelen ser un dato de especial interés para el diseño. En la figura 3.34 se incluyen los espectros de respuesta máximos correspondientes a los diferentes niveles de llenado del embalse. Se incluye además el espectro de campo libre, el correspondiente a la presa sobre base rígida y el del problema de interacción cinemática en el nodo 229, correspondiente a la parte central de la base de la presa.

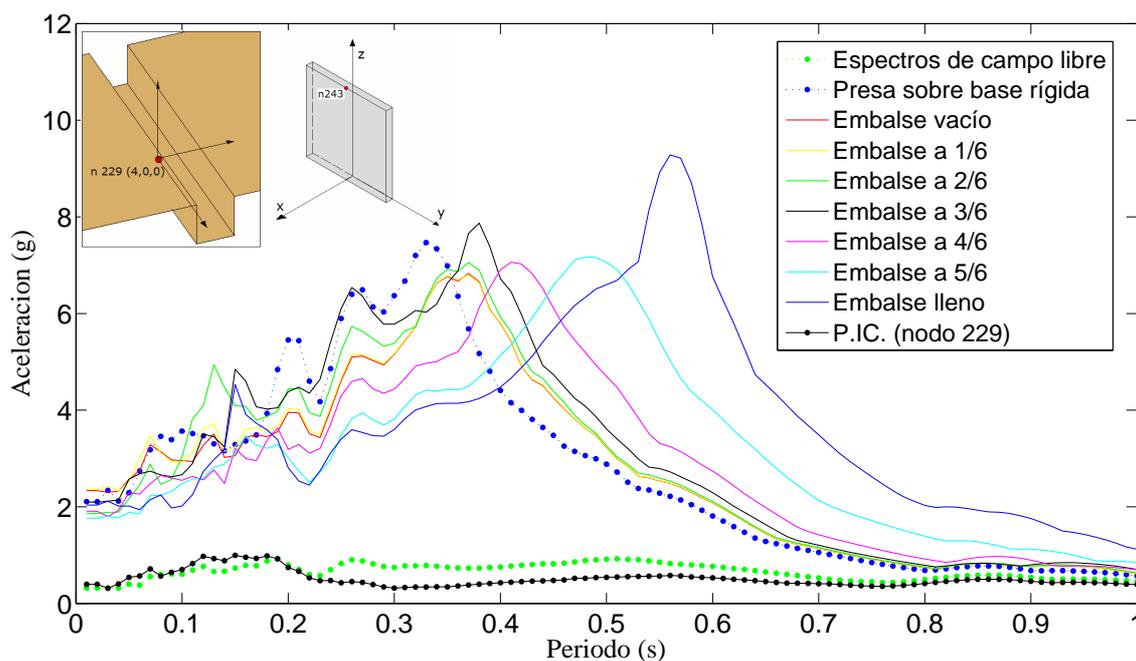


Figura 3.34. Espectros de respuesta de aceleración para la componente Norte-Sur del Terremoto de El Centro de 1940. Diferentes niveles de llenado del embalse y presa sobre base rígida en el nodo 243. Problema de interacción cinemática en el nodo 229. Se incluyen también los espectros de campo libre.

Se aprecia que la respuesta máxima en aceleraciones se produce para periodos naturales más altos cuanto mayor es el nivel de llenado del embalse. Esto resulta lógico ya que esta respuesta máxima está determinada por la primera frecuencia natural del sistema y, al disminuir ésta, aumenta el periodo. Resulta lógico también que la respuesta máxima se da para el embalse lleno ya que es para este caso donde se produce el pico más alto en las funciones de transferencia (figura 3.22). Otro dato destacable es que los espectros de respuesta para los niveles de llenado más bajos son muy similares. Se aprecian las importantes amplificaciones que tienen lugar con respecto a los espectros de campo libre.

Con los espectros de respuesta se da por concluido el análisis sísmico frente al terremoto de El Centro en lo que se refiere a los movimientos en coronación de la presa.

3.2.4.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESA

Se va a estudiar la influencia del nivel de llenado del nivel del embalse en la respuesta sísmica en el punto central de la base de la presa. Los puntos de la base son de especial interés ya que se corresponden con puntos de la cimentación de la presa, y por lo tanto es una zona especialmente expuesta a un fallo.

Para este caso se van a analizar sólo tres niveles de llenado: Embalse vacío, embalse a la mitad de su capacidad y embalse lleno. Se va a usar de nuevo como excitación la componente Norte-Sur del Terremoto de El Centro.

El procedimiento de obtención de resultados se ha expuesto durante el apartado anterior. Nos limitamos a partir de ahora a exponer las funciones de transferencia y las aceleraciones que experimenta el punto central de la base de la presa ante el terremoto de El Centro.

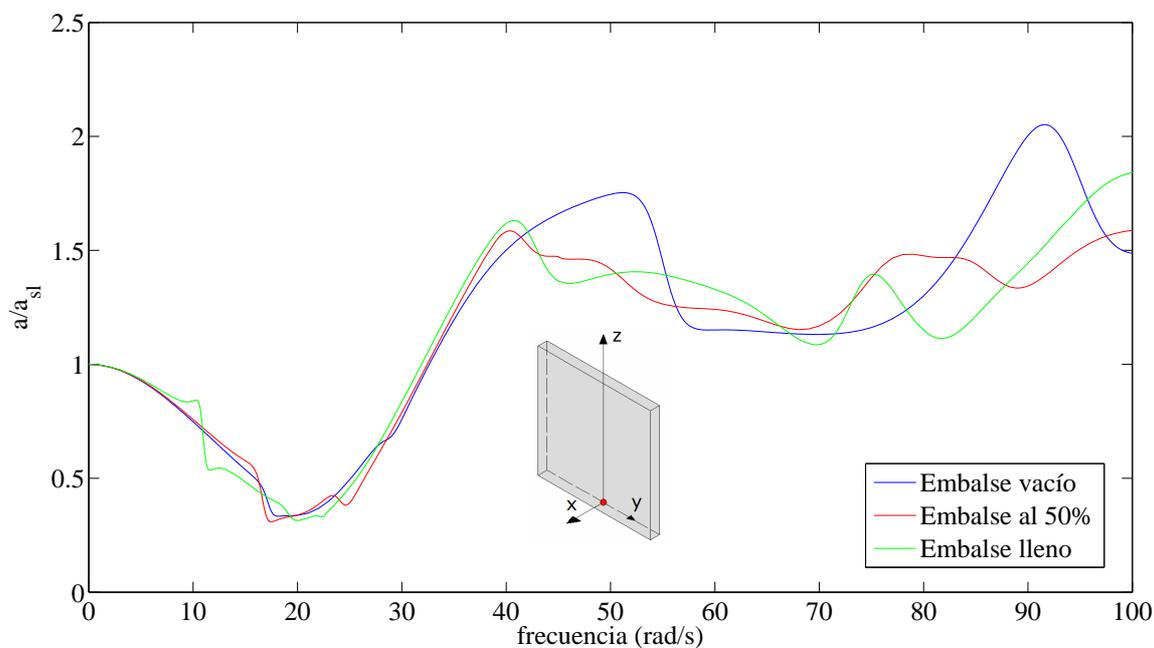


Figura 3.35. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el punto central de la base de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los tres niveles de llenado analizados. Onda SH

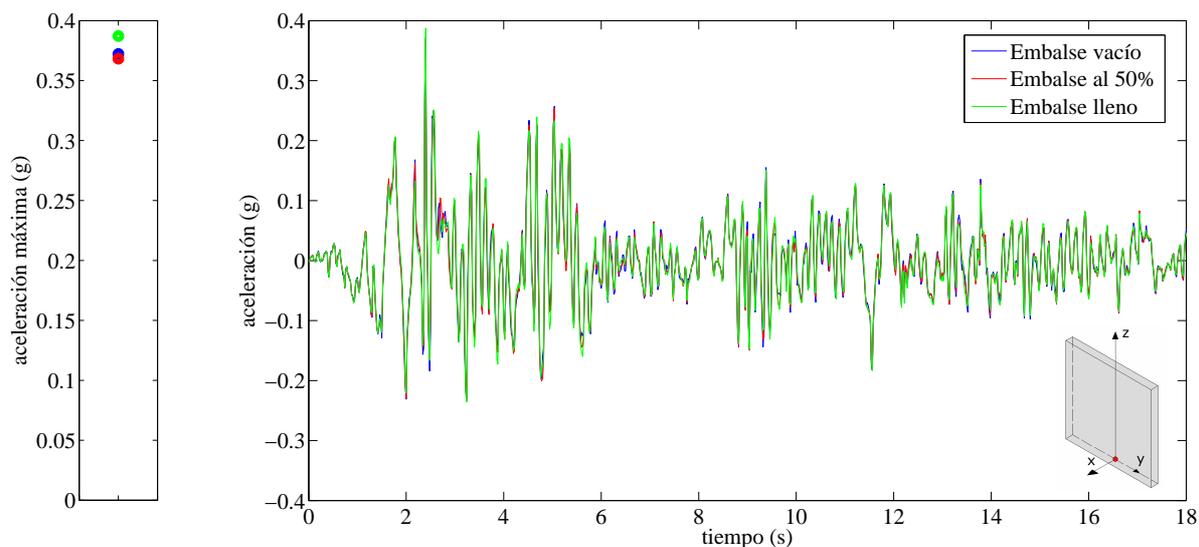


Figura 3.36. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro de 1940 en el punto central de la base de la presa. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado analizados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado analizados.

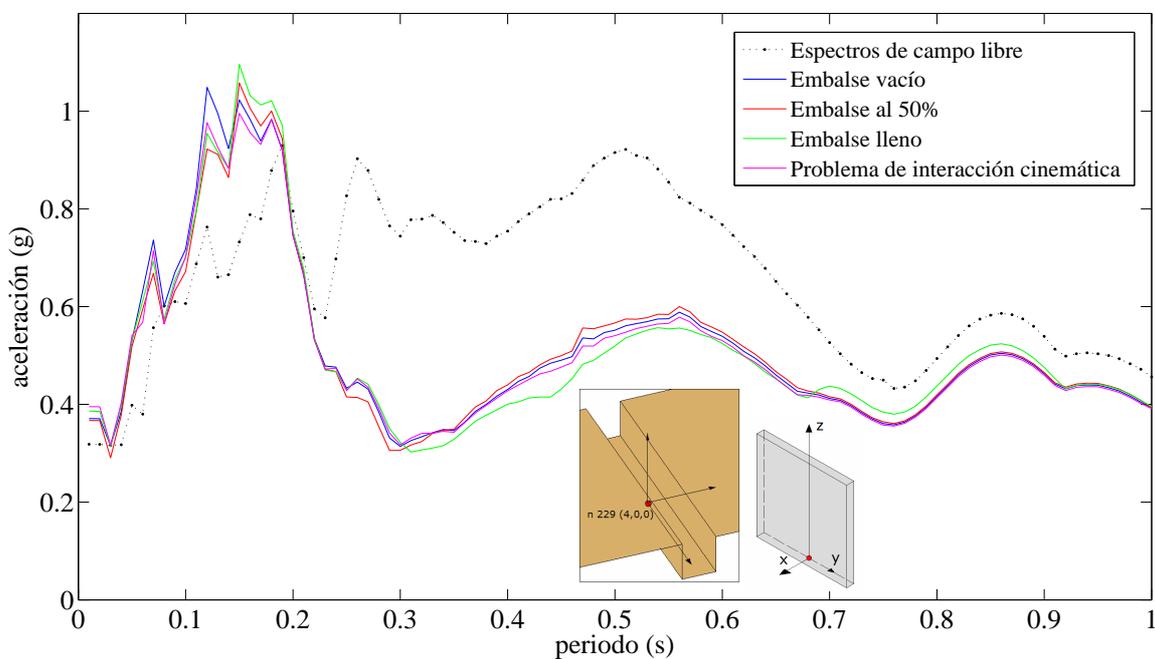


Figura 3.37. Espectros de respuesta de aceleración para la componente Norte-Sur del Terremoto de El Centro de 1940. Análisis en el nodo central de la base de la presa para los tres niveles de llenado estudiado. Se incluyen también los espectros de campo libre y problema de interacción cinemática en el nodo 229

Como se deduce del estudio, la influencia del nivel de llenado del embalse es muy baja en puntos pertenecientes al estribo de la presa. A medida que nos alejamos del estribo, esta influencia aumenta. Si nos fijamos en la curva correspondiente a los espectros máximos de respuesta, se observa que para periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado inferiores a 0.2 s, la respuesta de dicho sistema es superior a la que se tiene para los espectros de campo libre. En cambio para periodos superiores a éste, la respuesta es muy baja, estando en algunos casos muy por debajo de la de campo libre.

Cabe destacar que la diferencia entre el problema de interacción cinemática y el problema de la presa para los diferentes niveles de llenado es también mínima en el punto analizado. La introducción de la estructura y del agua embalsada no afecta en gran medida a la respuesta en este punto de la cimentación.

Con este apartado ponemos fin al análisis de los desplazamientos en función del nivel de llenado, para el problema de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Retomaremos este estudio con los diferentes modelos de la presa de Morrow Point.

En apartados posteriores prestaremos especial atención a la respuesta en tensiones y presiones en determinadas zonas de la presa.

3.2.4.3.- ANÁLISIS DE TENSIÓN t_x EN LOS ESTRIBOS DE LA PRESA

Se va a realizar un segundo análisis para el problema de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. En este caso nos vamos a centrar en la influencia del nivel de llenado del embalse en las tensiones que se producen en los estribos de la presa, es decir, los puntos de contacto de la presa y el terreno, que se corresponden con puntos de la cimentación. Es una zona especialmente sensible en cuanto a los esfuerzos que se producen, por lo que requieren que se preste un interés especial en ellos. Además del análisis en función del nivel de llenado también se pretende saber cuales son los puntos en los que se producen las tensiones más

elevadas. El objetivo final del análisis será evaluar las tensiones máximas en los estribos cuando el problema es solicitado por un determinado seísmo.

Para la realización del estudio se han escogido una serie de puntos a lo largo de los estribos. En el estribo lateral se analizarán las tensiones en seis puntos equidistanciados a lo largo de la altura del muro, además de en un punto de especial interés para el diseño de presas, situado a $H/3$ de la coronación. En el estribo inferior se analizan tres puntos equidistantes, además del punto central del estribo, también con un interés especial. Se analiza lógicamente sólo una de las partes simétricas del estribo inferior. Los nodos analizados se especifican en la figura 3.38.

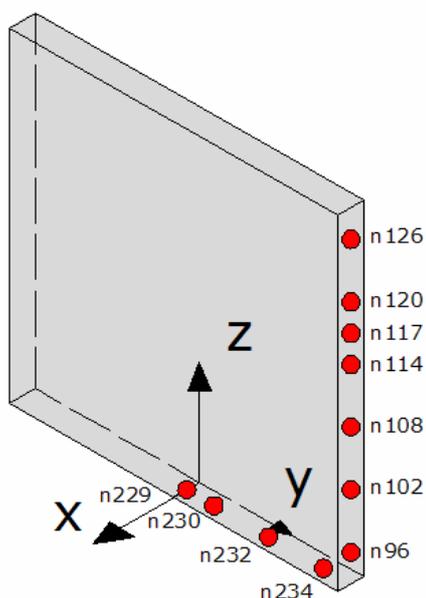


Figura 3.38. Nodos de los estribos cuyo estado tensional se analiza

El primer paso en este estudio es el de realizar el análisis dinámico en el dominio de la frecuencia de las tensiones rasantes en dirección x , para cada uno de los nodos y para cada nivel de llenado del embalse. Debido a que son infinitas las curvas obtenidas sólo se va a exponer una muestra representativa e interesante de las mismas. se han escogido algunos de los nodos más desfavorables de los estribos, en cuanto a tensiones se refiere,

Comencemos ya por tanto con el primer nodo de los que se detallará el análisis. Será el nodo 229 (véase figura 3.38). Es el uno de los puntos más interesantes a analizar en el estribo inferior. En la figura 3.39 se presenta en análisis en frecuencia para dicho

nodo. En el eje de abscisas se representa el rango de frecuencias que se viene analizando ($0-100 \text{ rad/s}$) y en el eje de ordenadas se representa el valor de la tensión en el nodo analizado, para un desplazamiento de amplitud unitaria en campo libre. Téngase en cuenta que no es una variable adimensional, al contrario en apartados anteriores, cuando lo que se estudiaban era el movimiento.

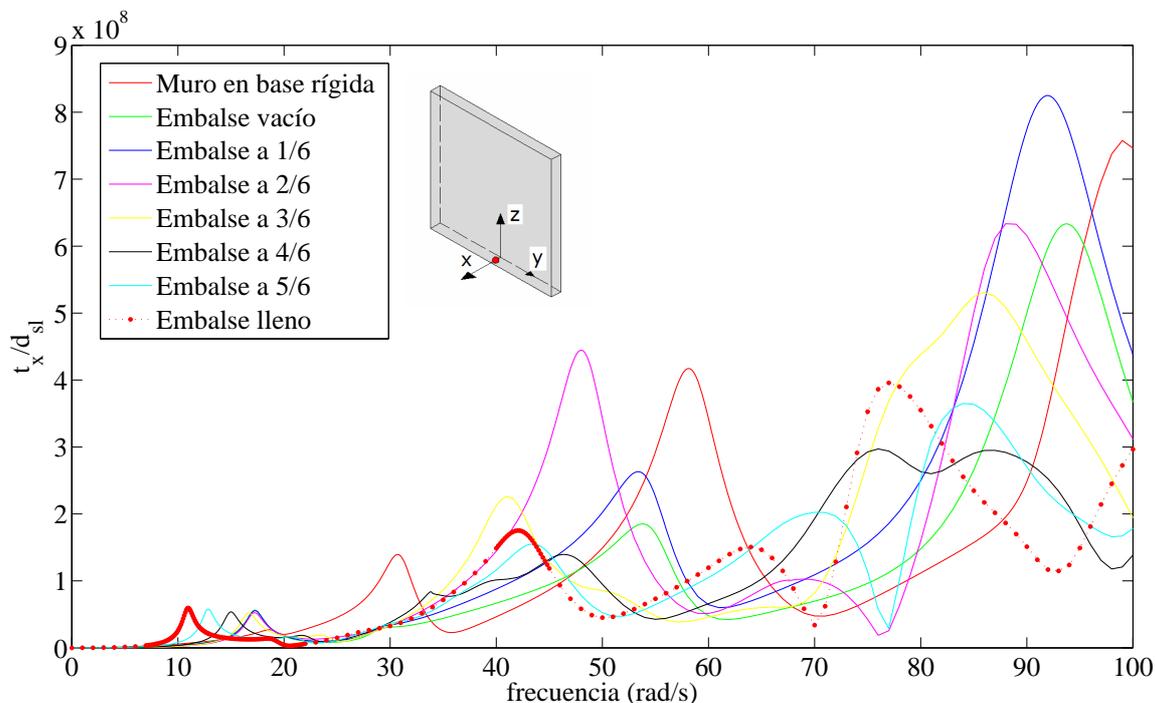


Figura 3.39. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 229 para un desplazamiento unitario de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse y muro sobre base rígida. Onda SH

En la curva se aprecia un claro aumento de la tensión con la frecuencia. La tensión depende de la energía aplicada al sistema y ésta depende de la aceleración del mismo. La aceleración en el campo de la frecuencia es el producto del desplazamiento por la frecuencia al cuadrado, por lo tanto es normal que las tensiones aumenten con la frecuencia, ya que la excitación viene dada por un desplazamiento unitario en el semiespacio.

Por tanto resulta más razonable expresar las curvas anteriores en relación a la aceleración de campo libre y no al desplazamiento. Recordemos que la relación entre aceleración y desplazamiento en el campo complejo de la frecuencia es:

$$a(x, \omega) = -\omega^2 \cdot d(x, \omega) \rightarrow d(x, \omega) = \frac{a(x, \omega)}{-\omega^2} \quad (3.12)$$

Por lo que se tiene que:

$$\frac{t_x}{d_{sl}} = \frac{t_x}{a_{sl}/(-\omega^2)} \rightarrow \frac{t_x}{a_{sl}} = \frac{t_x}{d_{sl} \cdot (-\omega^2)} \quad (3.13)$$

Por lo tanto para obtener las nuevas curvas basta con dividir los resultados obtenidos por la frecuencia al cuadrado (ya que están expresados en módulo). En adelante las gráficas de tensión se expresarán de esta forma.

En la figura 3.40 se presentan las nuevas curvas para el nodo 229. Se va a representar un rango de frecuencias más bajo para este tipo de análisis, por carecer de interés las frecuencias más altas, por los bajos valores de tensión que se tienen. El rango será en este caso de (0-70 rad / s).

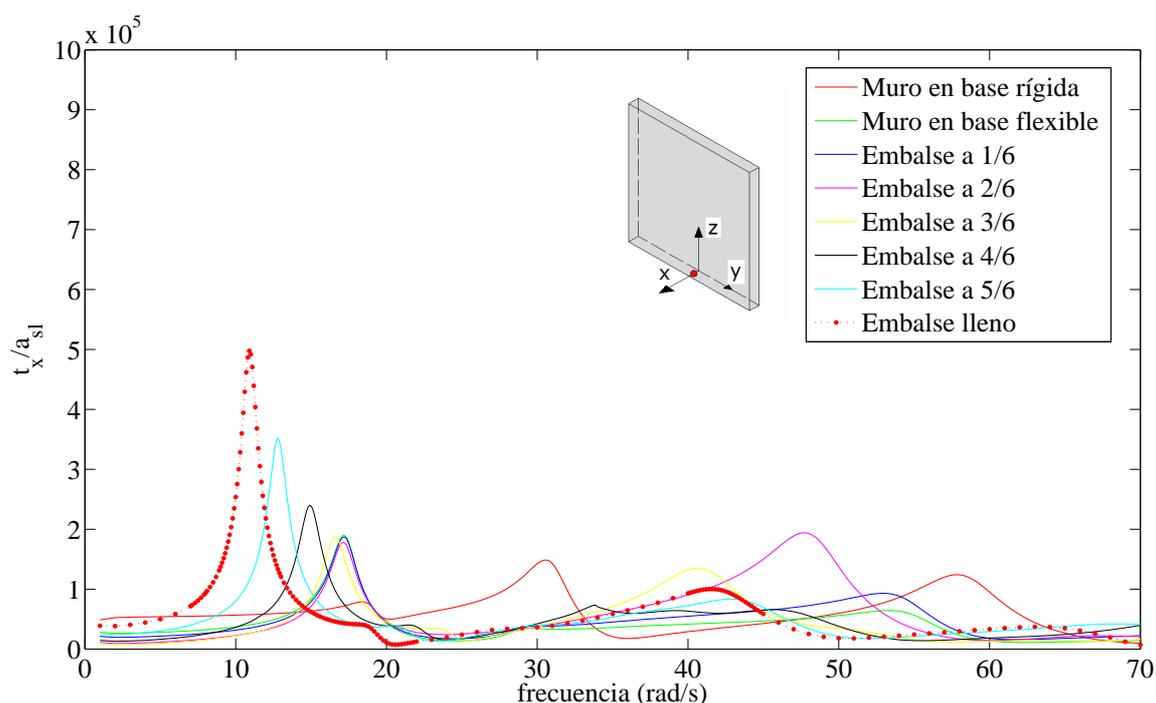


Figura 3.40. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 229 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse y muro sobre base rígida. Onda SH

Se puede apreciar la tendencia que ya se avanzaba en los primeros análisis. Se produce un adelanto de la primera frecuencia natural a medida que aumenta el nivel de llenado del embalse. Además existe una tendencia clara hacia un aumento de la tensión,

que empieza a acentuarse para niveles superiores del 50% del nivel máximo. Para embalse lleno las tensiones máximas son más del doble que las que se producen para el embalse a mitad de su capacidad y niveles inferiores, lo que da una idea de las elevadas sollicitaciones que tienen lugar cuando el embalse se encuentra al máximo de su capacidad.

Se puede apreciar además un aspecto inesperado, y es que para la presa sobre base rígida se obtienen valores de tensión muy inferiores que para la presa sobre base flexible (en la primera frecuencia natural), cuando cabía esperar que el efecto disipativo de la base flexible hiciera disminuir las tensiones en los estribos. Este aspecto se estudiará con mayor profundidad en apartados posteriores, aportándose un razonamiento que explique este comportamiento.

Para el estribo lateral se exponen dos gráficas (figuras 3.41 y 3.42). La primera se corresponde con el nodo 117 situado a $H/3$ de la coronación de la presa y la segunda con el nodo de mayor altura analizado, el nodo 126.

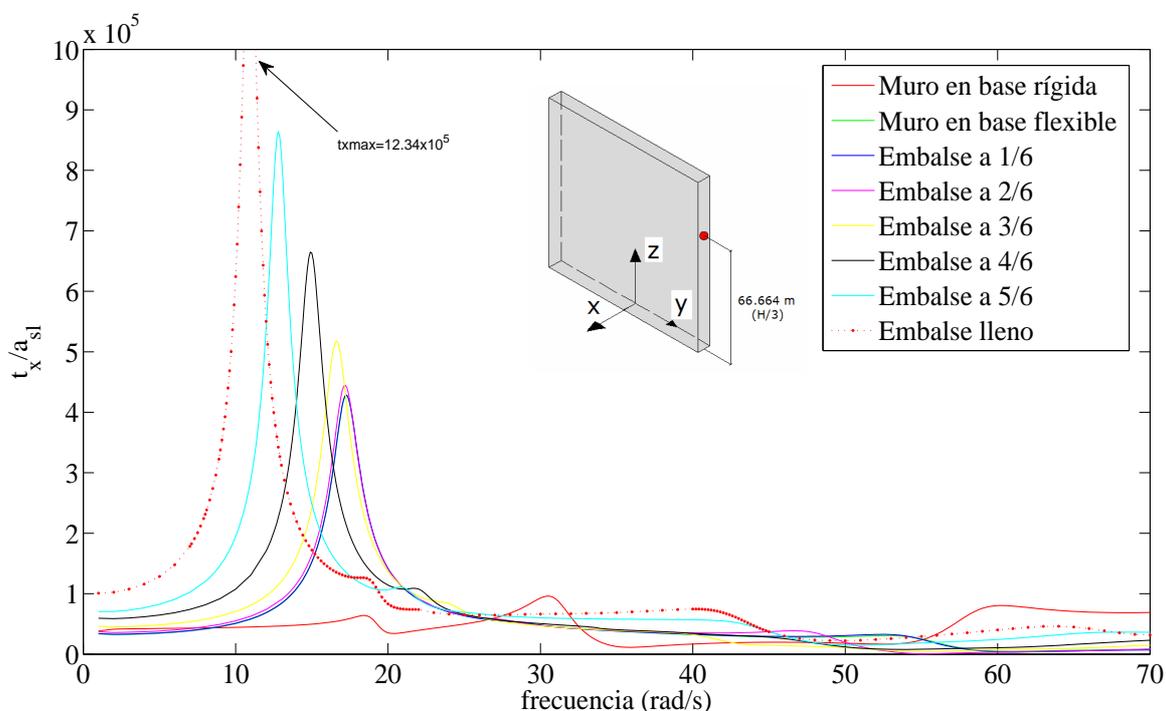


Figura 3.41. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 117 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse y muro sobre base rígida. Onda SH

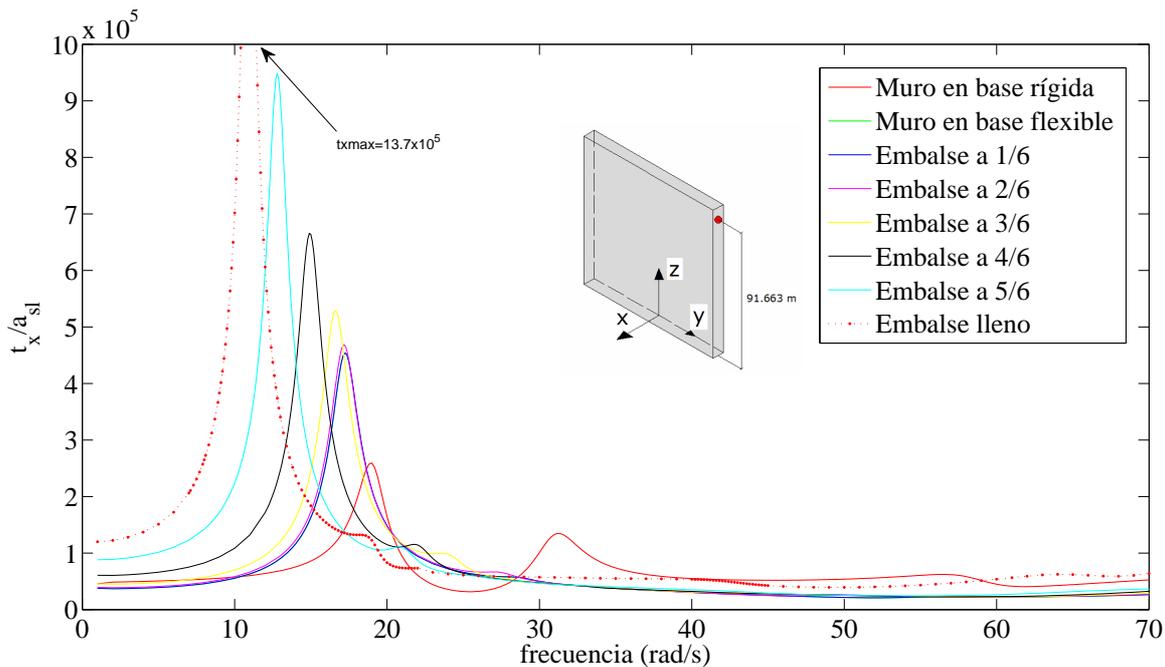


Figura 3.42. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 126 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse y muro sobre base rígida. Onda SH.

Al analizar estas gráficas se observa un importante aumento de las tensiones con respecto a las que se tenían en el nodo analizado para el estribo inferior. Para los nodos más bajos del estribo lateral las tensiones tienen valores cercanos a las del estribo inferior (curvas no incluidas). Sin embargo, para los nodos más altos, como los que se han estudiado, las tensiones máximas llegan incluso a triplicar las que se tienen para el estribo inferior. Se sigue observando el aumento drástico que sufren las tensiones para niveles de llenado superiores a la mitad de la capacidad del embalse.

La mejor forma de analizar estos resultados, es obtener la respuesta tensional en los estribos ante un sismo concreto. Se usará la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro⁵ para completar éste análisis. Las características de dicho terremoto pueden consultarse en el apartado 3.2.4.1.2.1 en las figuras 3.28, 3.29 y 3.33. El proceso que se utiliza para obtener las tensiones temporales es análogo al que se utilizó para obtener los desplazamientos en coronación (véase apartado 3.2.4.1.2.). Para obtener la respuesta en tensiones frente al sismo se puede hacer uso de las funciones de transferencia para desplazamiento unitario de campo libre, multiplicando por los registros de desplazamiento del terremoto. También pueden usarse las funciones de transferencia para aceleración unitaria de campo libre, multiplicando por los registros de aceleración

del terremoto (en el dominio de la frecuencia).

En lugar de abrumar al lector con infinitud de curvas temporales se ha decidido sintetizar los resultados obtenidos en una gráfica muy ilustrativa para cada uno de los estribos (figuras 3.43 y 3.44). La figura 3.43 se corresponde con el estribo inferior. En el eje de abscisas se representa la coordenada 'y' del estribo medida desde el centro del mismo. Véase que se ha representado todo el estribo inferior y no sólo una de las partes simétricas. En el eje de ordenadas se representa el valor de la tensión máxima rasante en dirección x cuando el sistema se somete a la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro. Aparecen varias curvas, cada una de ellas correspondiente a un nivel de llenado del embalse diferente. También se incluye la envolvente de tensiones correspondiente al muro sobre base rígida.

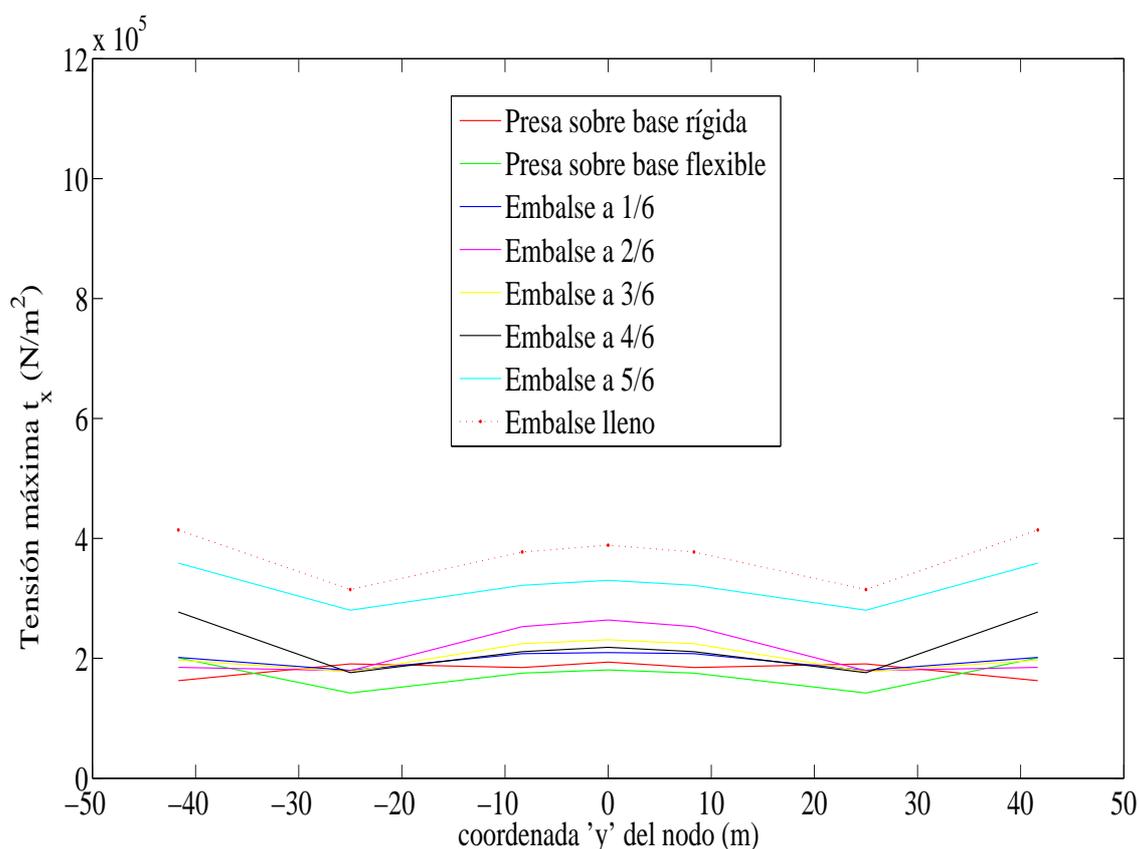


Figura 3.43. Envolvente de tensiones máximas rasantes en dirección x en el estribo inferior de la presa. Componente Norte-Sur del sismo de El Centro 1940.

En la figura 3.44 se representa la envolvente de tensiones correspondiente al estribo lateral. Para que la gráfica resulte más ilustrativa se han invertido los ejes,

representándose en el eje de abscisas la tensión máxima y en el eje de ordenadas la coordenada 'z' medida desde la parte inferior del estribo.

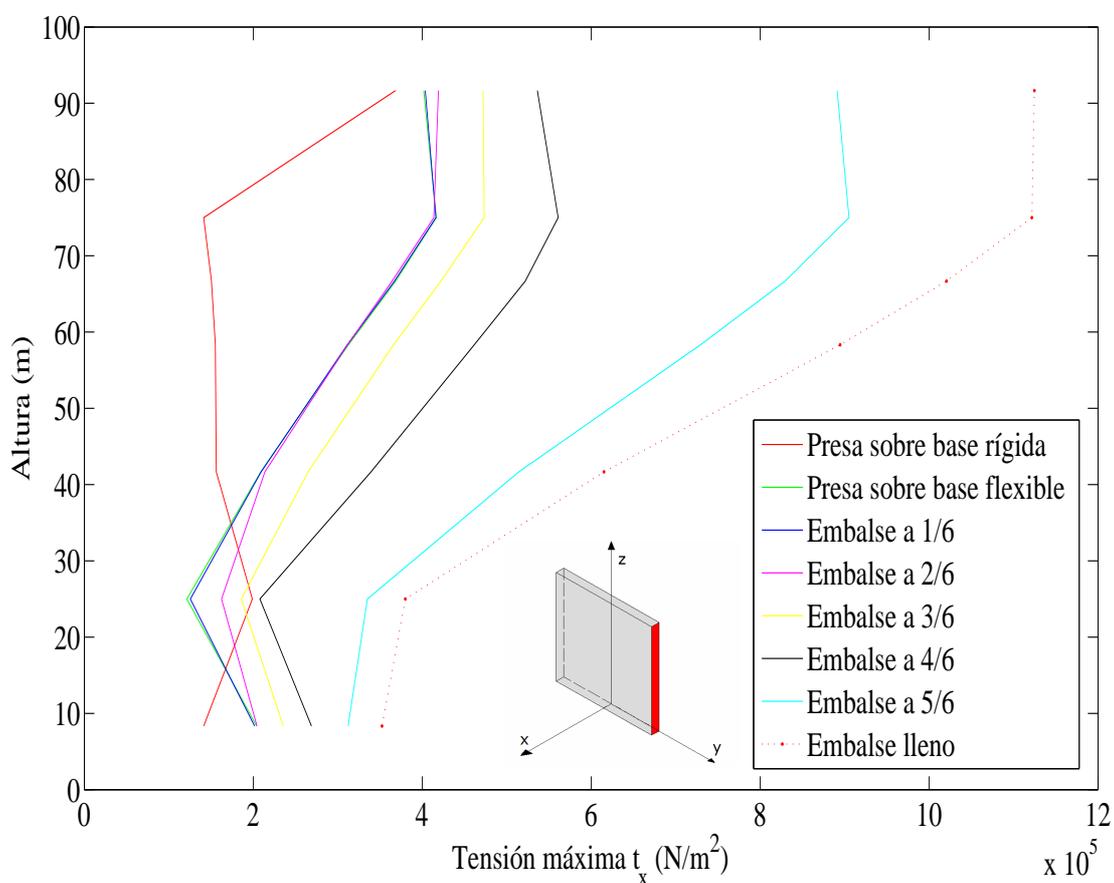


Figura 3.44. Envolvente de tensiones máximas rasantes en dirección x en el estribo lateral de la presa. Componente Norte-Sur del sismo de El Centro 1940.

A la vista de las curvas anteriores, se pone de manifiesto que el estribo lateral está mucho más solicitado que el estribo inferior, sobre todo en los puntos más altos. Además, el análisis temporal deja claro que las tensiones aumentan de forma muy importante para niveles de llenado del embalse superiores al 50% de su capacidad. Por lo tanto, queda clara la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta tensional del sistema en los estribos. Para niveles inferiores al 50% la respuesta en tensiones es muy similar en ambos estribos. La respuesta más desfavorable la provoca de forma muy destacada el embalse lleno.

Se observa también como las tensiones para la presa sobre base rígida son muy pequeñas en comparación con el resto en muchos de los puntos analizados.

Los nodos que mayores tensiones soportan, son los situados a mayor altura en el estribo lateral. En el estribo inferior los nodos más desfavorables son el central y el más cercano a la esquina, dónde tiene lugar una singularidad.

Análisis en frecuencia para la onda P

Como ya se hizo en el análisis del movimiento en coronación de la presa, las tensiones en los estribos también se analizarán frente a una onda P que solicita al sistema. El análisis se realizará exclusivamente en el dominio de la frecuencia. Pese a que se han analizado los mismos nodos que para la onda SH (figura 3.38) se incluirán sólo las curvas correspondientes a los nodos más interesantes (figura 3.45).

Conviene aclarar que para el embalse vacío las tensiones a estudiar serán nulas debido a la simetría del problema respecto al plano central de la presa. Por lo tanto en las gráficas sólo se incluirán las curvas correspondientes al embalse con un cierto nivel de agua.

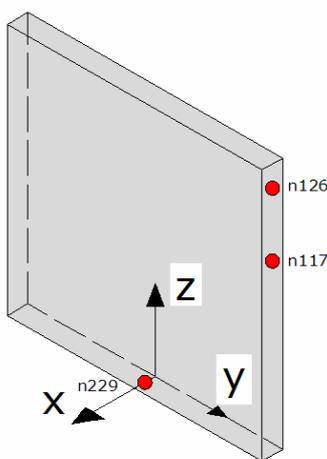


Figura 3.45. Nodos cuyo análisis se presenta para la Onda P

Se va a representar la tensión rasante en x para aceleración unitaria de campo libre. En la figura 3.46 se muestran las curvas correspondientes a las tensiones del nodo central del estribo inferior, en función del nivel de llenado del embalse. Se aprecia que las tensiones máximas son sensiblemente más bajas que las obtenidas para excitación anteroposterior, observándose dos picos muy destacados para las dos primeras frecuencias naturales. A partir del 50% del nivel de llenado las tensiones se incrementan de forma manera considerable.

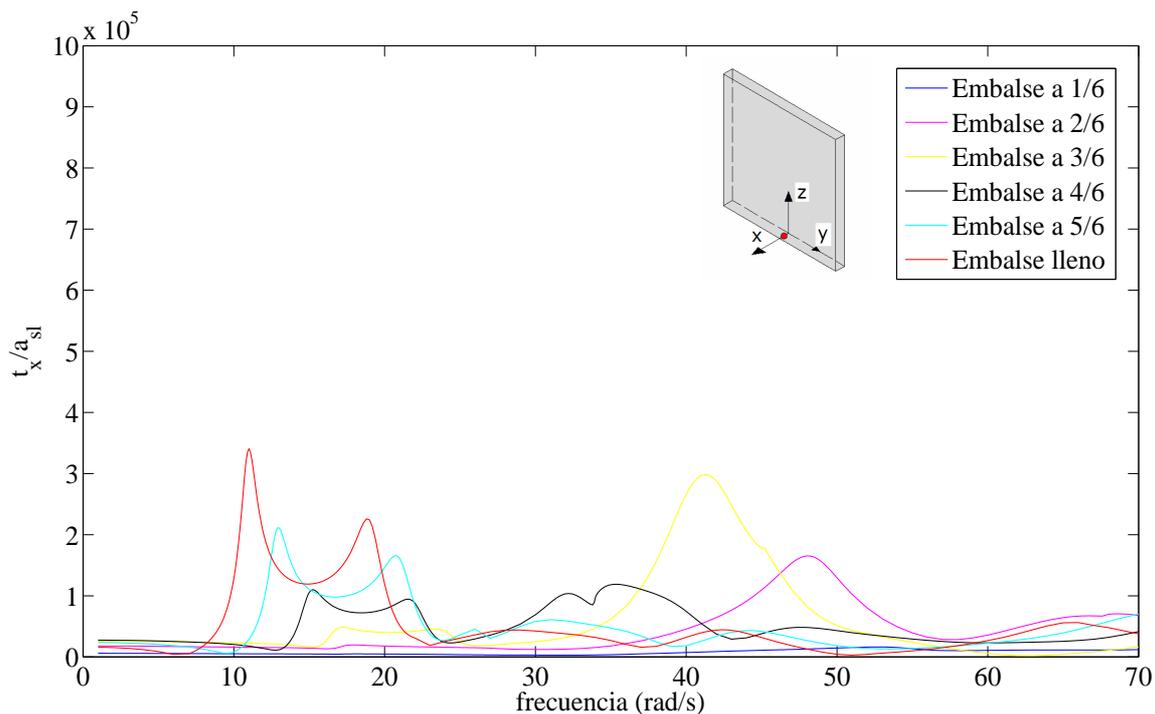


Figura 3.46. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 229 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse y muro sobre base rígida. Onda P

Pasamos a continuación al análisis de tensiones en los puntos del estribo lateral. Las curvas correspondientes a ambos nodos se incluyen en las figuras 2.47 y 2.48.

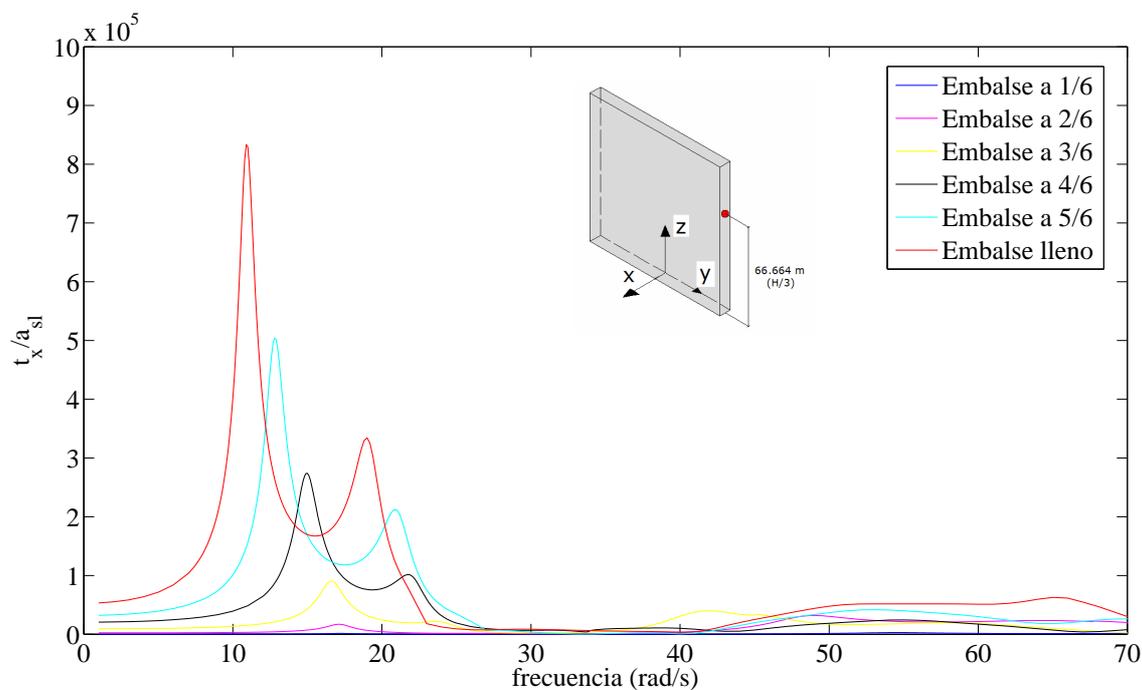


Figura 3.47. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 117 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse. Onda P

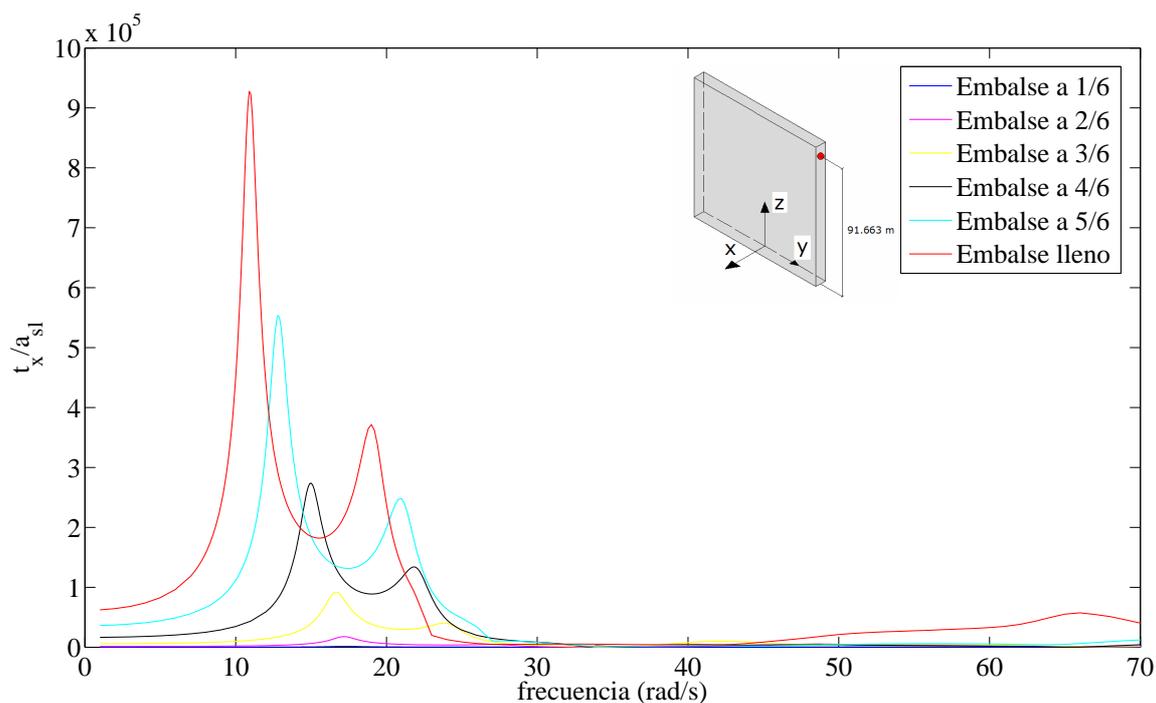


Figura 3.48. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 126 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes niveles de llenado del embalse. Onda P

Se observa una gran similitud entre los dos nodos del estribo lateral estudiado. El aumento de las tensiones es muy importante con respecto a las tensiones sufridas por los el nodo más desfavorable de la base, aunque siempre manteniéndose considerablemente más bajas que las tensiones obtenidas para la onda SH. El aumento se acentúa a partir del 50 % del nivel de llenado como ha venido ocurriendo en análisis previos. Las tensiones máximas para el nivel máximo de agua son del orden de nueve veces las obtenidas para embalse a la mitad de su capacidad.

Conviene también analizar para algún nivel de llenado determinado las curvas de tensión correspondientes a todos los nodos. Las figuras 3.49 y 3.50 representan dichas curvas para embalse a la mitad de su capacidad y para el embalse lleno

Las gráficas ponen de manifiesto el gran aumento que produce en las curvas de tensiones el embalse lleno con respecto el embalse a la mitad de su capacidad. En el embalse a la mitad de su capacidad se observa además que para las dos primeras frecuencias naturales, que son las que en mayor medida determinan el comportamiento sísmico del sistema, las tensiones son muy bajas, produciéndose el único pico importante para la tercera frecuencia natural, superior a 40 rad/s .

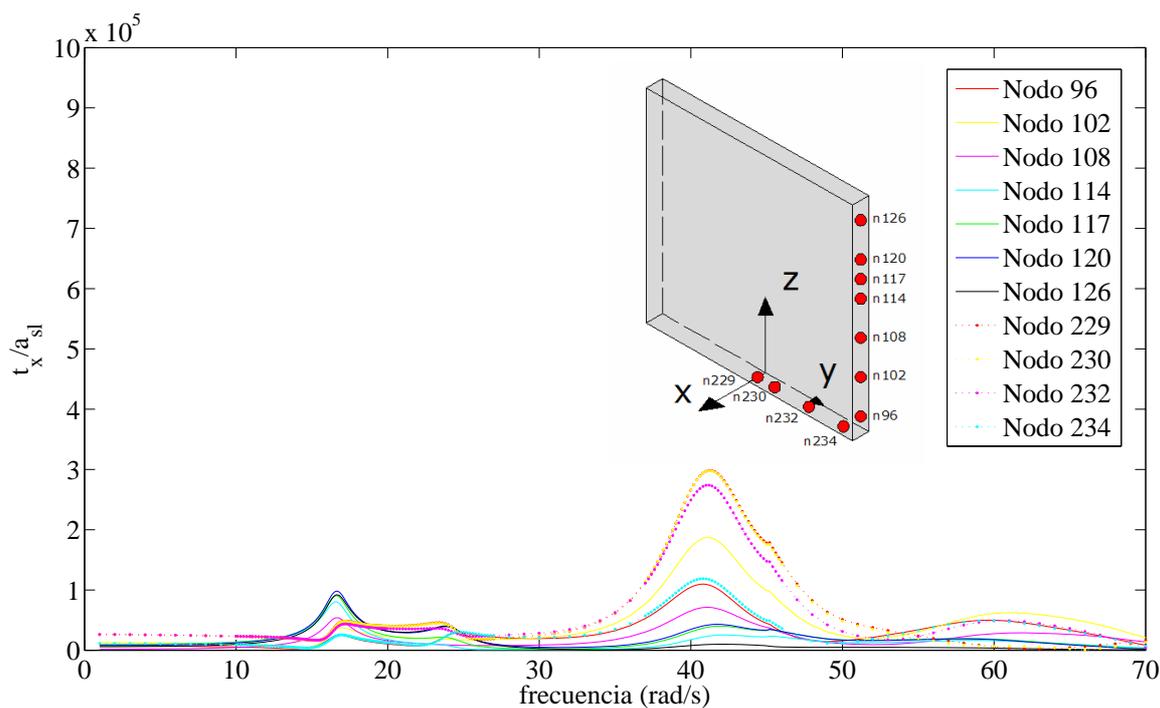


Figura 3.49. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en los nodos de los estribos para una aceleración unitaria de campo libre. Embalse al 50% de su capacidad. Onda P

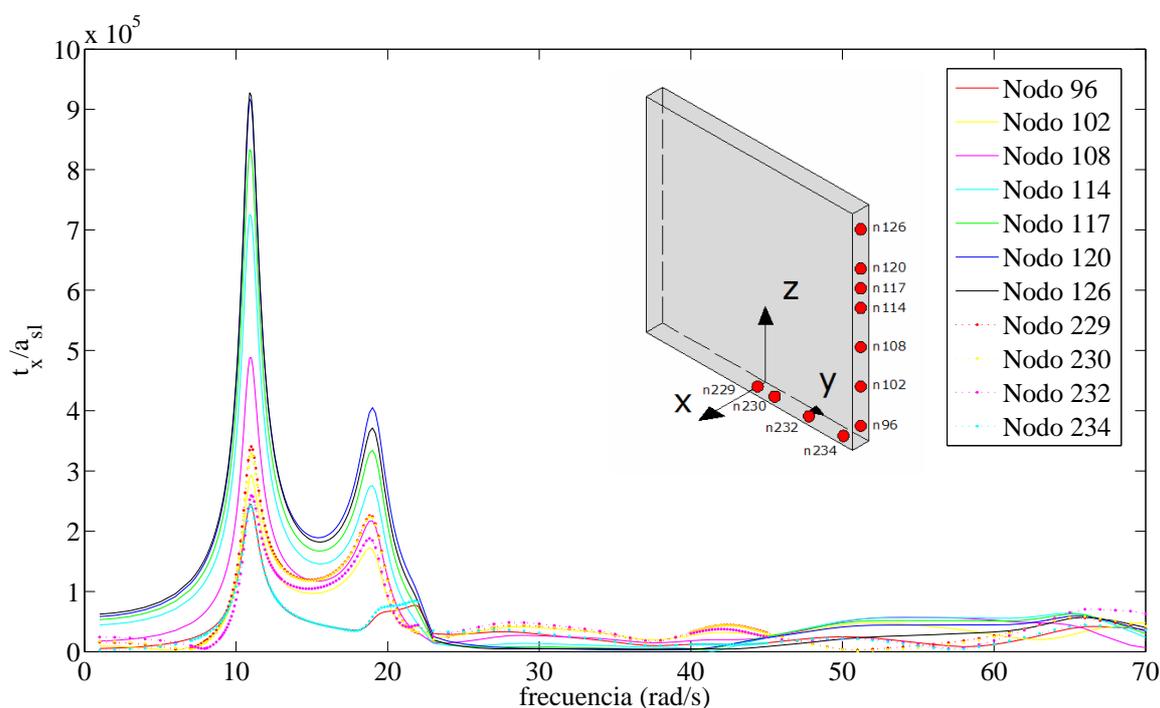


Figura 3.50. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en los nodos de los estribos para una aceleración unitaria de campo libre. Embalse lleno. Onda P

3.2.4.4.- ANÁLISIS DE LA PRESIÓN A LO LARGO DE LA VERTICAL DE LA PRESA

Tras analizar los desplazamientos en coronación y las tensiones en los estribos, se va a completar el estudio sobre la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica de nuestra estructura plana de contención de aguas. Para ello se va a analizar la presión hidrodinámica a la que se ve sometida la presa como consecuencia de una excitación sísmica que solicita al sistema suelo-agua-estructura.

El estudio de presiones se realiza para los seis niveles de llenado del embalse que se han venido estudiando y que se pueden consultar en el apartado 3.2.4.1 (figuras de la 3.15 a la 3.20). Las presiones se estudian a lo largo toda la vertical de la cara mojada de la presa. Es evidente que a medida que aumenta el nivel de llenado del embalse se tendrá un mayor número de nodos en la vertical con presión no nula. Los nodos estudiados son los que aparecen en la figura 3.51.

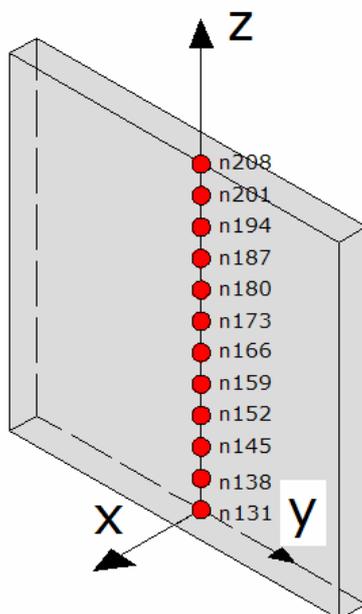


Figura 3.51. Nodos en los que se estudia la presión hidrodinámica

Aunque el objetivo final del estudio es obtener la envolvente de presiones hidrodinámicas máximas cuando el sistema se ve sometido a un seísmo, se expondrá en primer lugar el análisis de presiones en el dominio de la frecuencia para el embalse

lleno. Estas funciones son las que se usarán para obtener posteriormente resultados temporales, con el mismo procedimiento que ya se usó en capítulos anteriores. En la figura 3.52 se ha representado en el eje de abscisas la frecuencia y en el eje de ordenadas el valor de la presión del punto, para una aceleración de amplitud unitaria en campo libre. Aparece una curva para cada uno de los nodos de la figura 3.51.

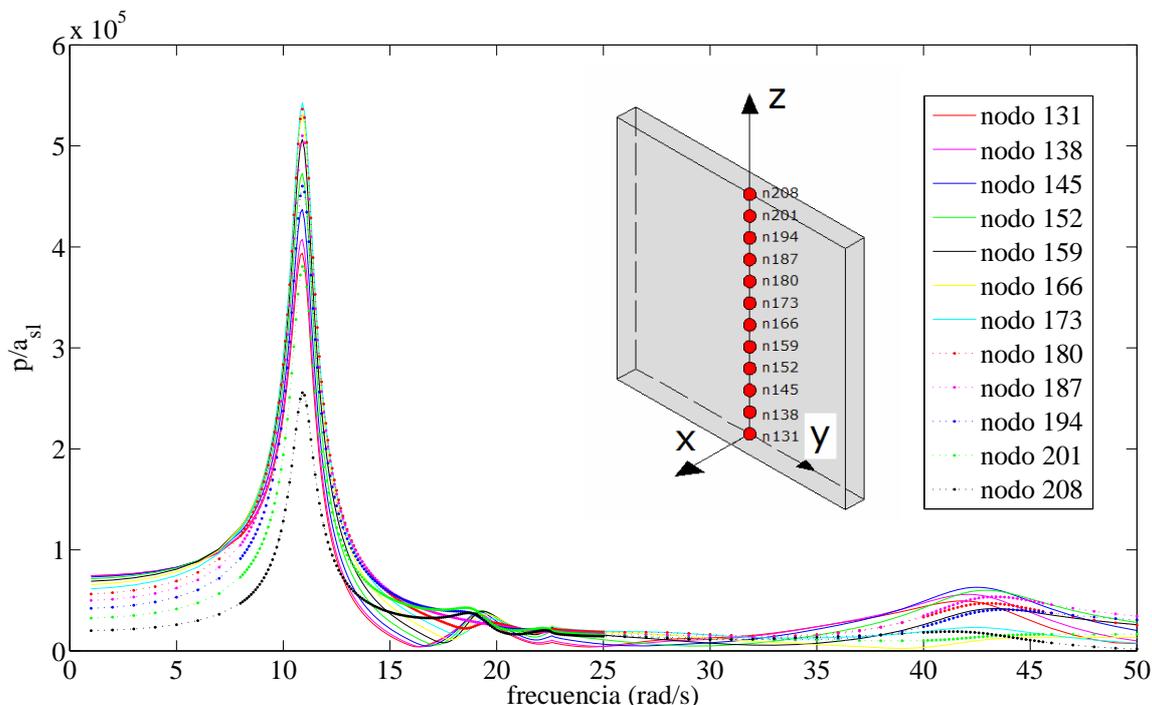


Figura 3.52. Análisis en frecuencia. Presión hidrodinámica a lo largo de la vertical de la cara mojada de la presa para una aceleración unitaria de campo libre. Embalse lleno. Onda SH

Debido a la cantidad de curvas de la figura 3.52 resulta difícil extraer alguna conclusión interesante. A partir de estas curvas y de las correspondientes al resto de niveles de llenado del embalse se puede obtener la respuesta en presiones hidrodinámicas del sistema frente al terremoto de El Centro. Se usa la componente Norte-Sur de este terremoto que ya se empleó en apartados anteriores.

Más interesante que exponer la evolución temporal de la presión en cada nodo analizado, resulta representar la envolvente de presiones máximas a lo largo de la vertical del muro, independientemente del momento en el que se produzcan, para cada uno de los niveles de llenado del embalse. Este análisis aparece en la figura 3.53, en la que se incluyen seis curvas, cada una de ellas para un nivel de llenado diferente. En el eje de abscisas se representa el valor de la presión hidrodinámica máxima y en el eje de

ordenadas se representa la coordenada 'z' medida desde la parte inferior del muro. Obsérvese que a medida que el nivel de llenado aumenta existen más puntos de presión no nula, debido a que se tiene cada vez una porción mayor de presa bajo la superficie libre del agua.

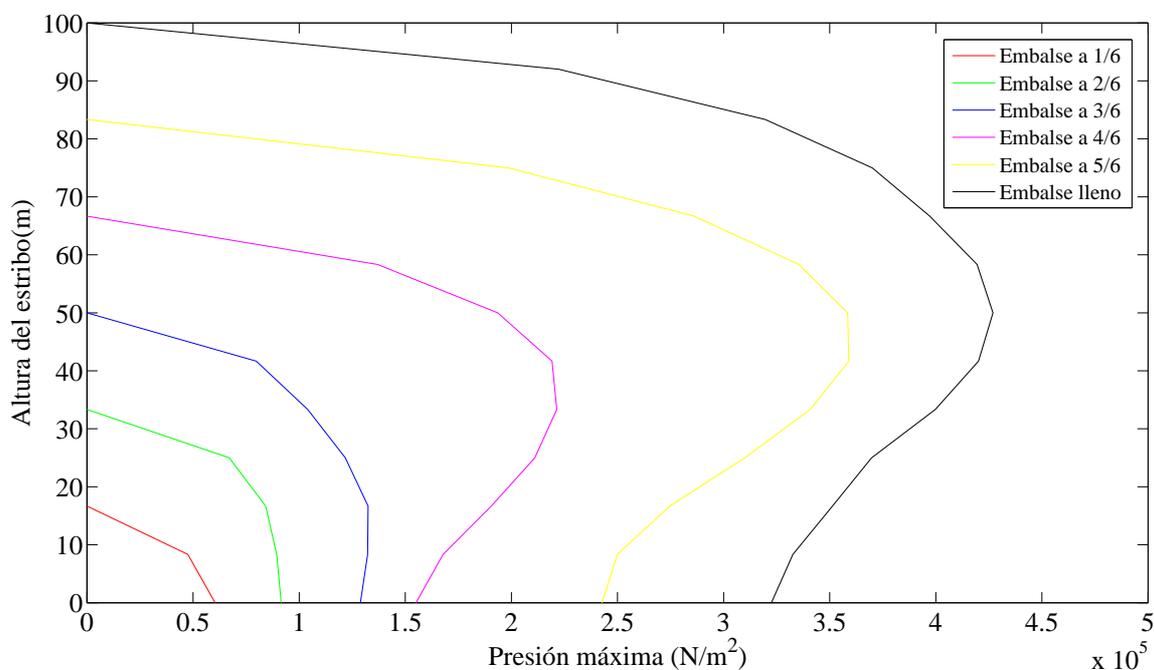


Figura 3.53. Envolvente de presiones hidrodinámicas máximas en la vertical del muro para diferentes niveles de llenado del embalse. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de El Centro.

La curva permite extraer importantes conclusiones. Las presiones aumentan en todos los puntos a medida que aumenta el nivel de llenado de agua del embalse, de forma más acentuada a partir del 50% de la capacidad del embalse. El embalse lleno es por tanto el caso más desfavorable. El máximo absoluto de presiones se produce a una altura de 50 m ($H/2$), para dicho nivel de llenado.

Las envolventes de presión máxima para niveles de llenado superiores al 50% muestran una tendencia clara. Si se analizan dichas curvas desde la base de la presa se puede comprobar que se produce en primer lugar un aumento de las presiones máximas, hasta llegar al máximo cerca de los 50 m. Posteriormente experimentan un descenso hasta alcanzar los valores más bajos para los nodos próximos a la superficie libre, donde la presión es evidentemente nula.

3.2.5.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LA BASE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA PRESA

En los análisis anteriores, cuando se han comparado los resultados obtenidos para la presa sobre base infinitamente rígida con los de la presa sobre una base flexible, con las características típicas de suelo rocoso, se han obtenido resultados interesantes y que merecen un estudio más profundo. Por ello se va a realizar un breve análisis de la influencia de la rigidez de la base en la respuesta sísmica de nuestra estructura, tanto en lo que respecta a desplazamientos en coronación como a tensiones en los estribos. Este análisis nos ayudará a entender mejor los resultados expuestos a lo largo de los apartados anteriores. Evidentemente se van a estudiar diferentes problemas, pero siempre para el caso de embalse vacío. Estos problemas pretenden evidenciar la evolución que sufre la respuesta sísmica desde la presa sobre una base infinitamente rígida hasta el problema real.

Según esto, el primer problema de los que se analizan se corresponde con el problema real, en el que el terreno es un suelo rocoso con un módulo de rigidez transversal de $G_1 = 11500 \cdot 10^6 Pa$. En el resto de problemas el módulo de rigidez del problema va aumentando según lo siguiente:

$$\text{Problema 2º: } G_2 = 17250 \cdot 10^6 Pa$$

$$\text{Problema 3º: } G_3 = 23000 \cdot 10^6 Pa$$

$$\text{Problema 4º: } G_4 = 57500 \cdot 10^6 Pa$$

$$\text{Problema 5º: } G_5 = 11500 \cdot 10^7 Pa$$

$$\text{Problema 6º: } G_6 = 11500 \cdot 10^8 Pa$$

$$\text{Problema 7º: } G_7 = 11500 \cdot 10^{10} Pa$$

El último de estos problemas provoca una respuesta idéntica a la que provoca la presa sobre base infinitamente rígida, estudiada en apartados anteriores.

Durante los próximos apartados estudiaremos la evolución con la rigidez de la base de los desplazamientos en coronación y de la tensión rasante según x en los estribos. Se usará como excitación el ya conocido terremoto de El Centro de 1940.

3.2.5.1.- EVOLUCIÓN DEL MOVIMIENTOS EN CORONACIÓN CON LA RIGIDEZ DE LA BASE

Cuanto más flexible es la base en la que se sustenta la presa, mayor es la posibilidad de que la energía de un sismo se disipe a través de ella. Por eso resulta lógico pensar que el movimiento en coronación de la presa será menor cuanto menor sea la rigidez de la base. Es evidente también que con el aumento de la rigidez de la base tiende a aumentar el valor de la primera frecuencia natural del sistema. Todo esto ya se viene manifestando desde análisis anteriores (apartado 3.2.4.1) y queda corroborado en la figura 3.54 en la que aparece el análisis en frecuencia para el movimiento en el nodo 243 (nodo central de la coronación de la presa). En la figura aparecen las curvas correspondientes a cada uno de los problemas con diferente rigidez del terreno. Se muestra un rango de frecuencias más bajo que el que se ha venido representando para apreciar con mayor claridad la zona más interesante de las curvas.

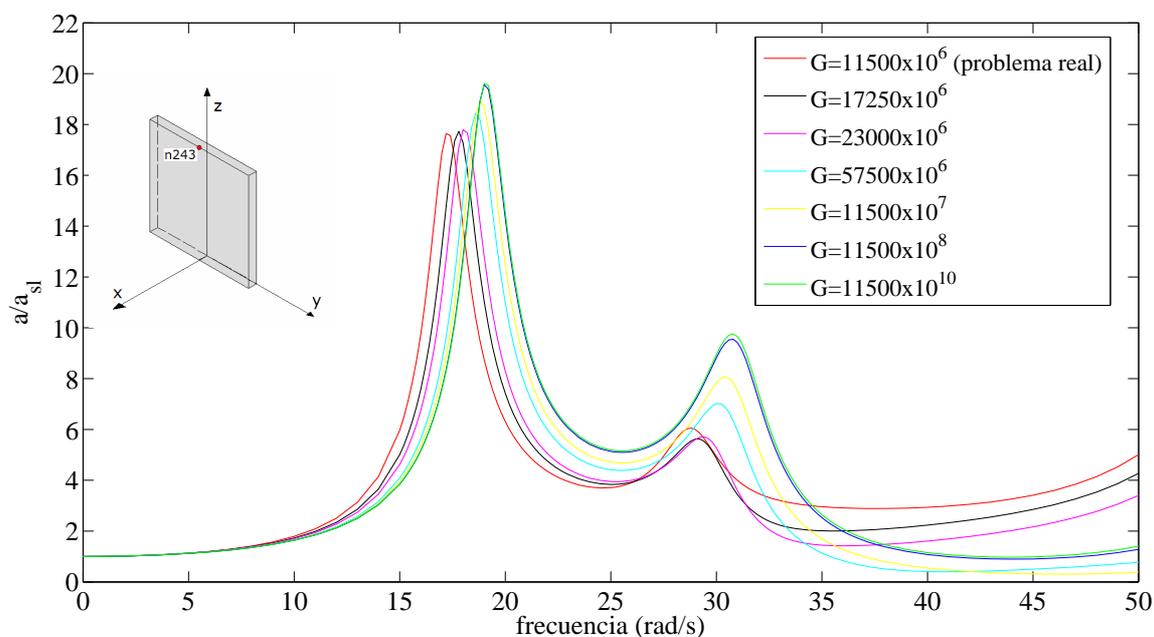


Figura 3.54. Análisis en frecuencia del movimiento en coronación de la presa para distintas rigideces de la base. Onda SH.

En la figura 3.55 aparece el análisis sísmico de los diferentes problemas. Se han incluido solamente los espectros de respuesta en aceleraciones, ya que son las curvas que más nos aclaran el comportamiento temporal del sistema.

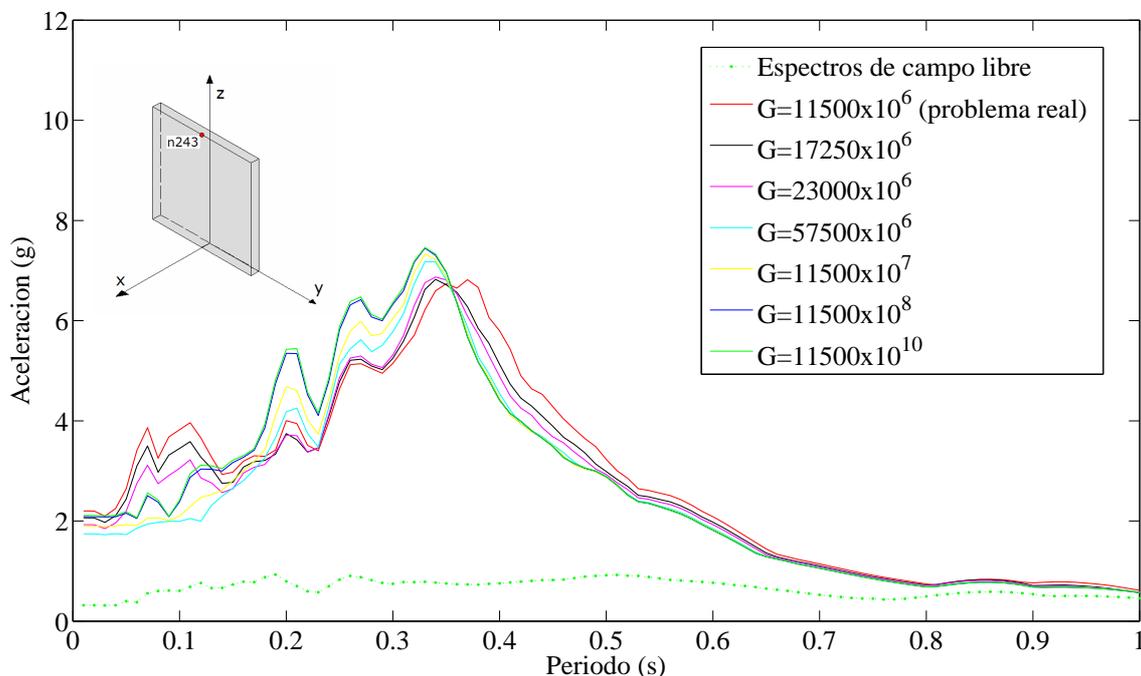


Figura 3.55. Espectros de respuesta de aceleración para la componente Norte-Sur del Terremoto de El Centro de 1940. Diferentes rigideces de la base. Se incluye también el espectro de campo libre

Para periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado entre 0.13 s y 0.37 s se obtienen los espectros de respuesta máximos más desfavorables para un terreno de rigidez muy elevada en comparación con la rigidez de la presa, como cabía esperar. Sin embargo, para periodos naturales muy altos o muy bajos la tendencia se invierte, siendo el problema real el que provoca aceleraciones máximas del sistema de un grado de libertad más elevadas.

3.2.5.2.- EVOLUCIÓN DE LA TENSIÓN t_x EN LOS ESTRIBOS CON LA RIGIDEZ DE LA BASE.

Al evaluar las tensiones en los diferentes puntos de los estribos se presentan mayores dificultades en la interpretación de los resultados. En una primera reflexión cabe intuir que se obtendrán menores tensiones para presas situadas sobre terrenos más flexibles. Sin embargo, no es esto lo que ocurre en muchos de los puntos, según lo visto en el apartado 3.2.4.3 (figuras de la 3.40 a la 3.44). Esta situación se puede observar

más claramente en las funciones de transferencia que aparecen en las figuras 3.56, 3.57 y 3.58. En dichas figuras se analizan las tensiones rasantes en dirección x para una aceleración de amplitud unidad en campo libre. El análisis se muestra para tres de los nodos de los estribos. Se ha usado una escala para las curvas que permite apreciar con detalle la evolución.

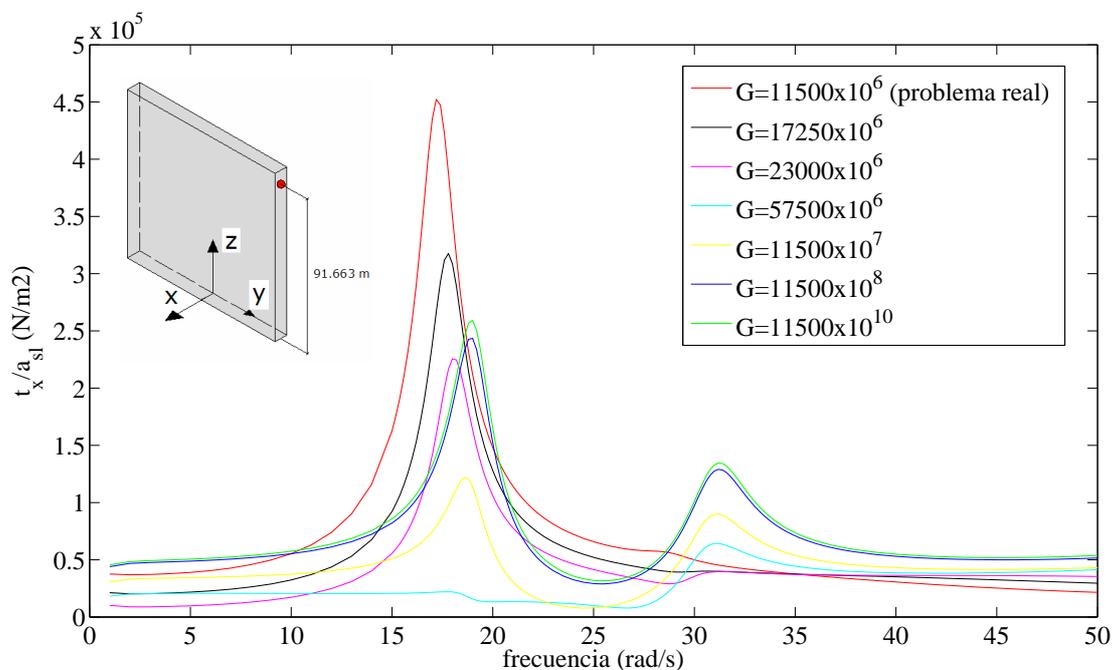


Figura 3.56. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 126 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes rigideces de la base. Onda SH

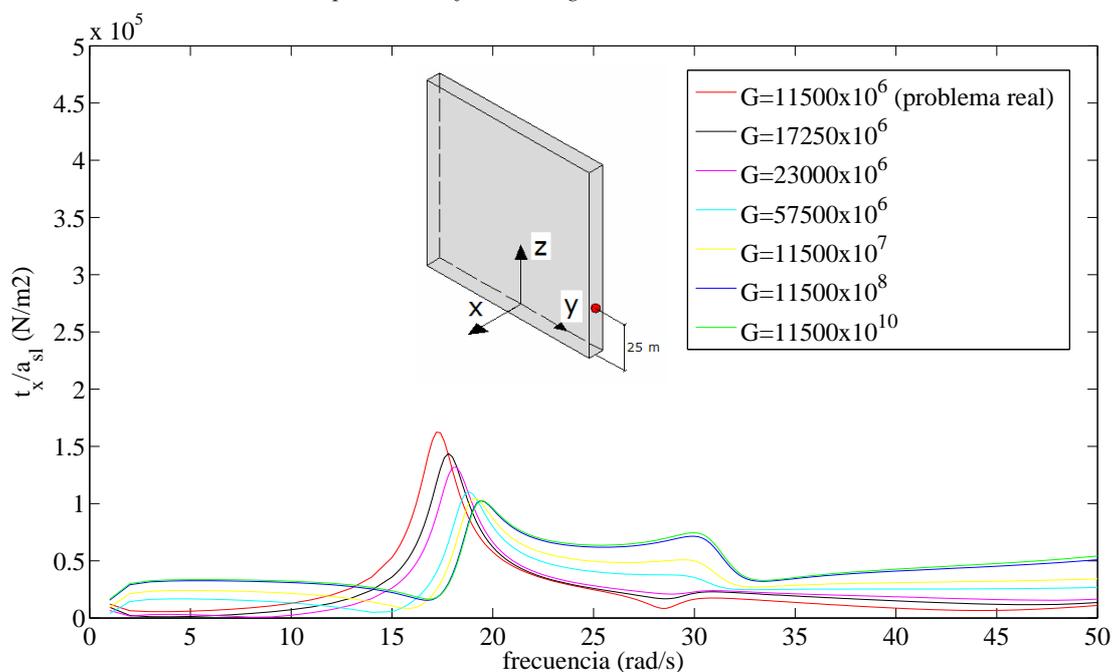


Figura 3.57. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 102 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes rigideces de la base. Onda SH

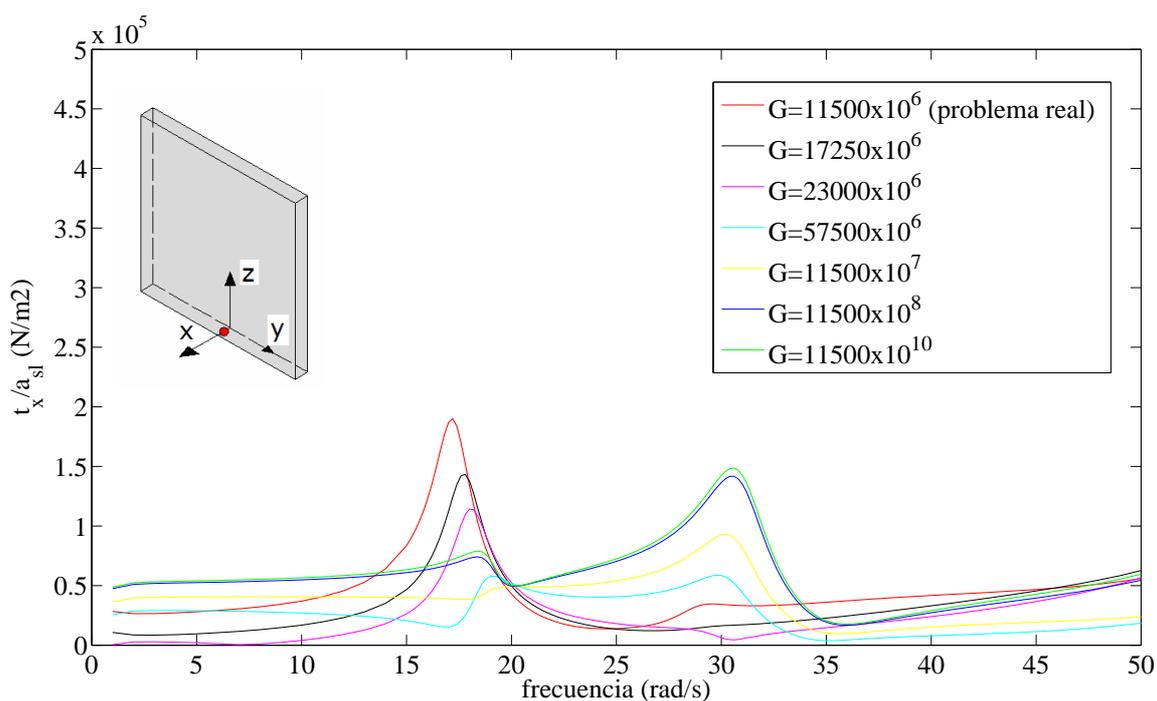


Figura 3.58. Análisis en frecuencia. Tensión rasante en x en el nodo 229 para una aceleración unitaria de campo libre. Diferentes rigideces de la base. Onda SH

Además de una respuesta tensional más baja para el muro sobre base rígida, se observa una evolución extraña a medida que se pasa del problema real a la base infinitamente rígida. Se produce un descenso de las tensiones para aumentar levemente posteriormente.

Resulta de especial interés analizar estos resultados ante el seísmo de El Centro. Para ello se representan en las figura 3.59 y 3.60 las envolventes de tensiones máximas en los estribos. Aparece una curva para cada una de las rigideces de la base estudiadas. Se confirma lo que ya se venía observando desde las funciones de transferencia anteriores.

Para el muro sobre base flexible se tienen en muchos de los casos tensiones máximas rasantes en 'x' menores que obtenidas para el problema real. Para intentar comprender mejor lo que está sucediendo, vamos a utilizar un razonamiento basado en el caso inverso al estudiado.

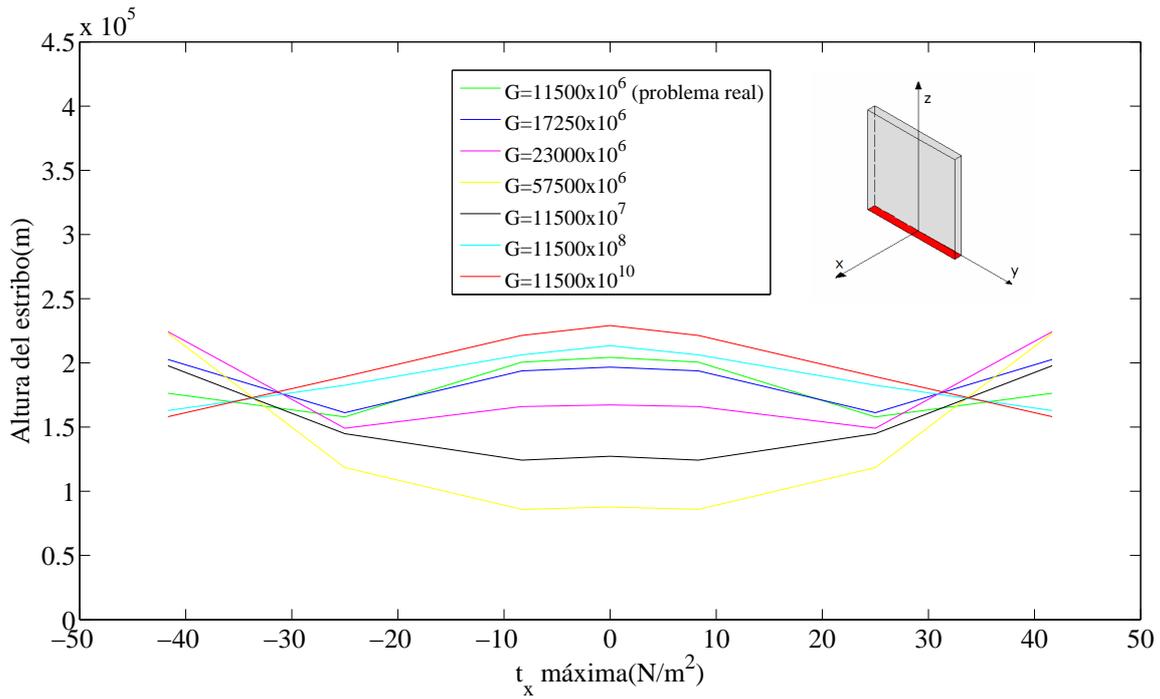


Figura 3.59. Envolvente de tensiones máximas rasantes en dirección x en el estribo inferior de la presa.

Componente Norte-Sur del sismo de El Centro 1940.

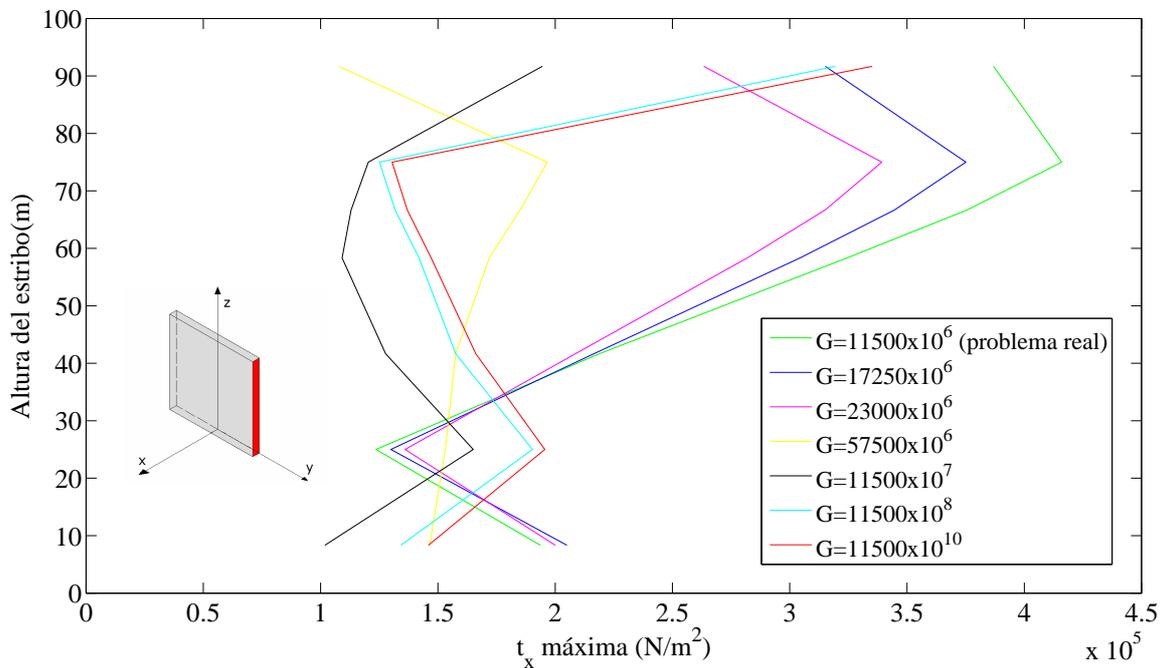


Figura 3.60. Envolvente de tensiones máximas rasantes en dirección x en el estribo lateral de la presa.

Componente Norte-Sur del sismo de El Centro 1940.

Imaginamos que solicitamos el suelo sin la presencia de la presa, o lo que es lo mismo, al problema de interacción cinemática. Es evidente que en este caso las tensiones rasantes según x son nulas en los puntos correspondientes a los estribos de la

presa. Esta situación es la indicada en la figura 3.61.a. Imaginemos que a lo largo de todo este razonamiento la rigidez del terreno permanece constante e igual, por ejemplo, a la del problema real ($G_t = 17250 \cdot 10^6 Pa$).

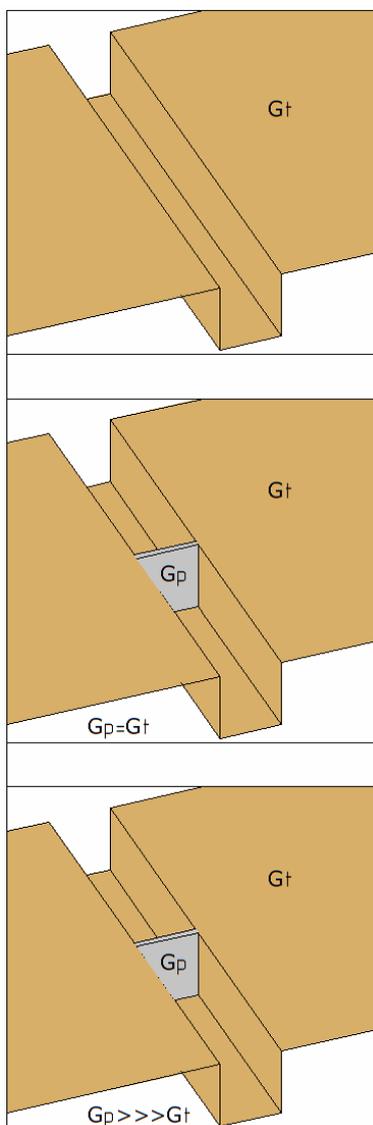


Figura 3.61. Evolución tensional en el estribo ante un aumento de la rigidez de la presa. a) Problema de interacción cinemática. b) Problema real. c) Rigidez de la presa muy superior a la rigidez del terreno

Imaginemos ahora que sometemos al problema real a la misma excitación. En este caso, la rigidez de la presa y del terreno es la misma. Este es el caso indicado en la figura 3.61.b. Lógicamente en este caso las tensiones rasantes en dirección x en los estribos adquieren un valor distinto de 0:

$$\frac{G_p}{G_t} = 1; t_x \neq 0 \quad (3.14)$$

Demos ahora un paso más suponiendo que aumentamos la rigidez de la presa, haciéndola tender a infinito. Este es el caso de la figura 3.61.c. A medida que aumenta la rigidez de la presa aumentan las tensiones rasantes según x en los estribos:

$$\frac{G_p}{G_t} = \uparrow; t_x = \uparrow \quad (3.15)$$

Ahora bien, la situación que se ha venido estudiando es la inversa a ésta. En nuestro caso la relación entre las rigideces de la presa y el terreno disminuye, por lo que resulta lógico que las tensiones rasantes en 'x' en el estribo disminuyan. Con este sencillo razonamiento podemos asimilar mejor de forma general los resultados obtenidos en el presente apartado.

3.3.- PRESA DE MORROW POINT

En los apartados anteriores se comprobó que el nivel de llenado del embalse juega un papel importante en la respuesta sísmica de presas. El estudio se realizó mediante un problema ideal, consistente en una estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular

Durante los próximos apartados se da un paso más en el estudio de la influencia de la cantidad de agua contenida en el embalse, con el fin de profundizar y contrastar los resultados obtenidos. Para ello se abordará el análisis dinámico de varios modelos de una presa real, la presa de Morrow Point. El análisis no será tan extenso como el realizado para el primero de los problemas analizados, pero nos permitirá extraer conclusiones de gran interés sobre la influencia del factor estudiado.

3.3.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La elección de esta presa para la realización de diferentes estudios dinámicos se debe a la gran cantidad de análisis previos existentes. Son muchos los autores que han estudiado la respuesta sísmica de modelos basados en esta presa, por lo que se podrán contrastar con mayor facilidad los resultados y completar muchas de estas investigaciones. Además, las propiedades y geometría de la presa están completamente definidas, así como las discretizaciones correspondientes a varios modelos de la misma.

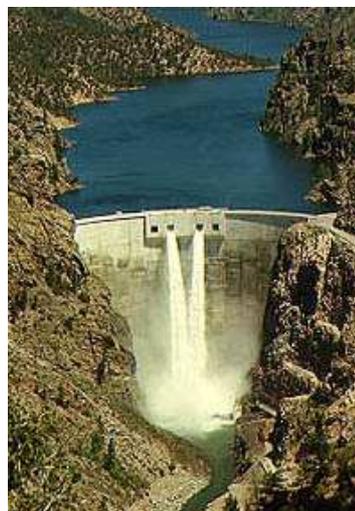


Figura 3.62. Vista frontal de la Presa de Morrow Point

La presa de Morrow Point está situada en el Parque Nacional del Cañón Negro, Río Gunnison, Colorado (USA).

Se trata de una presa situada sobre suelo rocoso, al igual que nuestra estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. La presa consta de 142 m de altura. En la cota de coronación abarca un arco de circunferencia de

112.5° con un radio medio de 113 m. Los datos de la presa y el cañón pueden estudiarse con mayor profundidad en Hall y Chopra (1983).

Las propiedades correspondientes a los diferentes medios que intervienen en el problema son las mismas que las que se consideraron para el primero de los problemas estudiados. Estas propiedades se recuerdan en la tabla 3.2

<i>Suelo</i>	Módulo de rigidez transversal: $G_s = 11500 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$ Módulo de Poisson: $\nu_s = 0.2$ Coeficiente de amortiguamiento: $\beta_s = 0.05$ Densidad: $\rho_s = 2614.65 \text{ kg/m}^3$
<i>Presa</i>	Módulo de elasticidad: $G_p = 11500 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$ Módulo de Poisson: $\nu_p = 0.2$ Coeficiente de amortiguamiento: $\beta_p = 0.05$ Densidad: $\rho_p = 2481.5 \text{ kg/m}^3$
<i>Agua</i>	Densidad: $\rho_a = 1000 \text{ kg/m}^3$ Velocidad de propagación de las ondas $C = 1438.6 \text{ m/s}$

Tabla 3.2. Propiedades de los medios que intervienen en el problema de la presa de Morrow Point.

La presa de hormigón y el suelo rocoso se consideran medios viscoelásticos homogéneos e isótropos.



Figura 3.63. Vista aérea de la presa de Morrow Point

Se van a analizar tres modelos diferentes de la presa de Morrow Point. Sus características y las razones por las que se ha decidido estudiarlos se definen en los apartados correspondientes a cada uno de estos modelos. Cada uno tiene su peculiaridad e interés. Recordemos que durante este capítulo nos centramos en el análisis de la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica. El análisis de varios modelos nos permitirá además estudiar conjuntamente la influencia de otros factores.

3.3.2.-MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE ABIERTO

3.3.2.1.- PRESENTACIÓN DEL MODELO

Se trata del primero de los modelos de la presa de Morrow Point que analizamos. A este modelo lo llamaremos canal bajo con embalse abierto. El nombre de canal bajo proviene de que la altura del cañón es la misma que la de la presa, como ya ocurría para el problema de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Es el caso más común en las presas reales. Se trata de un embalse abierto ya que el canal se entiende extendido hacia el infinito.

La consideración de embalse abierto se adapta mejor a problemas en los que el canal se extiende hasta una distancia muy elevada aguas arriba de la presa, con la misma o similar cota de agua. Esta consideración ya se hizo para el primero de los problemas analizados, por lo que podría considerarse una simplificación de este modelo de la presa de Morrow Point.

Recordemos que la condición de embalse abierto exige la utilización de un contorno de cierre para cerrar el cañón. La necesidad de este contorno así como las ecuaciones que han de cumplirse en el mismo pueden consultarse en el capítulo II (2.4.2.2).

Para el presente modelo analizaremos solamente tres niveles diferentes de llenado del embalse: Embalse vacío, embalse con una cota de agua del 60% de la altura de la presa y embalse lleno. Las discretizaciones de cada uno de estos casos, son las mostradas en las figuras 3.64, 3.65 y 3.66.

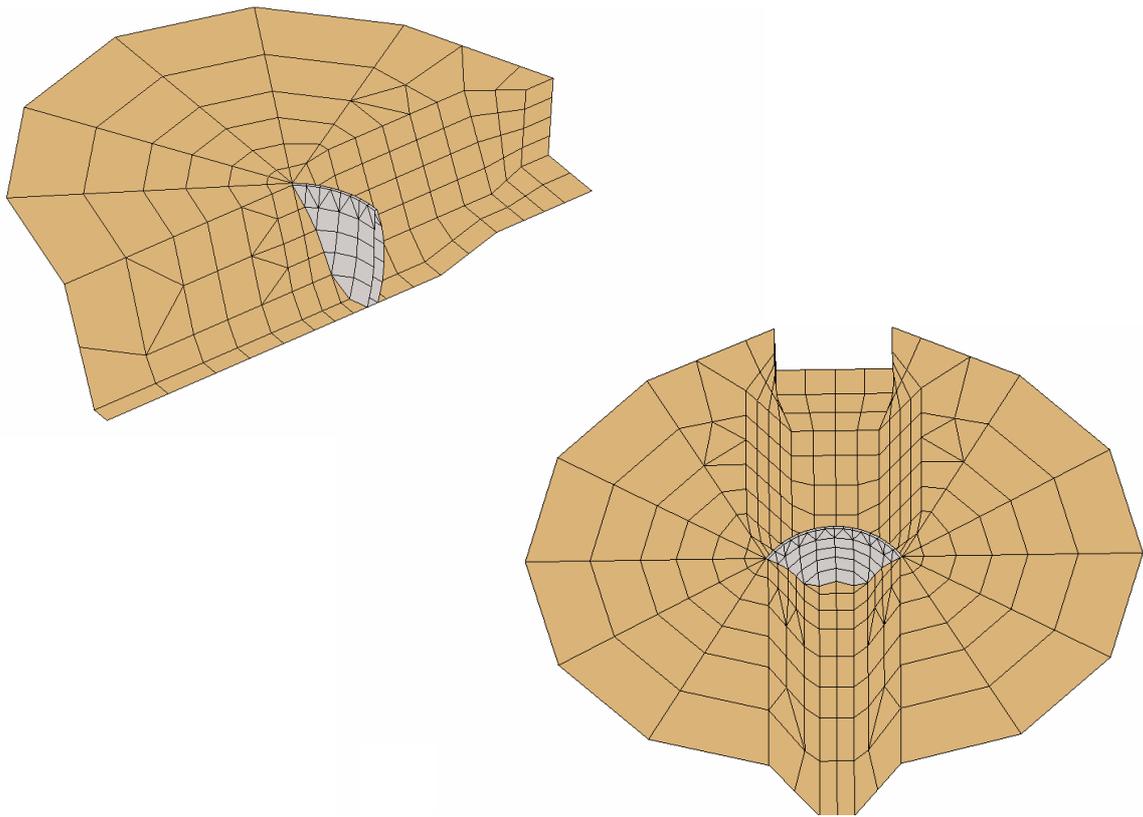


Figura 3.64. Discretización para el embalse abierto vacío

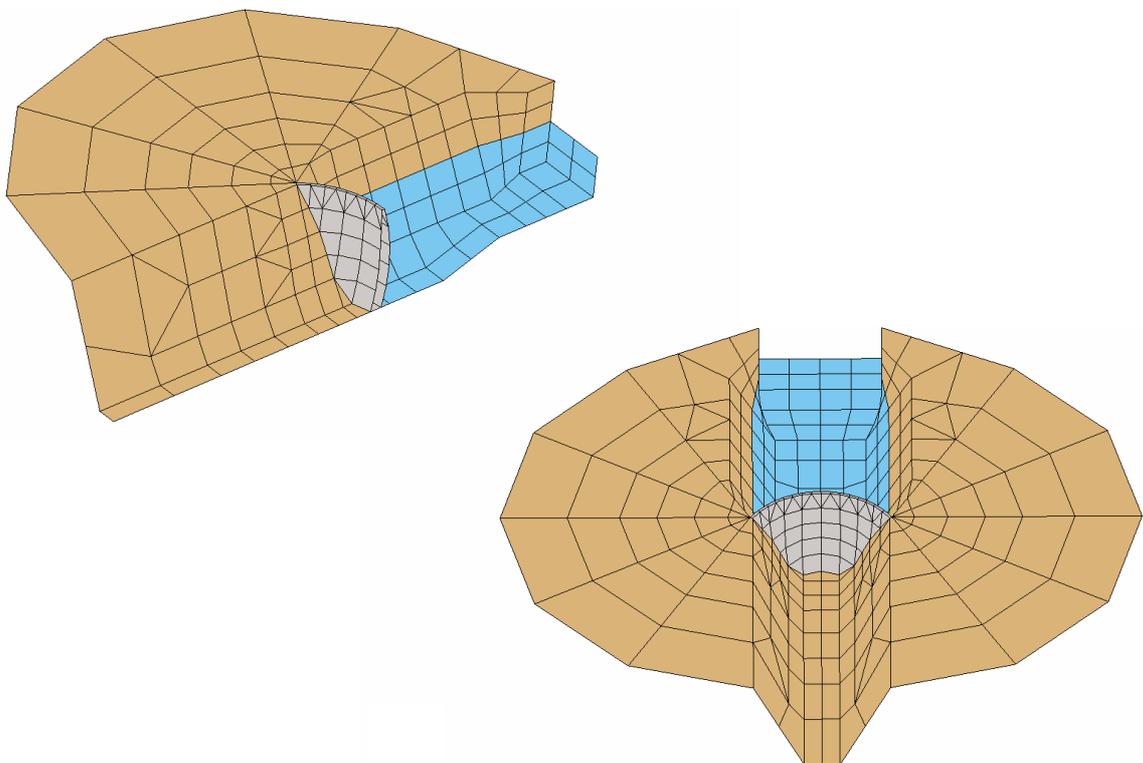


Figura 3.65. Discretización para el embalse abierto con una cota de agua que alcanza el 60 % de la altura total de la presa

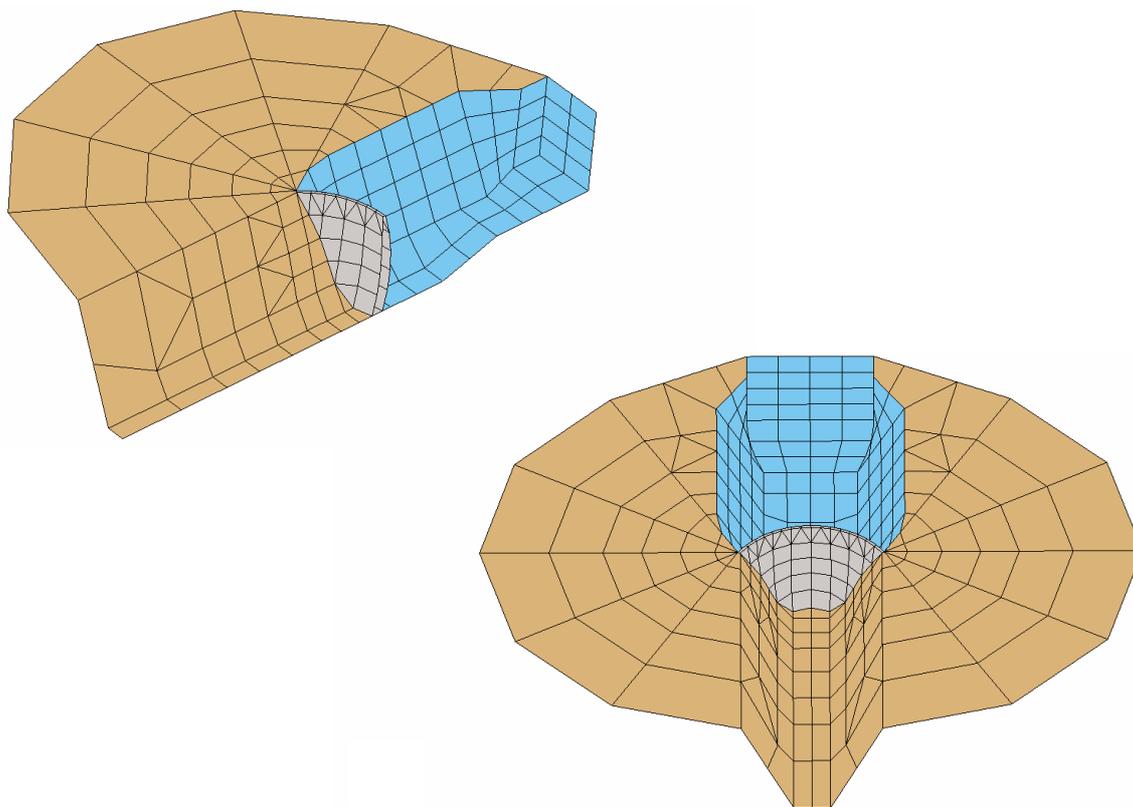


Figura 3.66. Discretización para el embalse abierto lleno de agua

3.3.2.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LA CORONACIÓN DE LA PRESA

Como en la primera parte de este capítulo ya se indicaron los procedimientos que se usan para obtener la respuesta sísmica del sistema, nos limitaremos en esta parte a exponer los resultados obtenidos, y extraer las conclusiones del análisis.

En la figura 3.67 aparece el análisis en frecuencia correspondiente al modelo de canal bajo con embalse abierto, para los tres niveles de llenado analizado. Recordemos que se estudia el desplazamiento en dirección anteroposterior (velocidad, aceleración) adimensionalizado con el desplazamiento en dirección anteroposterior (velocidad, aceleración) de campo libre. El módulo de esta variable se representa en el eje de abscisas. Se usa como excitación una onda SH. El estudio se realiza en el nodo central de la coronación de la presa (nodo 17).

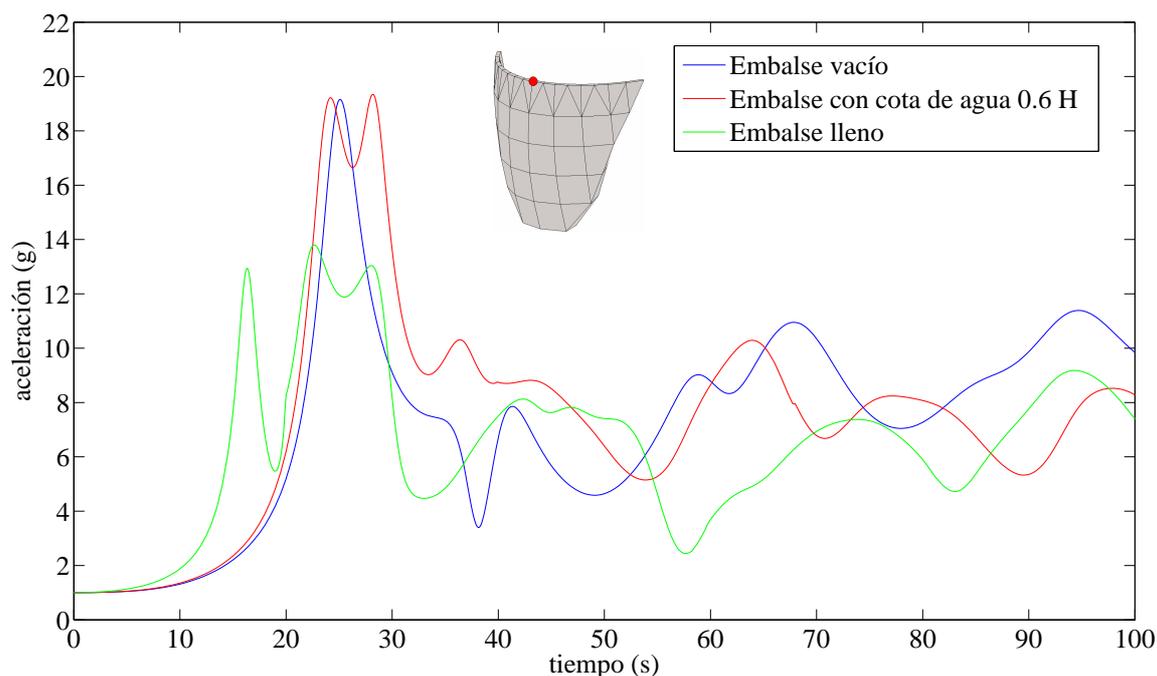


Figura 3.67. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Onda SH

Se observa claramente como la primera frecuencia natural se adelanta a medida que aumenta la cantidad de agua embalsada, pues aumenta la masa del sistema. Así mismo se produce un descenso en el valor de la primera frecuencia natural para el embalse lleno, sin embargo aparecen nuevos picos en esta curva.

En este caso se va a realizar el análisis sísmico frente a un terremoto sintético. Este seísmo se ha diseñado a partir de un espectro de respuesta muy regular. En la figura 3.68 se puede observar en línea discontinua el espectro de respuesta que se utilizó para el diseño del terremoto. Se generó un acelerograma que produjera un espectro de respuesta en campo libre muy cercano éste, que es el que aparece con línea azul en la misma figura. Un espectro de respuesta de campo libre con esta forma es muy interesante ya que nos permite obtener resultados temporales para nuestro sistema mucho más claros que los obtenidos con un terremoto real. Este tipo de terremotos sintéticos son muy usados en análisis sísmicos. Los registros temporales y en frecuencia de este seísmo aparecen en las figuras 3.69 y 3.70. En la figura 3.71 se muestran los espectros de campo libre.

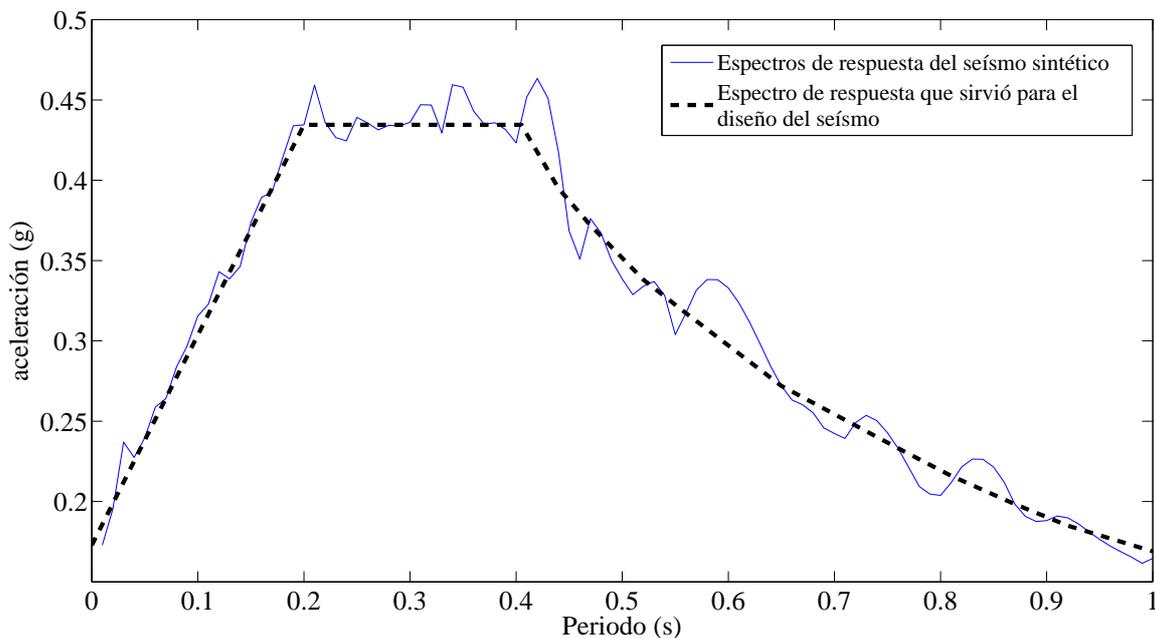


Figura 3.68. Espectro de respuesta máximo de campo libre del terremoto sintético y espectro de respuesta que sirvió como base para el diseño del mismo.

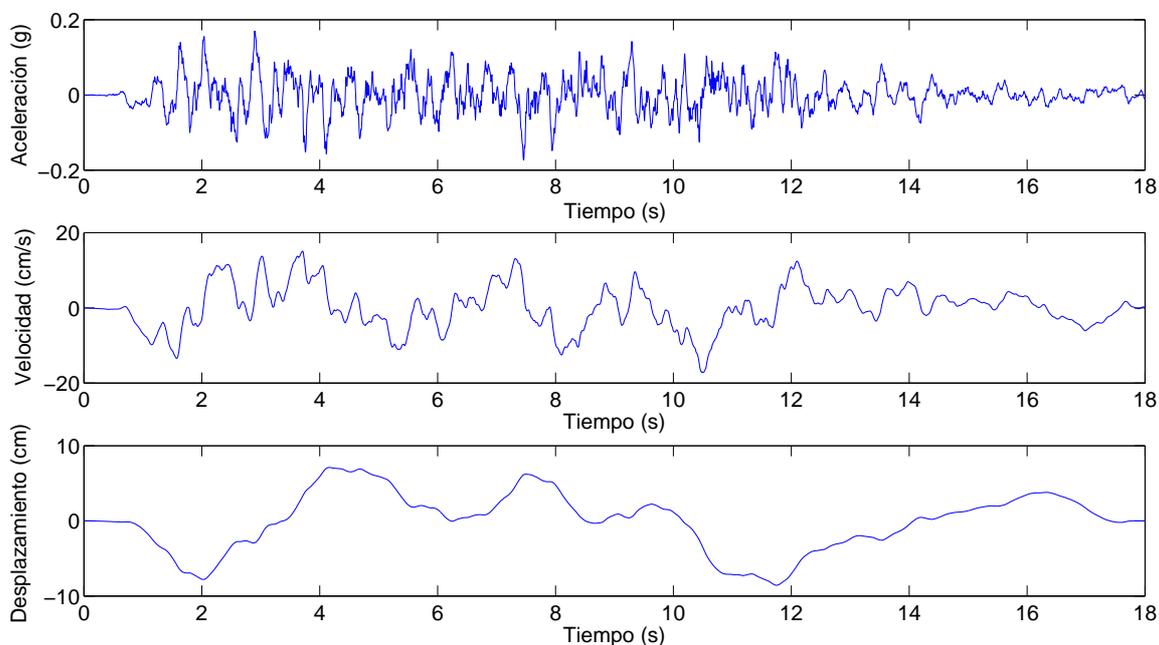


Figura 3.69. Registros temporales de la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Componente Norte-Sur de la aceleración de campo libre, b) Componente Norte-Sur de la velocidad de campo libre, c) Componente Norte-Sur del desplazamiento de campo libre.

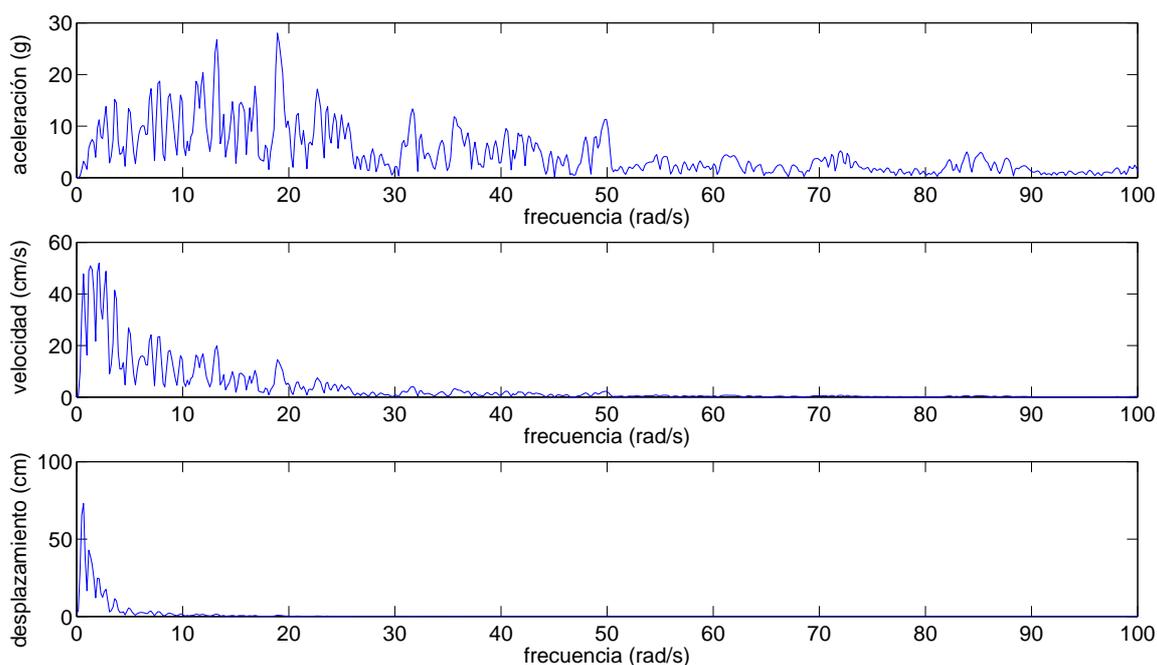


Figura 3.70. Registros en frecuencia del terremoto de diseño. a) Componente Norte-Sur de la aceleración de campo libre, b) Componente Norte-Sur de la velocidad de campo libre, c) Componente Norte-Sur del desplazamiento de campo libre.

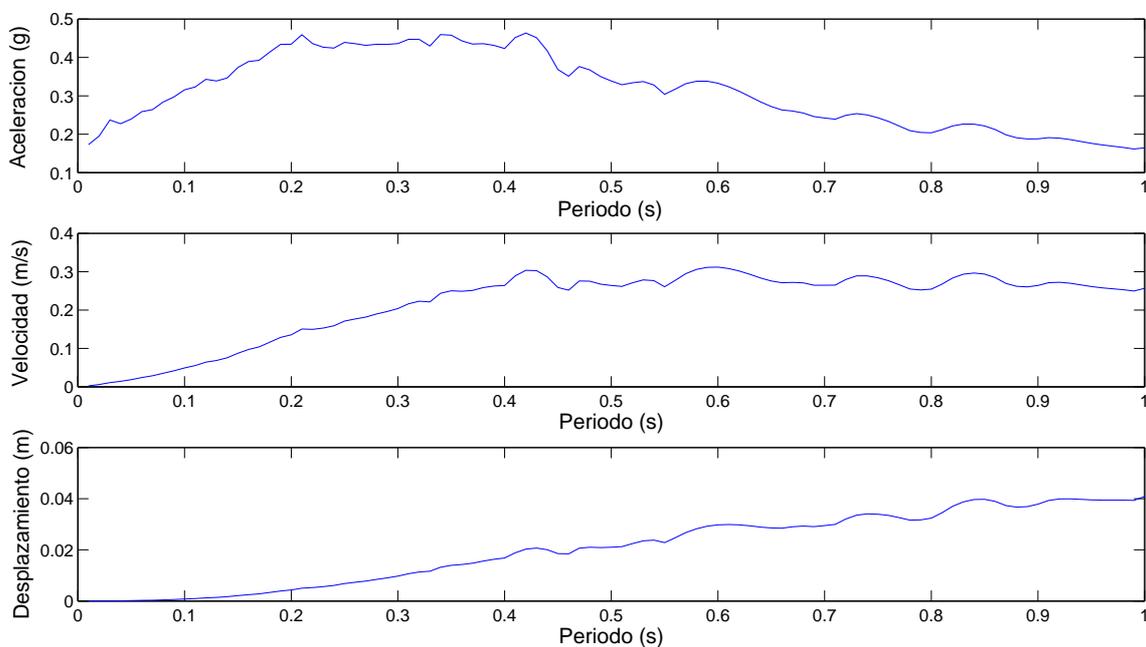


Figura 3.71. Espectros de campo libre para la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Espectro de aceleración de campo libre, b) Espectro de velocidad de campo libre, c) Espectro de desplazamiento de campo libre.

Las curvas correspondientes al análisis sísmico de nuestro modelo frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño se incluyen en las figuras 3.72 y 3.73.

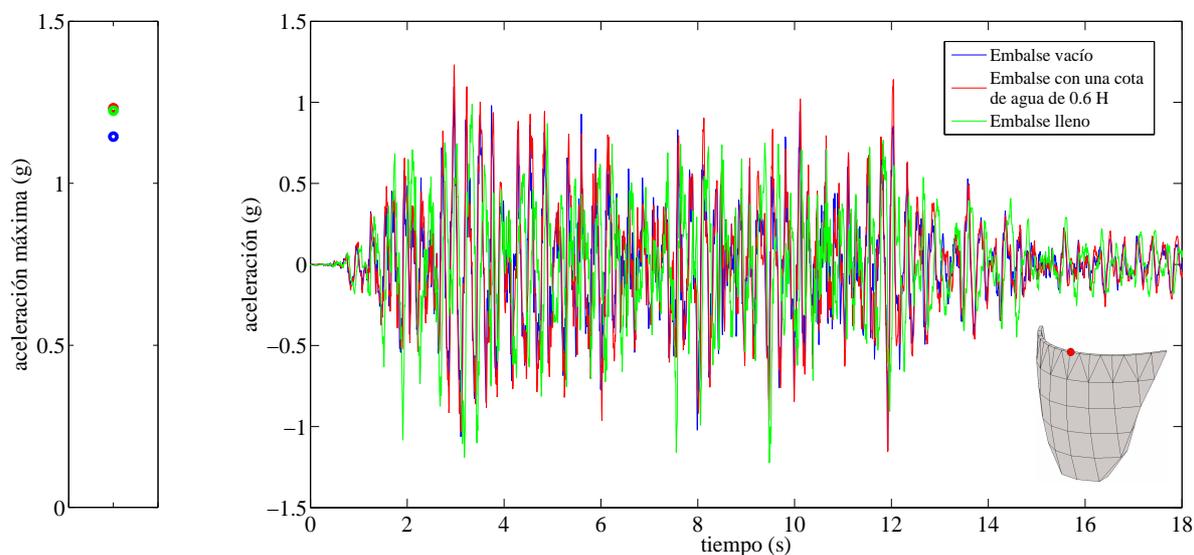


Figura 3.72. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el punto central de la coronación de la presa. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado estudiado.

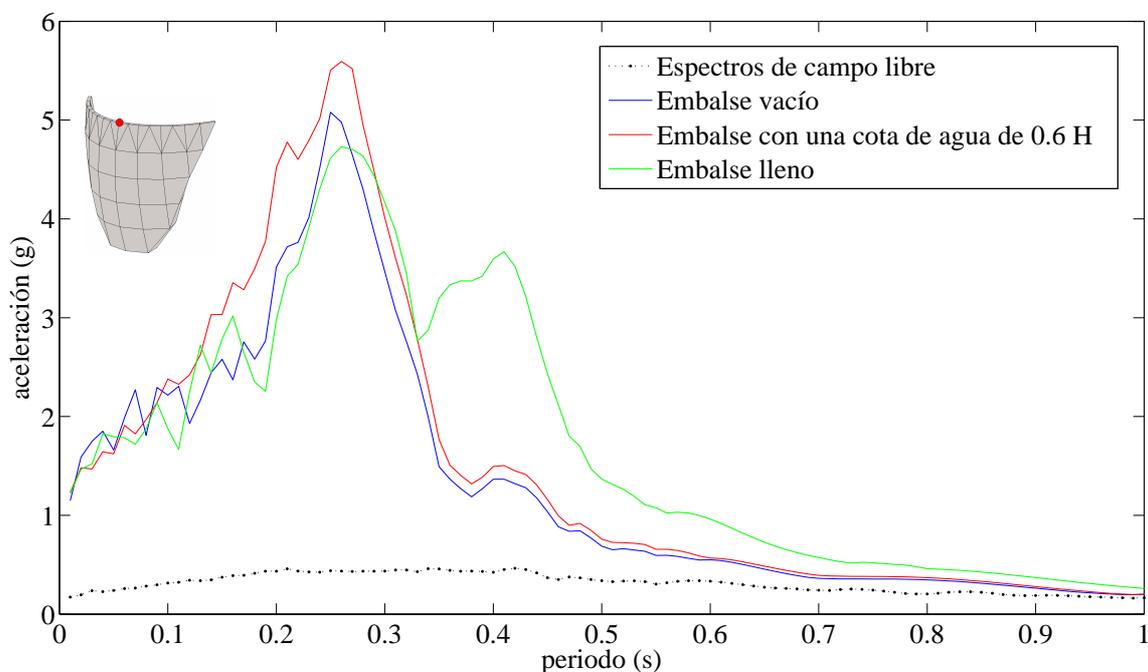


Figura 3.73. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo central de la coronación de la presa

Se observa que la respuesta máxima en aceleraciones la provocan los niveles superiores de llenado del embalse, aunque no con excesiva diferencia sobre el embalse vacío.

El estudio de los espectros de respuesta máximos nos aporta datos más interesantes. El embalse lleno provoca una respuesta más desfavorable para periodos más elevados de un sistema de un grado de libertad colocado en la coronación de la presa. Sin embargo, las respuestas máximas se producen para un periodo de 0.26 s para todos los niveles, siendo el más desfavorable en el que la cota de agua es del 60% de la altura de la presa. Ya con los espectros de respuesta salta a la vista que el nivel de llenado del embalse es un factor determinante en la respuesta sísmica en coronación de la presa. Sin embargo, la manera en la que influye este factor depende de otros muchos factores, como la geometría de problema o el carácter del seísmo.

3.3.2.3.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN EL ESTRIBO DE LA PRESA

Conviene analizar también la influencia del nivel de agua contenida en el embalse en el movimiento que sufren los estribos de la presa durante un seísmo. Para ello se han seleccionado tres puntos del estribo, cuyo movimiento es evidentemente idéntico al de los nodos situados simétricamente con los mismos. Estos puntos se encuentran: uno a cota nula, otro a la mitad de la altura de la presa y otro en el extremo de la coronación, sirva de aclaración la figura 3.74 en la que se incluye el número con el que identificaremos a cada nodo.

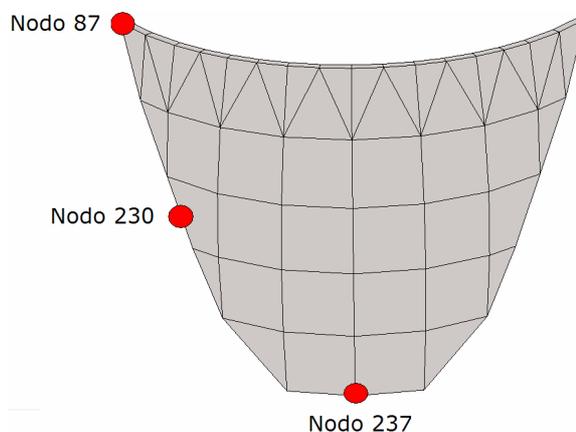


Figura 3.74. Nodos cuyo movimiento en dirección anteroposterior se analiza.

Se va a comenzar con el nodo 237 perteneciente al plano de simetría del problema. Las funciones de transferencia correspondientes a los tres niveles de llenado del embalse se muestran en la figura 3.75. Se representa en el eje de ordenadas el módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento anteroposterior de campo libre. Se emplea una escala menor [0, 2.5] que ya que el movimiento en los estribos de la presa es muy inferior que en coronación. La nueva escala nos permitirá analizar en detalle las curvas obtenidas.

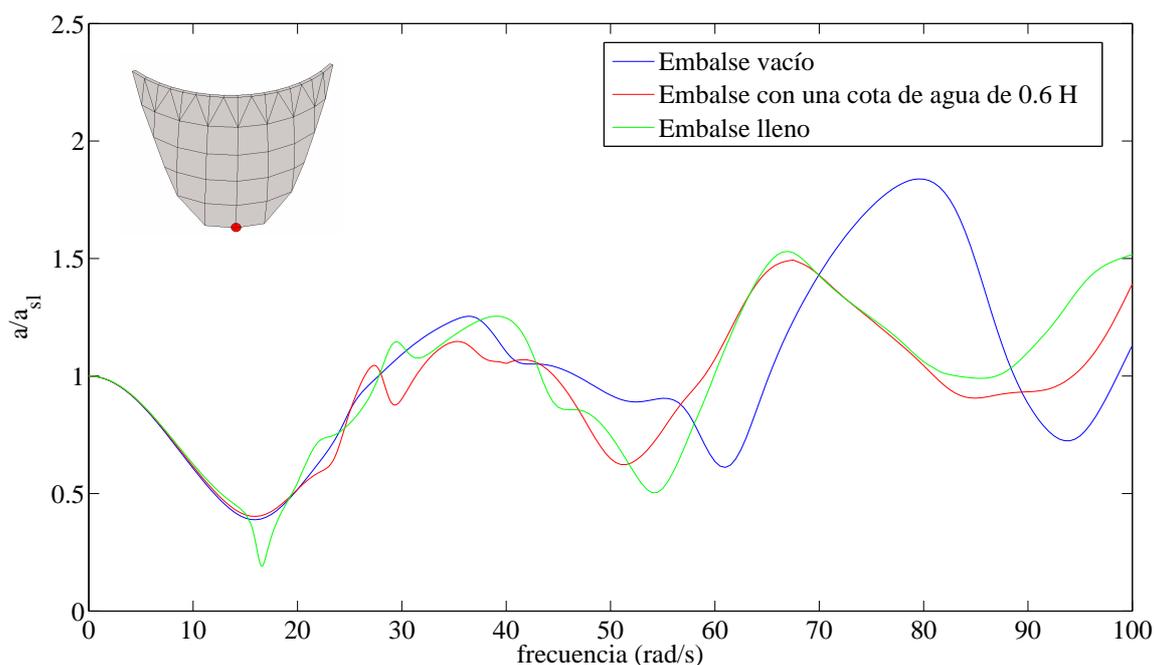


Figura 3.75. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo 237 normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Onda SH

No se aprecian en este nodo importantes diferencias entre los diferentes niveles de llenado. Es más, los valores de la variable estudiada no alcanzan valores muy importantes. Los que si se aprecia es que para los niveles de llenado elevados el rizado de las funciones de transferencia es superior.

En las figuras 3.76 y 3.77 se analiza el movimiento del nodo 237 cuando el sistema es sometido a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Se obtienen tanto aceleraciones temporales y máximas en el punto como espectros de respuesta máximos de aceleraciones.

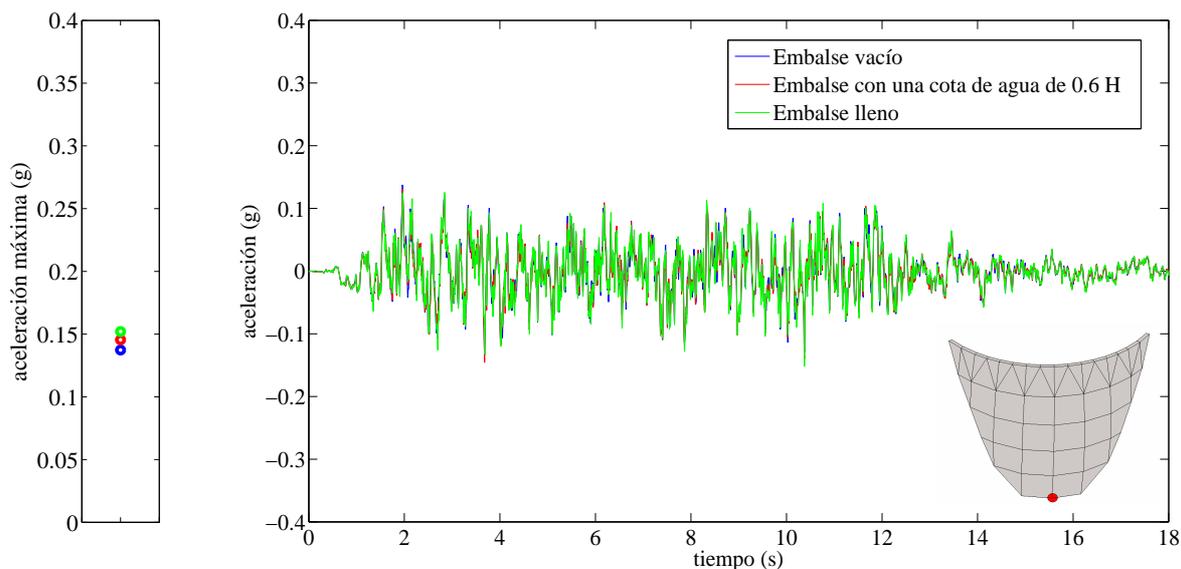


Figura 3.76. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo 237.

Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado estudiados.

Se obtienen los bajos valores de aceleración obtenidos respecto a los que se tenían en coronación, siendo del orden de ocho veces inferiores. El nivel de llenado del embalse tiene relativamente poca importancia en la respuesta, siendo ligeramente más desfavorables los niveles superiores de llenado.

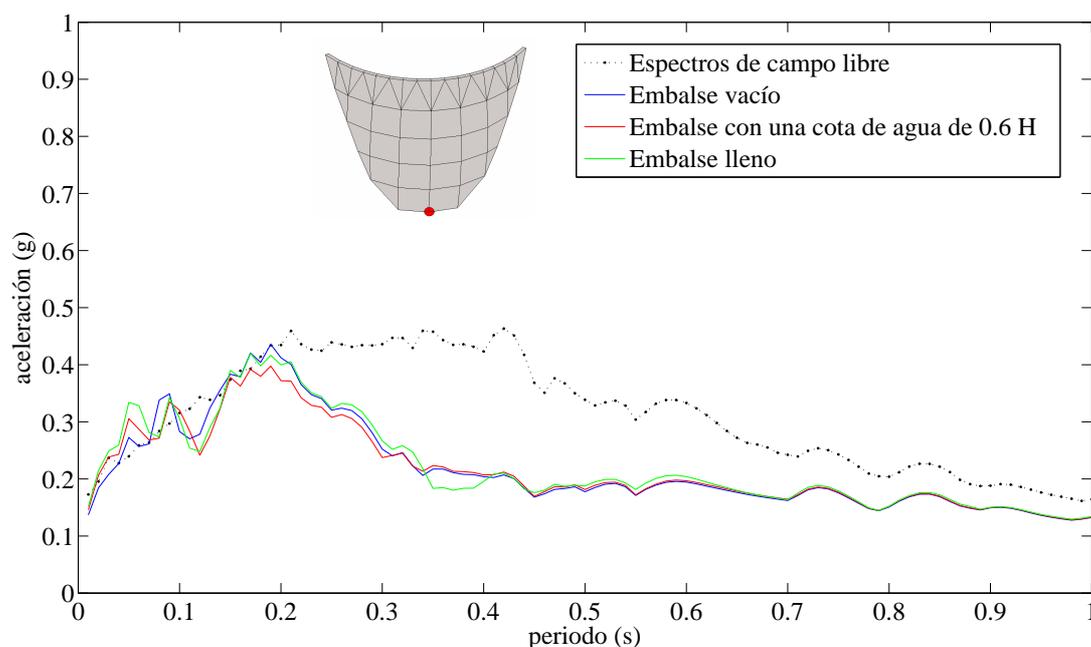


Figura 3.77. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 237

En cuanto a los espectros de respuesta tampoco se aprecian importantes diferencias en los distintos niveles de llenado del embalse. Las curvas se encuentran además, para la mayoría de periodos del sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado, por debajo de los espectros de campo libre, lo que constituye una respuesta considerablemente baja.

A continuación se analiza el movimiento en el nodo 230 que se encuentra situado a una altura del 50% de la altura total de la presa. En la figura 3.78 aparece el análisis en frecuencia correspondiente a este punto, para cada uno de los niveles de llenado analizados. En las figuras 3.79 y 3.80 se muestran los resultados temporales que se obtienen al someter al sistema a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño.

Se observa que los resultados obtenidos no distan mucho de los que se obtuvieron para el nodo de cota nula, en cuanto a las aceleraciones. En cambio ya para los espectros se tienen curvas más cercanas a los de campo libre. Esto resulta lógico, ya que a medida que ascendemos en el estribo la respuesta tenderá a ser mayor.

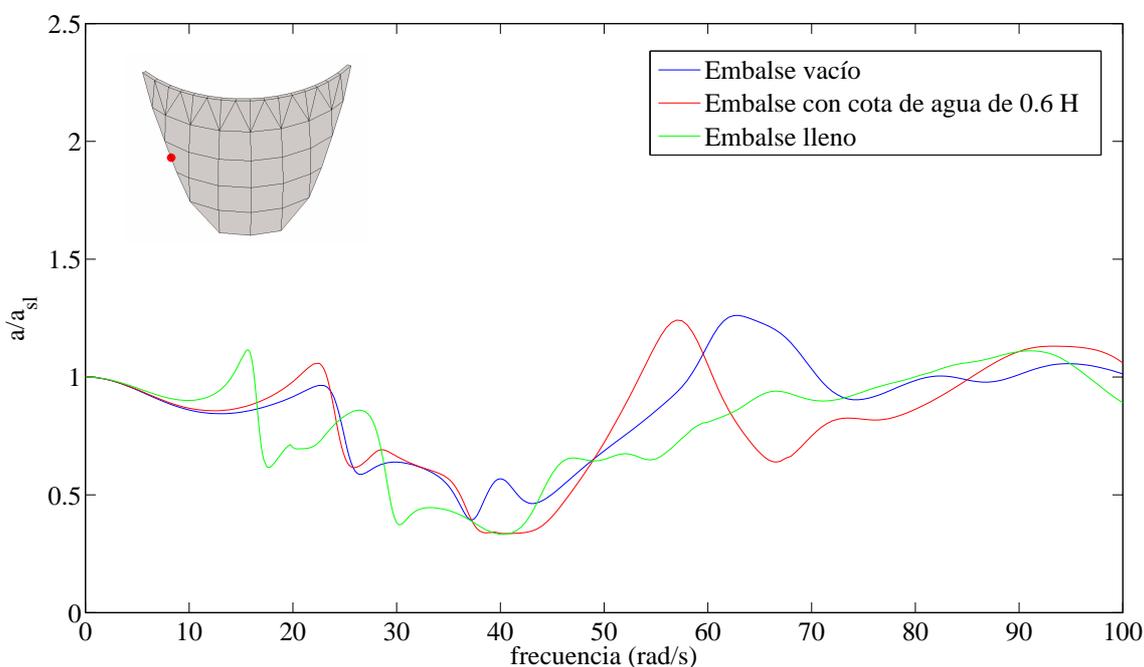


Figura 3.78. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo 230 normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Onda SH

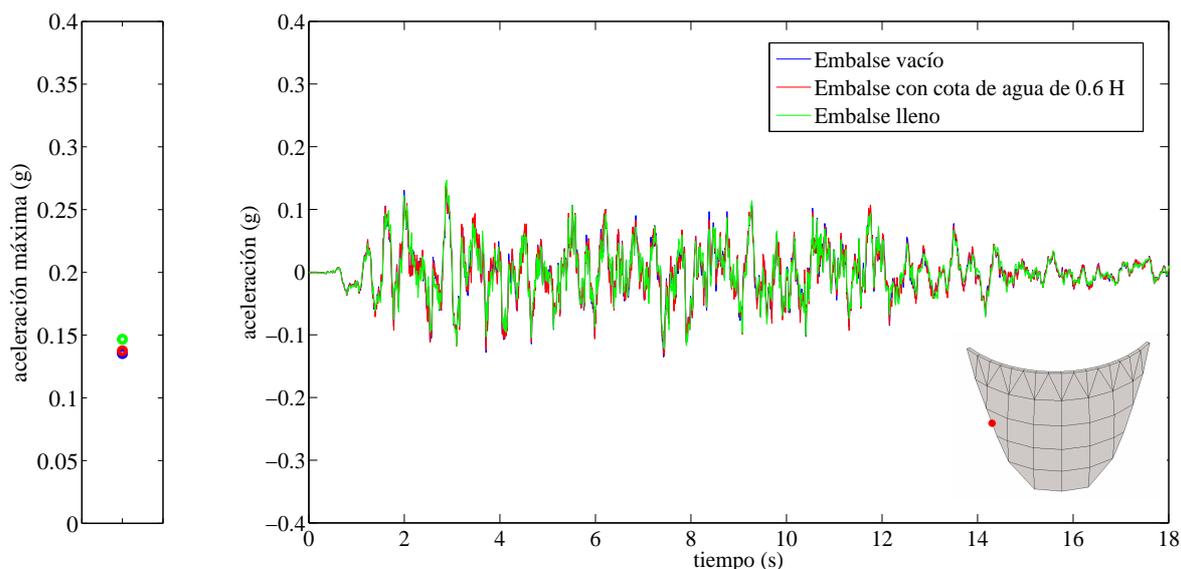


Figura 3.79. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo 230.

Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado estudiados.

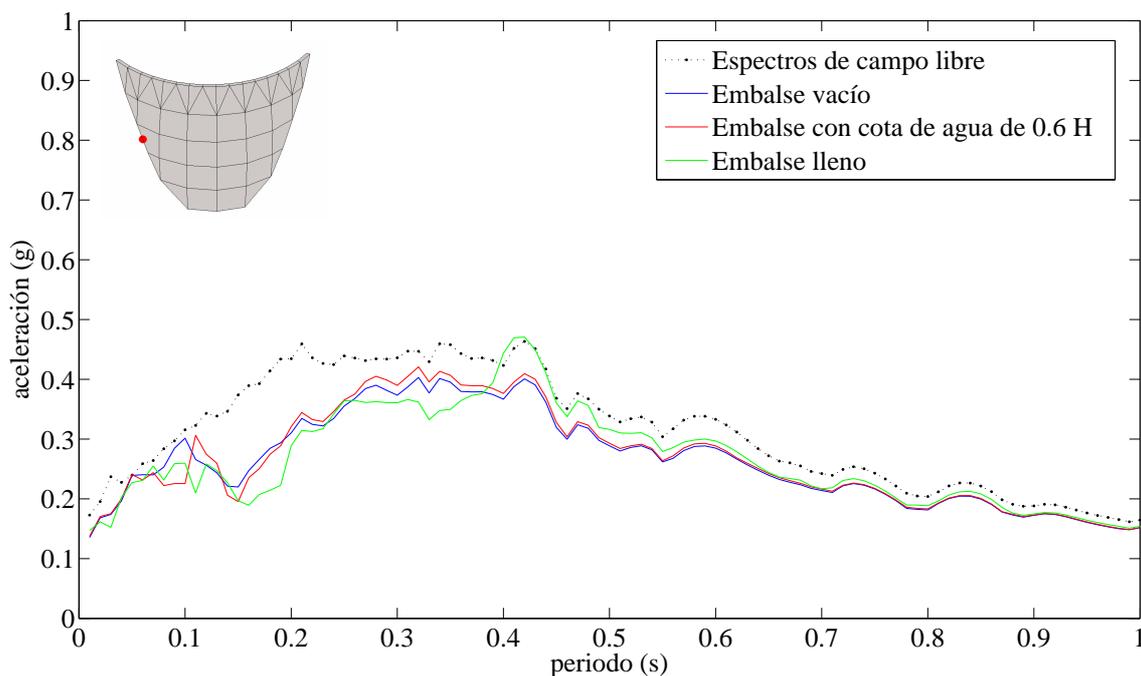


Figura 3.80. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 230

El estudio para el nodo del estribo a la altura de la coronación de la presa se muestra en las figuras 3.81, 3.82 y 3.83. La primera de ellas se corresponde con las funciones de transferencia, mientras que el resto se corresponden con el análisis sísmico frente al terremoto de diseño.

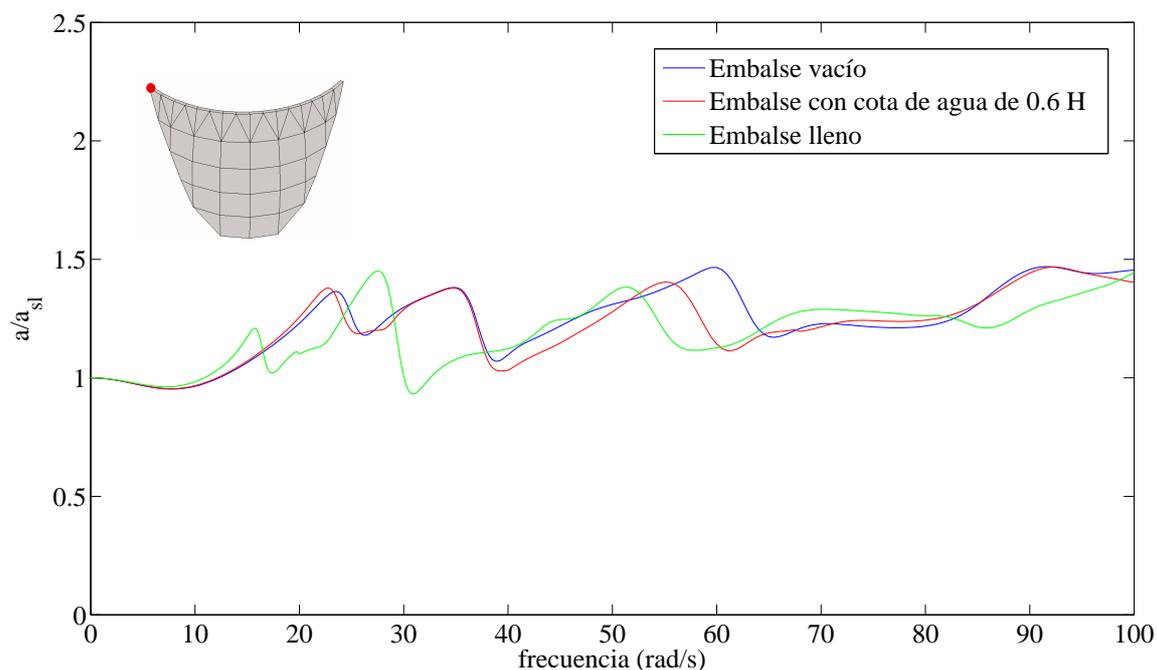


Figura 3.81. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo 87 normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Onda SH

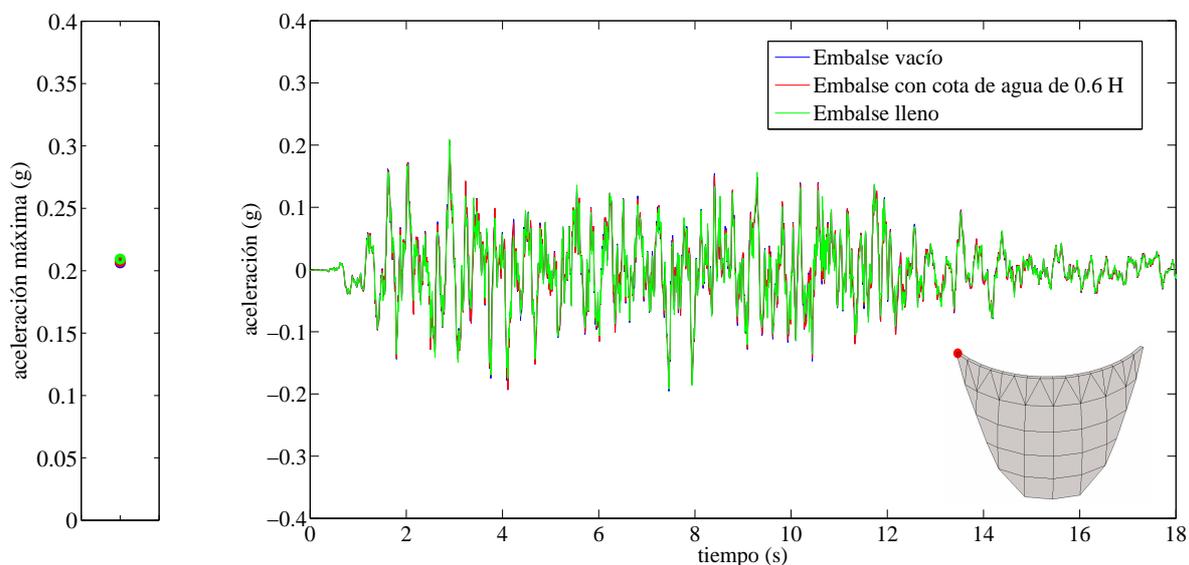


Figura 3.82. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo 87. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado estudiados.

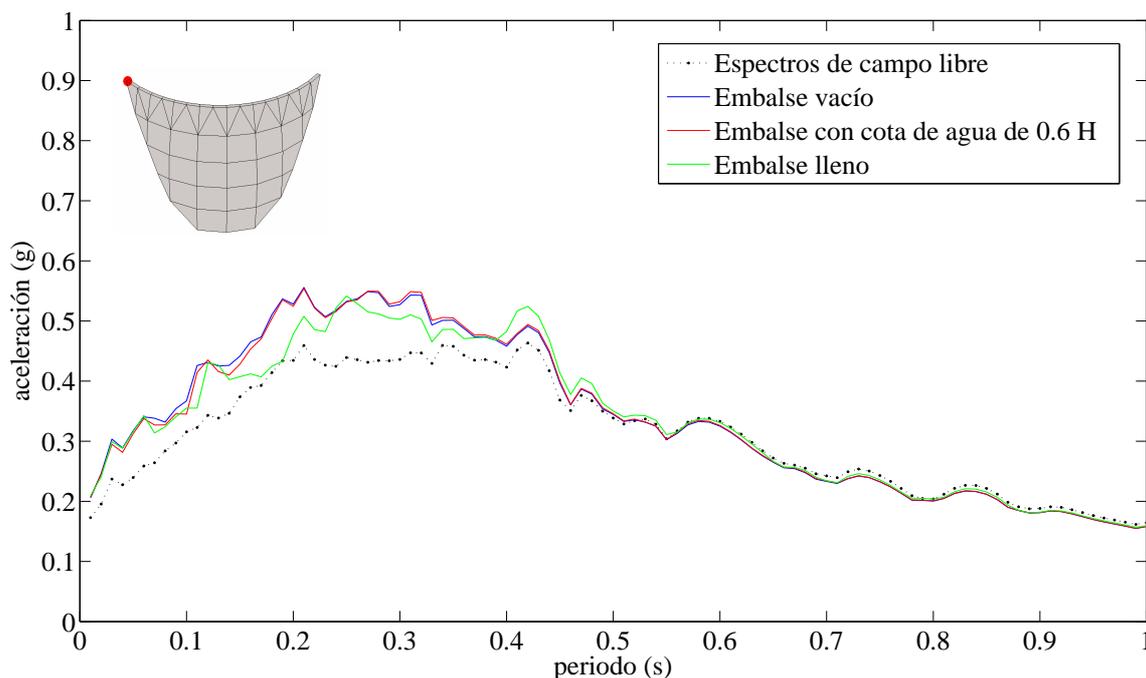


Figura 3.83. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 87

Para el último nodo analizado se nota el incremento, tanto en aceleraciones como en lo que a los espectros de respuesta máximos se refiere. Se obtienen espectros de respuesta máximos más desfavorables que los de campo libre. La influencia del nivel de llenado del embalse vuelve a ser mínima.

La principal conclusión que se puede extraer de este análisis es que el movimiento de los puntos de los estribos de la presa ante un seísmo está poco influenciado por el nivel de llenado del embalse. También se puede concluir que la respuesta se incrementa a medida que se asciende en el estribo, pero siempre con respuestas muy bajas si se comparan con las obtenidas en coronación. Pese a esto hay que tener en cuenta el estudio, ya que se ha analizado una zona de la presa especialmente expuesta al fallo.

3.3.3.-MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE CERRADO

3.3.3.1.- PRESENTACIÓN DEL MODELO

Se trata del segundo modelo de la presa de Morrow Point que se estudia. Se realizará un análisis menos extenso que para el primero de los modelos, ya que nos centraremos en el movimientos en coronación de la presa. Es también un modelo de canal bajo. Sin embargo, lo que lo diferencia del primero de los modelos estudiados es la consideración de una geometría cerrada para el embalse.

Este modelo se ajusta más embalses reales en los que el nivel de agua embalsada va disminuyendo a medida que nos alejamos aguas arriba de la presa, es decir, los típicos embalses de almacenamiento de agua para consumo. Mientras que el embalse abierto se ajustaría más a presas que se construyen para la producción de energía eléctrica.

La diferencia entre ambos modelos tiene una importancia mínima cuando el embalse se encuentra totalmente vacío. Esta diferencia se acentúa a medida que aumenta el nivel de agua contenida en el embalse.

El análisis conjunto de estos dos primeros modelos nos permitirá cuantificar la influencia de considerar un embalse abierto o cerrado. Además nos permitirá comprobar como afecta dicha consideración a la influencia en la respuesta del nivel de llenado del embalse.

Resulta evidente que la geometría cerrada hace que no sea necesaria la inclusión en el modelo de un contorno de cierre.

Se analizan los mismos niveles de llenado que para el primero de los modelos: Embalse vacío, embalse con una cota de agua del 60% de la altura de la presa y embalse lleno. Las discretizaciones de cada uno de estos casos, se pueden ver en las figuras 3.84, 3.85 y 3.86.

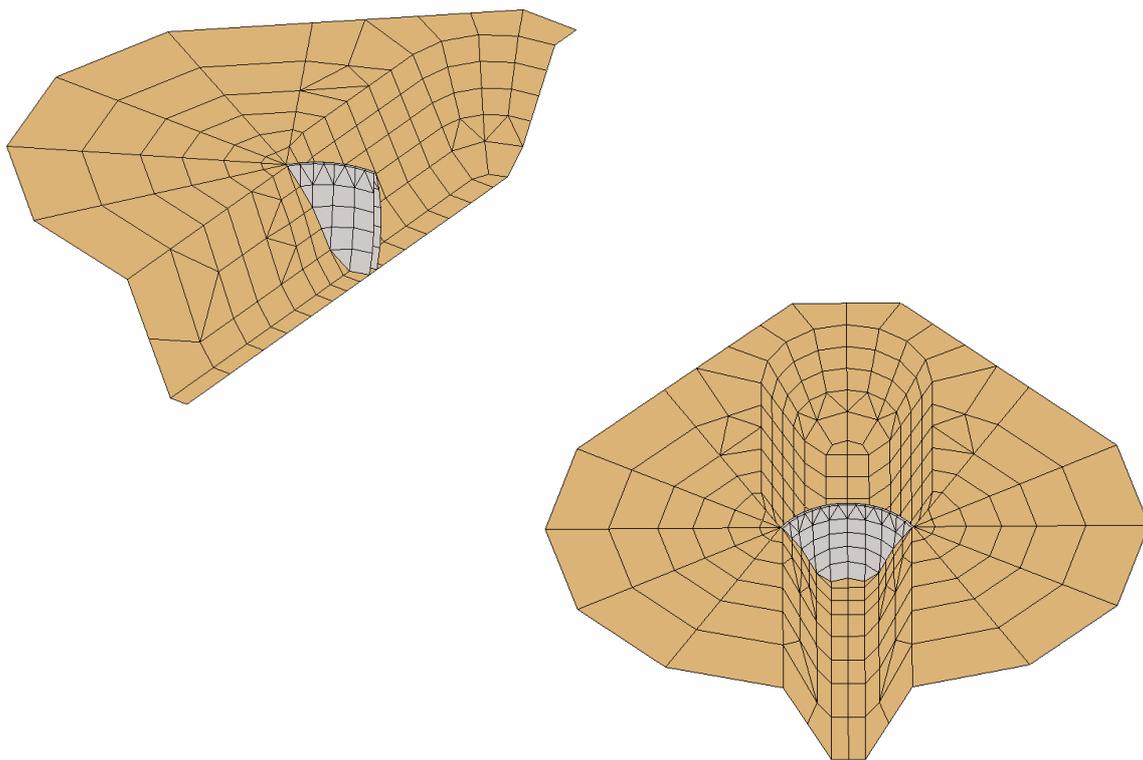


Figura 3.84. Discretización para el embalse cerrado vacío

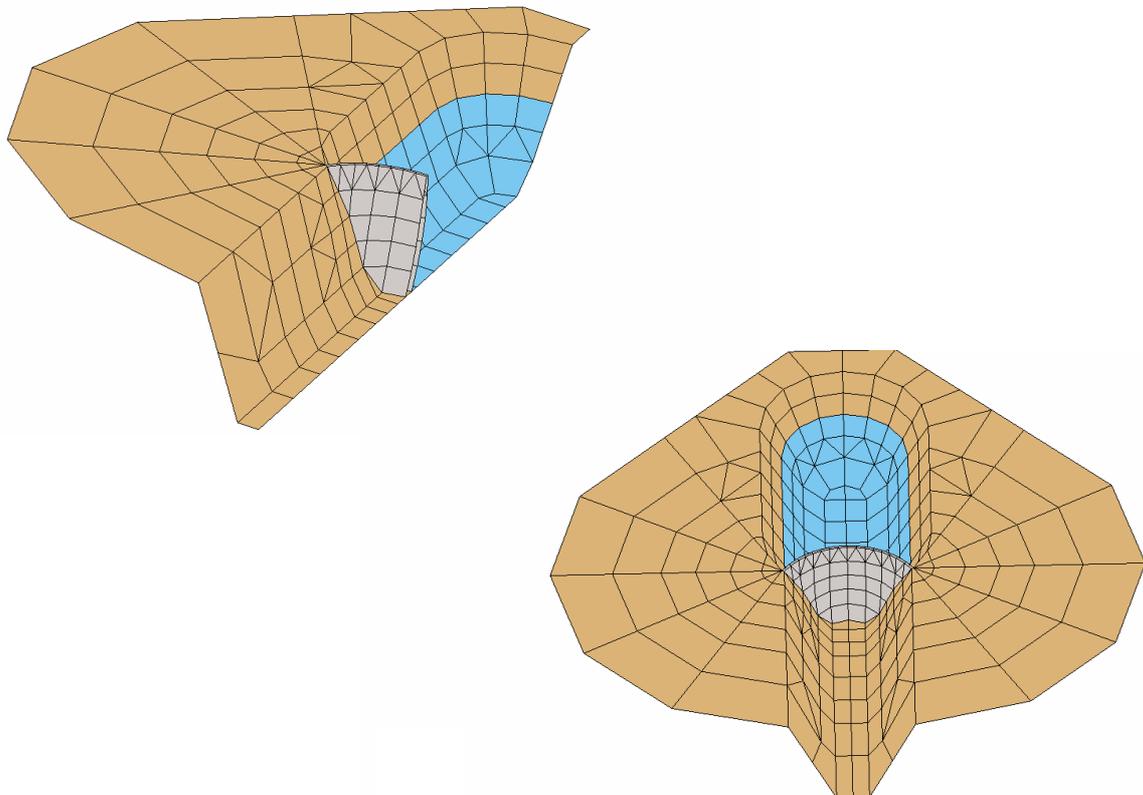


Figura 3.85. Discretización para el embalse cerrado con una cota de agua que alcanza el 60 % de la altura total de la presa

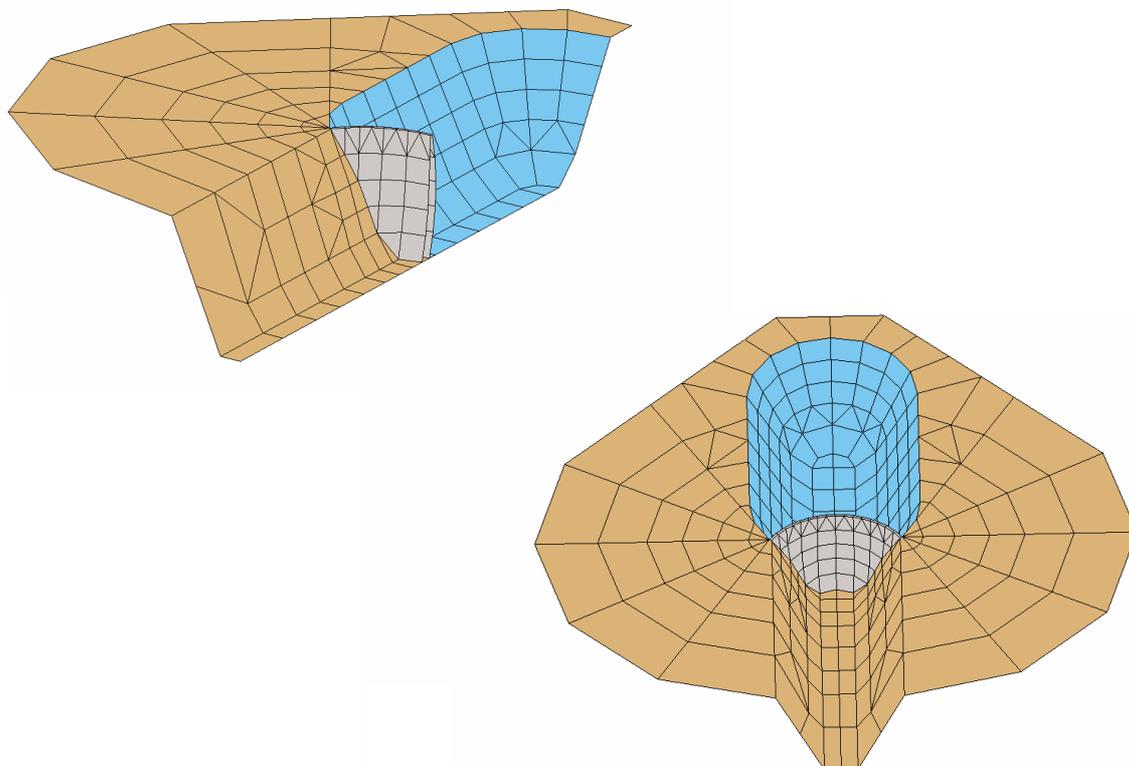


Figura 3.86. Discretización para el embalse cerrado lleno

3.3.3.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPSTERIOR EN LA CORONACIÓN DE LA PRESA

Recordemos que en estos últimos apartados se ha usado como excitación sísmica la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Seguiremos haciéndolo con el presente modelo. Las características del terremoto pueden consultarse en el apartado 3.3.2.2 en las figuras 3.69, 3.70 y 3.71.

El análisis en frecuencia para este modelo (figura 3.87) nos muestra que el comportamiento para embalse vacío es idéntico al que se obtenía en el primero de los modelos. Para el embalse lleno se presenta una curva totalmente diferente con un pico importantísimo para la primera frecuencia natural. Esto es debido sin lugar a dudas a la imposibilidad de disipación de energía a través del canal.

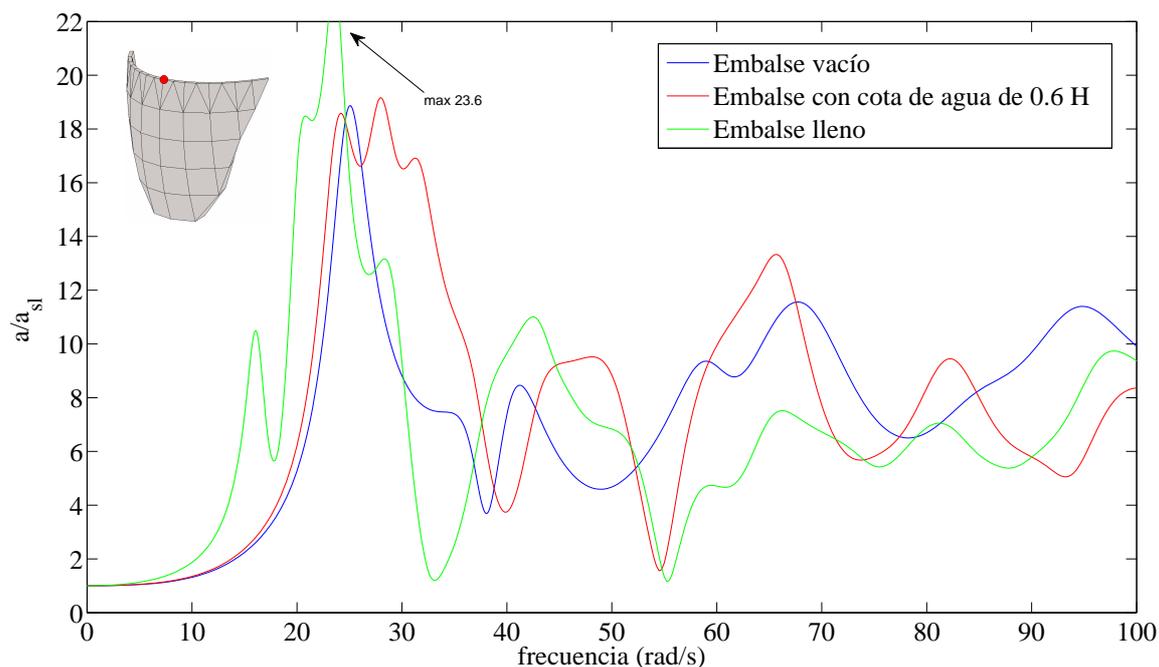


Figura 3.87. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Onda SH.

En el análisis sísmico frente a la componente Norte-Sur del Terremoto de diseño (figuras 3.88 y 3.89) se confirma lo que ya se intuía a la vista de las funciones de transferencia. El embalse lleno provoca la respuesta más desfavorable de forma bastante diferenciada con respecto al resto de niveles de llenado analizados. Se tienen aceleraciones máximas de más de 0.6 g mayores que las que se obtienen para embalse vacío. En los espectros de respuesta (figura 3.89) también se observa la respuesta claramente más desfavorable que provoca el embalse lleno, excepto para un pequeño rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado.

En el modelo de embalse cerrado vamos a dar por concluido el estudio con el análisis del movimiento en coronación de la presa. Este breve análisis nos ha sido muy útil para comprobar como se comporta el modelo con una geometría cerrada para el embalse. En un apartado posterior se realizará una comparación muy ilustrativa entre éste y otros modelos de la presa de Morrow Point.

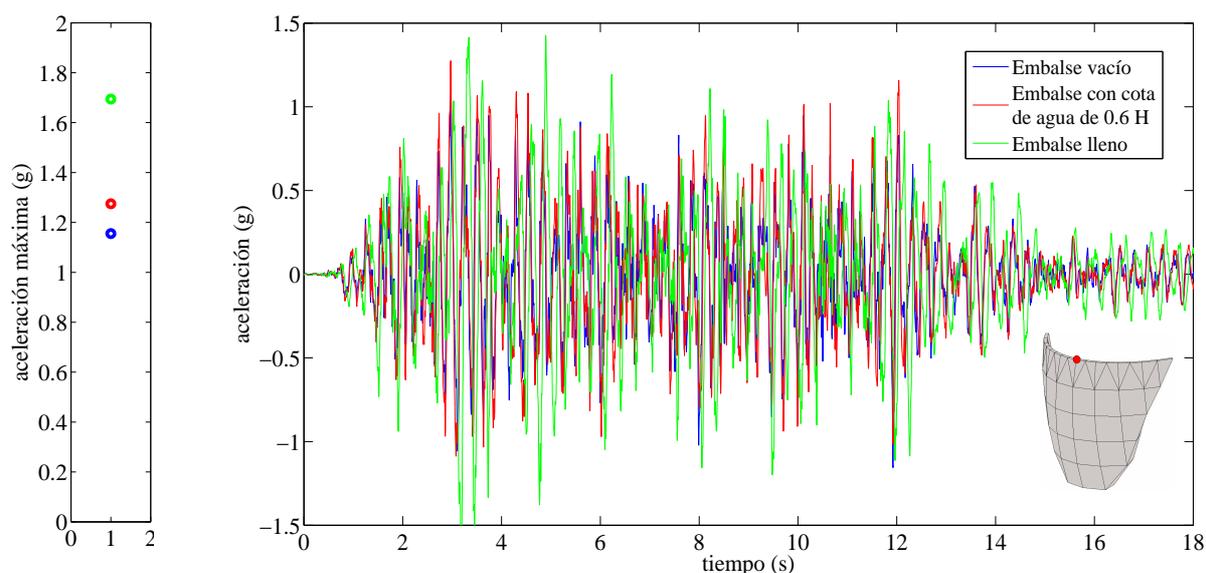


Figura 3.88. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado estudiados.

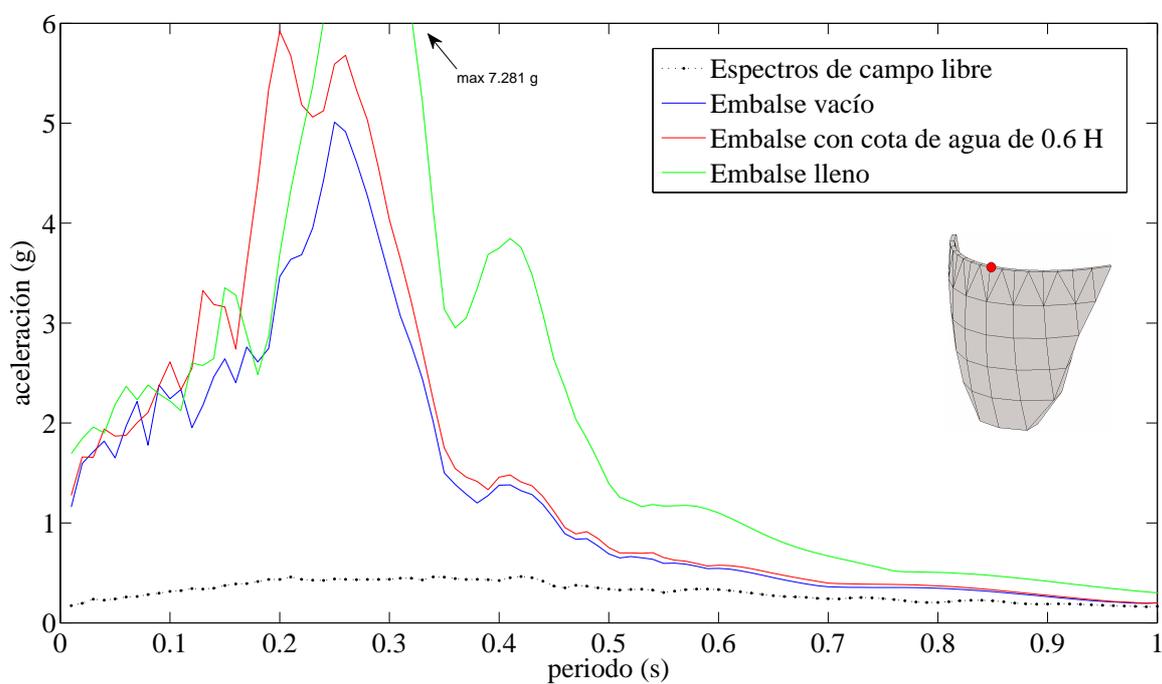


Figura 3.89. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo central de la coronación de la presa.

3.3.4.- MODELO DE CANAL PROFUNDO CON EMBALSE ABIERTO

3.3.4.1.- PRESENTACIÓN DEL MODELO

Se va a estudiar un último modelo de la presa de Morrow Point. En este caso se va a dar un cambio importante a la geometría al modelo, con un cañón con el doble de altura que la presa. Se utiliza un modelo de embalse abierto, por lo que empleamos un contorno de cierre para cerrar el canal.

Con este modelo podemos estudiar en mayor profundidad la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica de presas. Además también estudiaremos la influencia de la geometría del cañón en dicha respuesta, mediante la comparación con modelos anteriores. Se realizará un análisis bastante profundo, estudiando tanto el movimiento en coronación como en algunos de los nodos de los estribos de la presa.

En este caso se estudian solamente dos niveles del llenado: Embalse totalmente vacío y embalse completamente lleno. Las discretizaciones se muestran en las figuras 3.90 y 3.91.

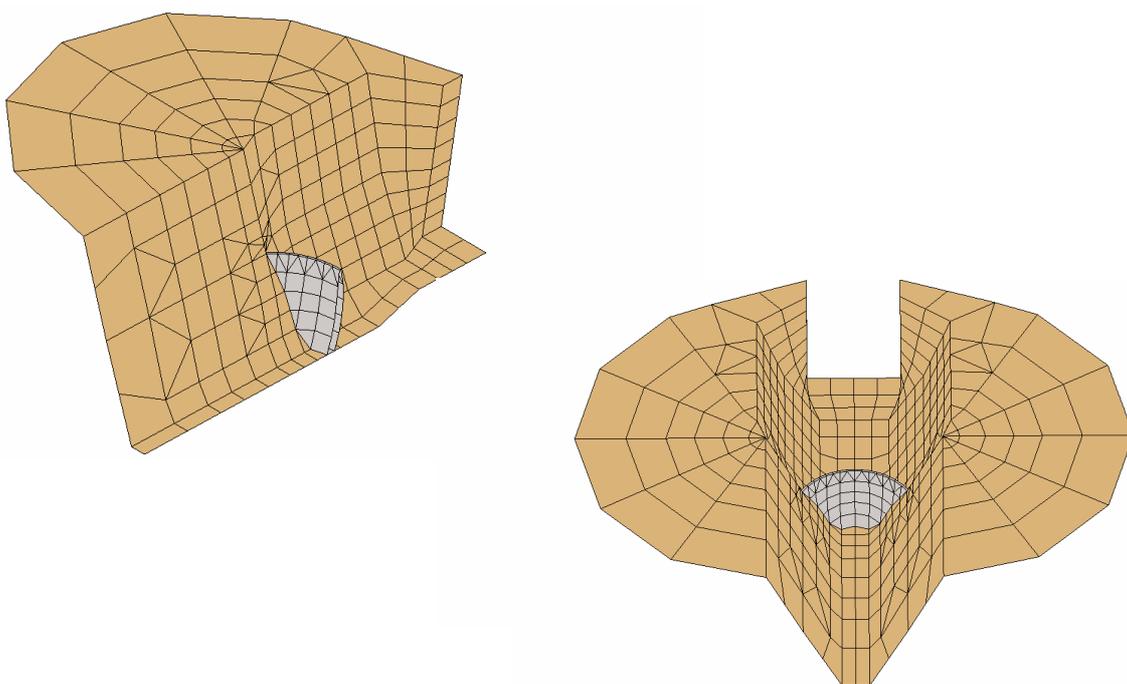


Figura 3.90. discretización utilizada para el canal profundo. Embalse vacío

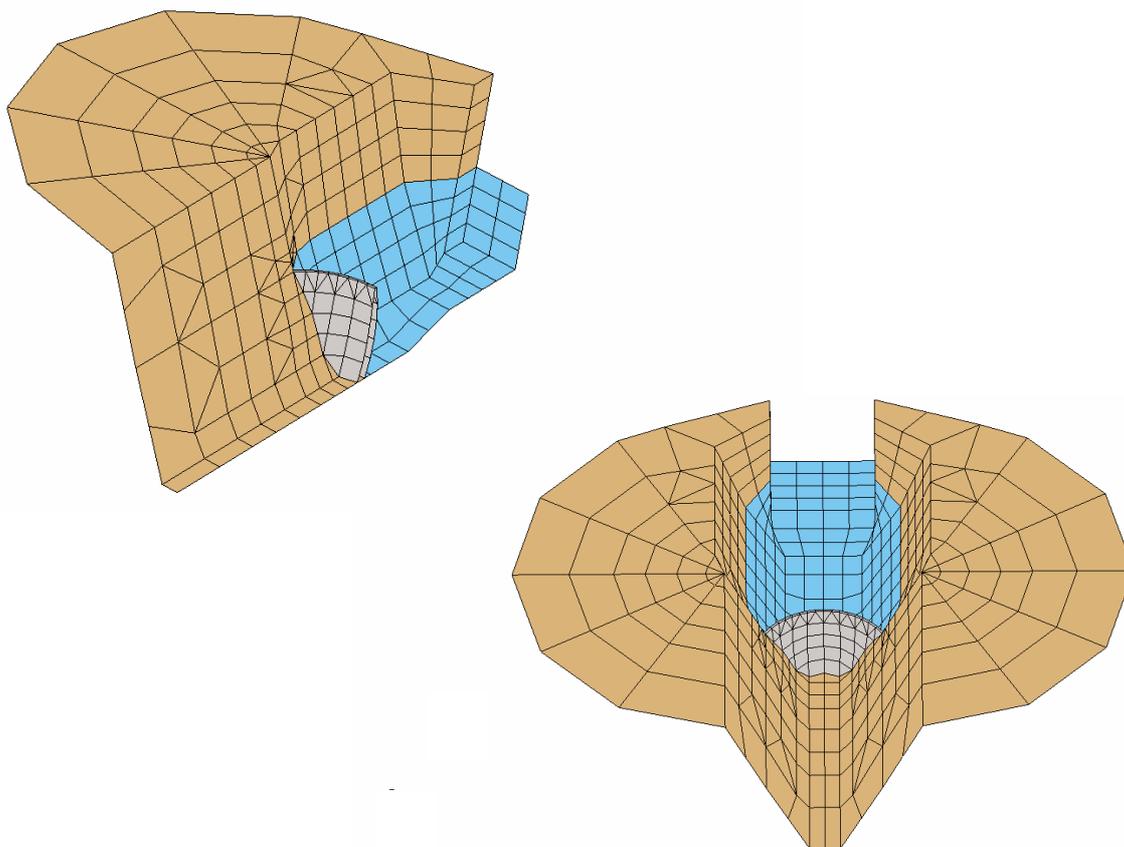


Figura 3.91. discretización utilizada para el canal profundo. Embalse lleno

3.3.4.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPOSTERIOR EN LA CORONACIÓN DE LA PRESA

Comenzamos con el análisis en frecuencia de los desplazamientos en dirección anteroposterior normalizados con los desplazamientos de campo libre, para el modelo de canal profundo con embalse abierto (figura 3.92). Recordemos que la excitación utilizada es siempre una Onda SH. Se aprecia como la nueva geometría del cañón modifica la respuesta en relación con los modelos de canal bajo, obteniéndose picos más elevados, sobre todo para embalse vacío. La forma de las curvas es similar para las primeras frecuencias naturales a las obtenidas para el modelo de canal bajo con embalse abierto.

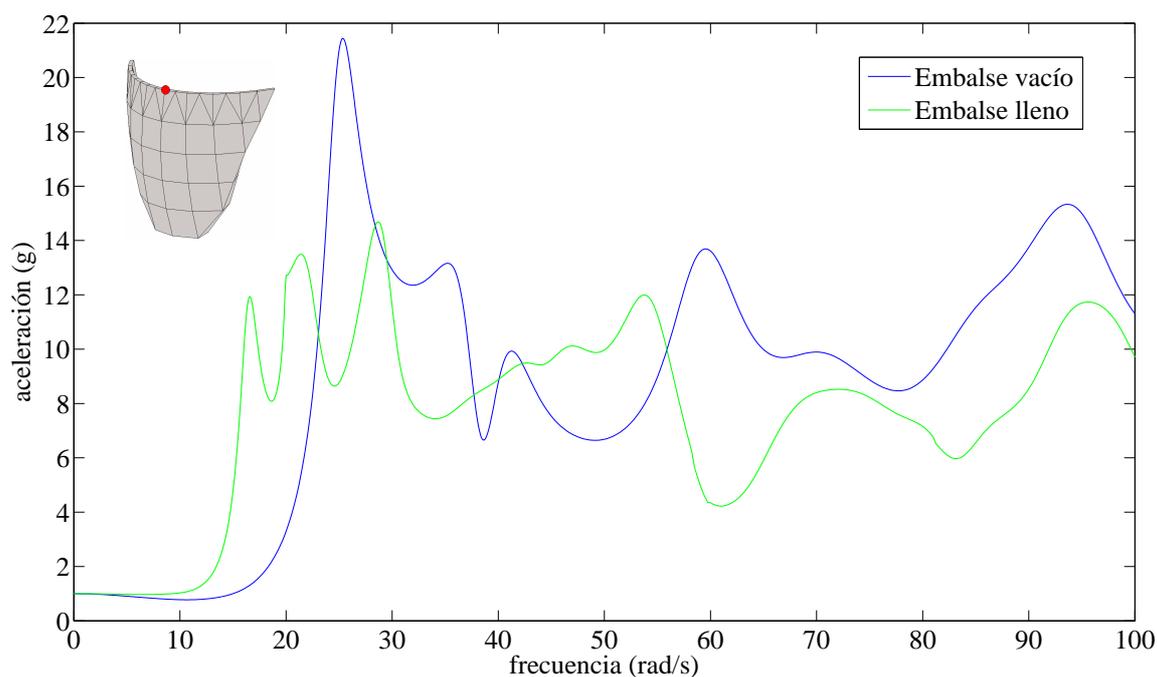


Figura 3.92. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Onda SH.

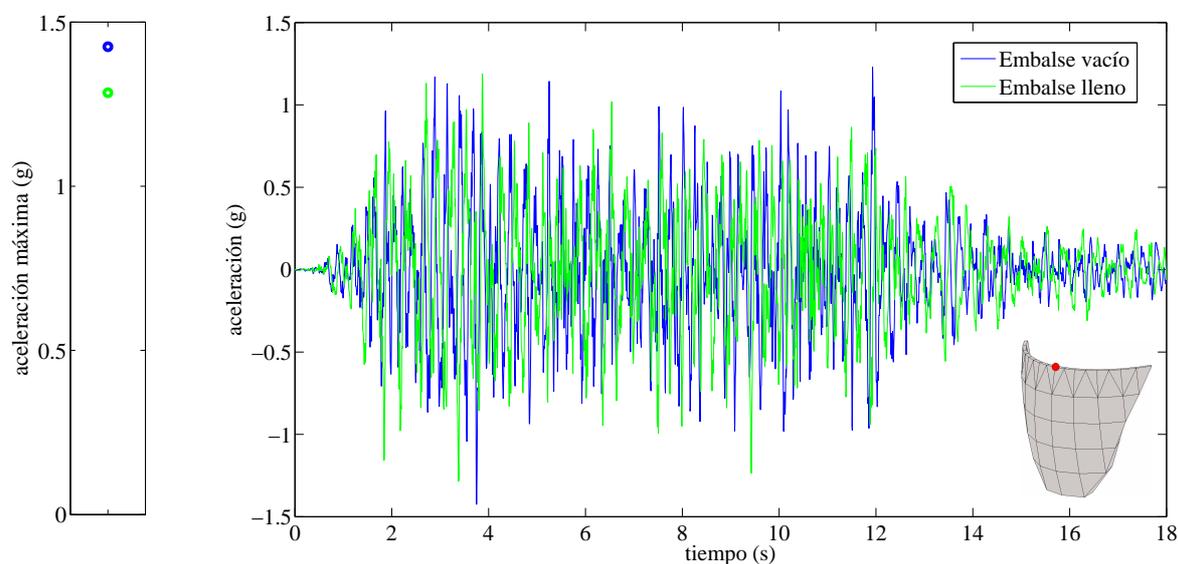


Figura 3.93. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación de la presa. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los dos niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los dos niveles de llenado estudiados.

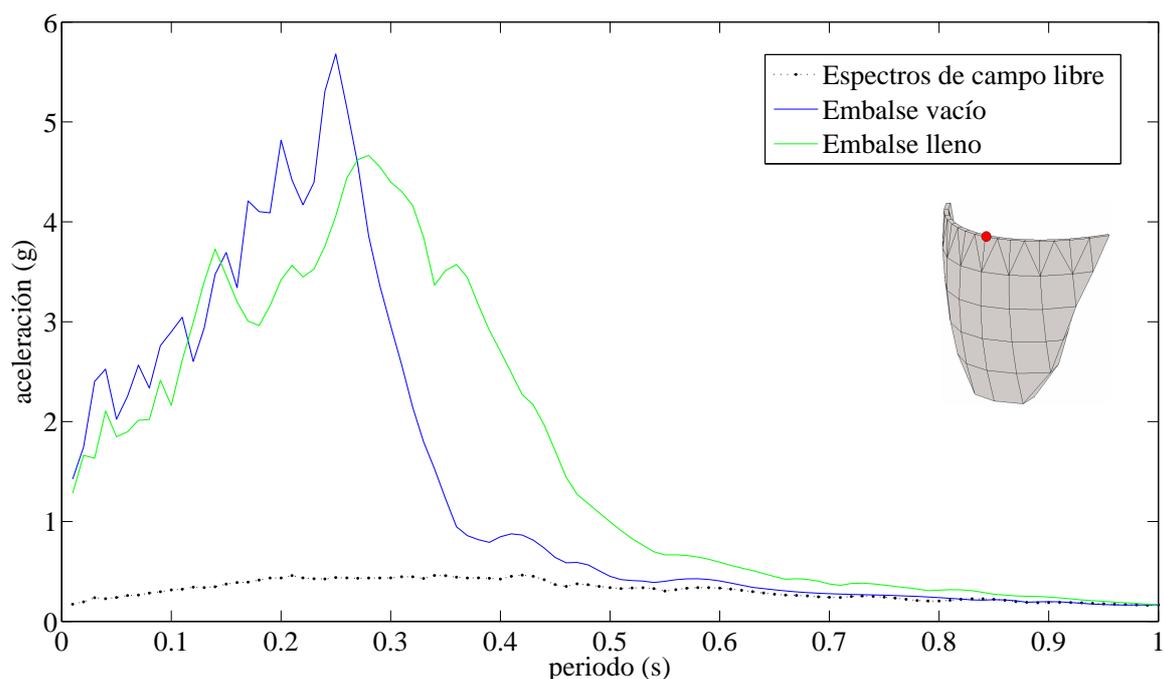


Figura 3.94. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo central de la coronación de la presa.

Del análisis temporal frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño se deduce que el caso más desfavorable es el de embalse vacío, debido sin duda a la consideración de embalse abierto.

Haciendo balance, se puede concluir que el nivel de llenado del embalse influye decisivamente en la respuesta sísmica del sistema en coronación de la presa, obteniéndose amplificaciones importantes respecto a la respuesta en campo libre. Ahora bien, la forma en que afecta al sistema este factor depende de otros factores, como puede ser la geometría del cañón o la consideración de embalse abierto o cerrado. Para los modelos de embalse abierto, las respuestas para los diferentes niveles del embalse presentan más similitudes, siendo el caso más desfavorable el de embalse vacío. Cuando se hace la consideración de embalse cerrado, para embalse lleno se tienen siempre las respuestas más desfavorables, con importantes diferencias respecto al resto de niveles. La influencia de la geometría del cañón y de la consideración de embalse abierto o cerrado en conjunto con la influencia del nivel de llenado del embalse se estudia con mayor profundidad en el apartado 3.3.5.

3.3.4.3.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPOSTERIOR EN EL ESTRIBO DE LA PRESA

Se va a analizar el movimiento en dirección anteroposterior en tres puntos importantes de los estribos de la presa. Se trata de los mismos puntos que se analizaron para el modelo de canal bajo con embalse abierto (apartado 3.3.2.3. figura 3.74)

Comenzamos el análisis por el nodo 237 (nodo con cota nula). Recordemos que solo se estudian el embalse lleno y vacío. El análisis en frecuencia del movimiento en dirección anteroposterior (figura 3.95) nos vuelve a demostrar que es poca la influencia del nivel de llenado del embalse cuando lo que se estudia es el movimiento en los estribos de la presa. La curva para embalse lleno presenta un rizado superior.

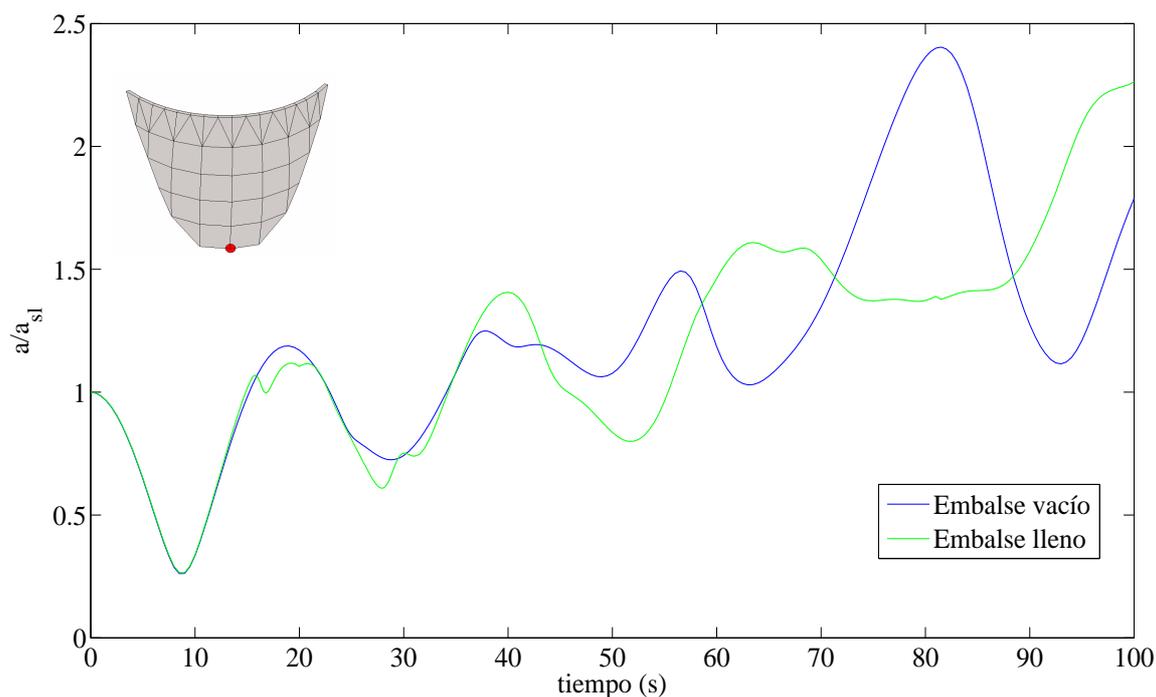


Figura 3.95. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo 237 normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Onda SH

El análisis temporal frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño confirma lo que ya se observa en las funciones de transferencia (figuras 3.96 y 3.97).

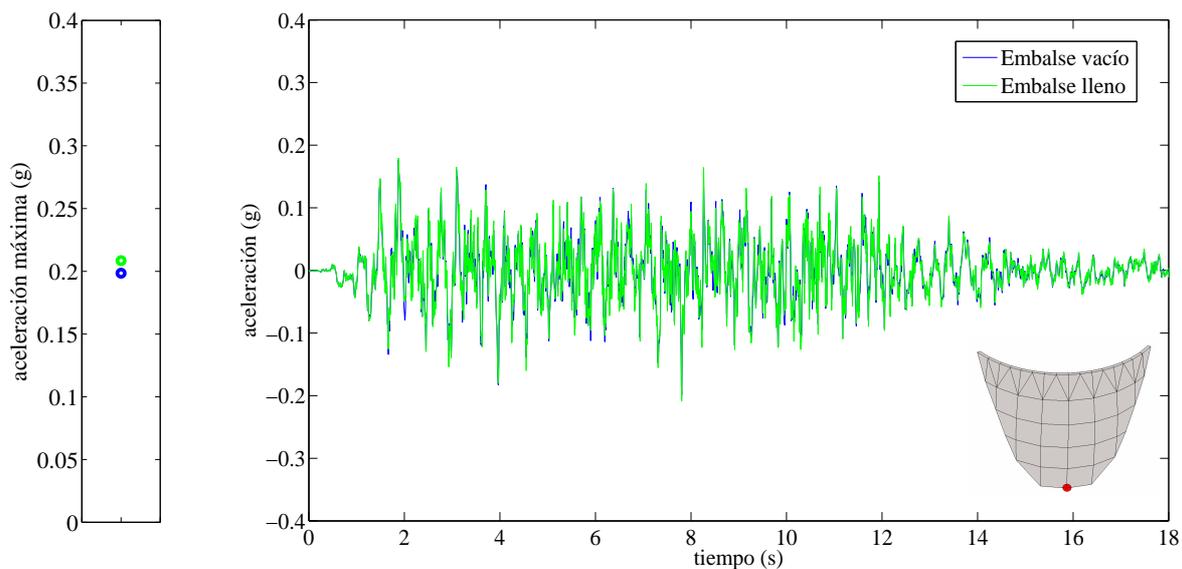


Figura 3.96. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo 237.

Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los dos niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los dos niveles de llenado estudiados.

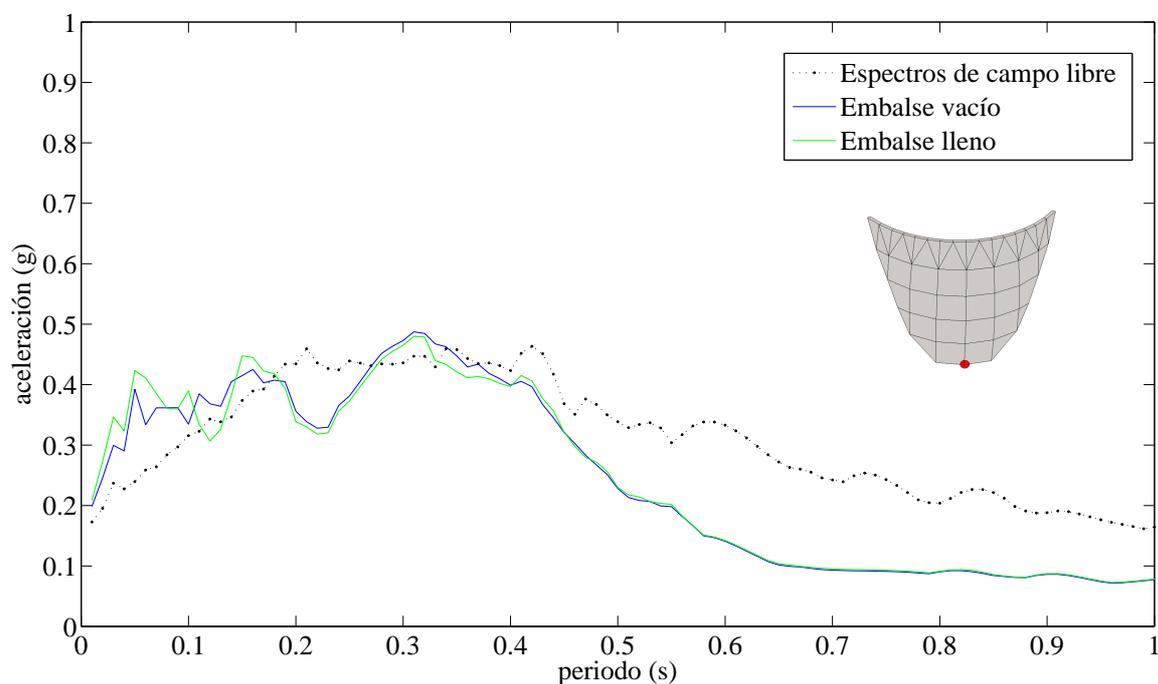


Figura 3.97. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 237

En los espectros se comprueba como en los periodos más bajos es en los únicos que se aprecia cierta diferencia para los distintos niveles de llenado.

El estudio para el nodo 230 se incluye en las figuras de la 3.98 a la 3.100. El correspondiente para el nodo 87 Va de la figura 3.101 hasta la 3.103.

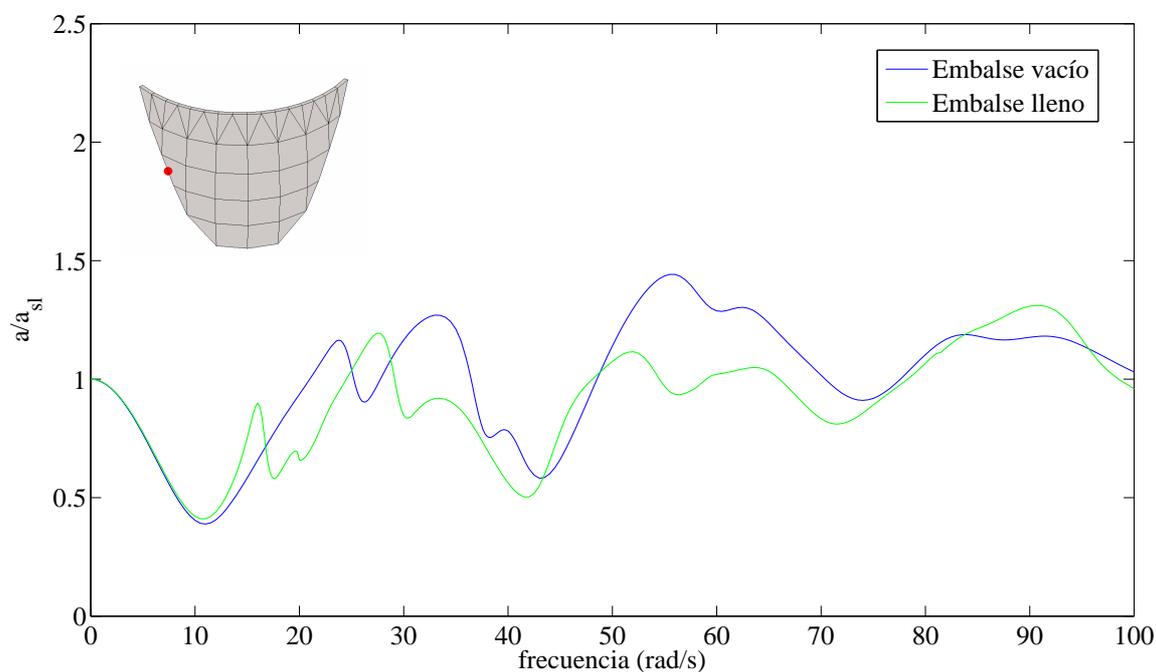


Figura 3.98. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo 230 normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Onda SH

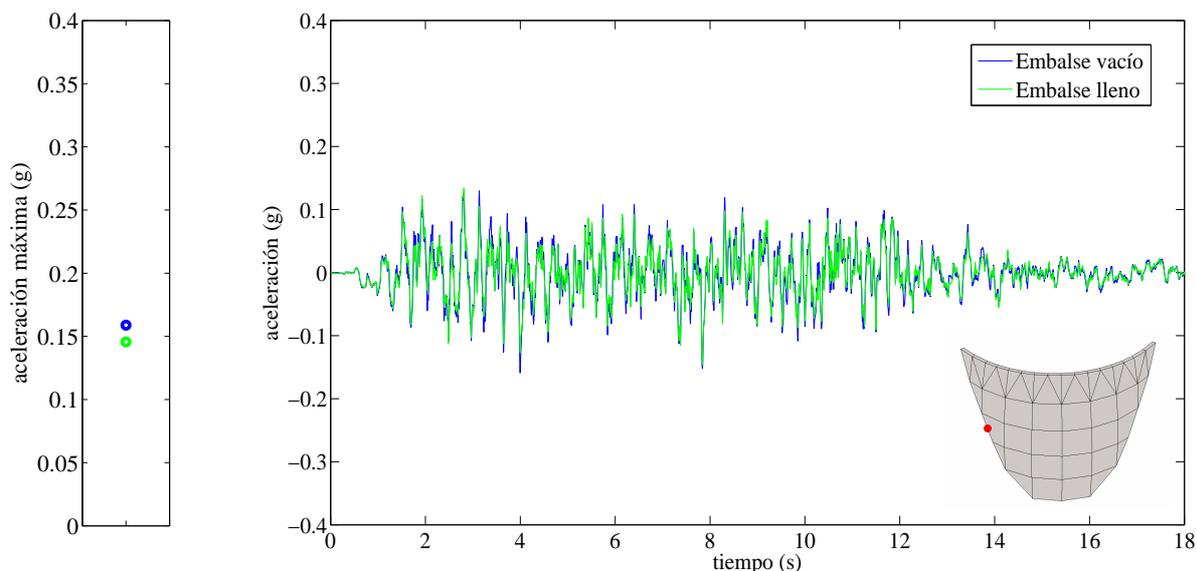


Figura 3.99. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo 230. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los dos niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los dos niveles de llenado estudiados

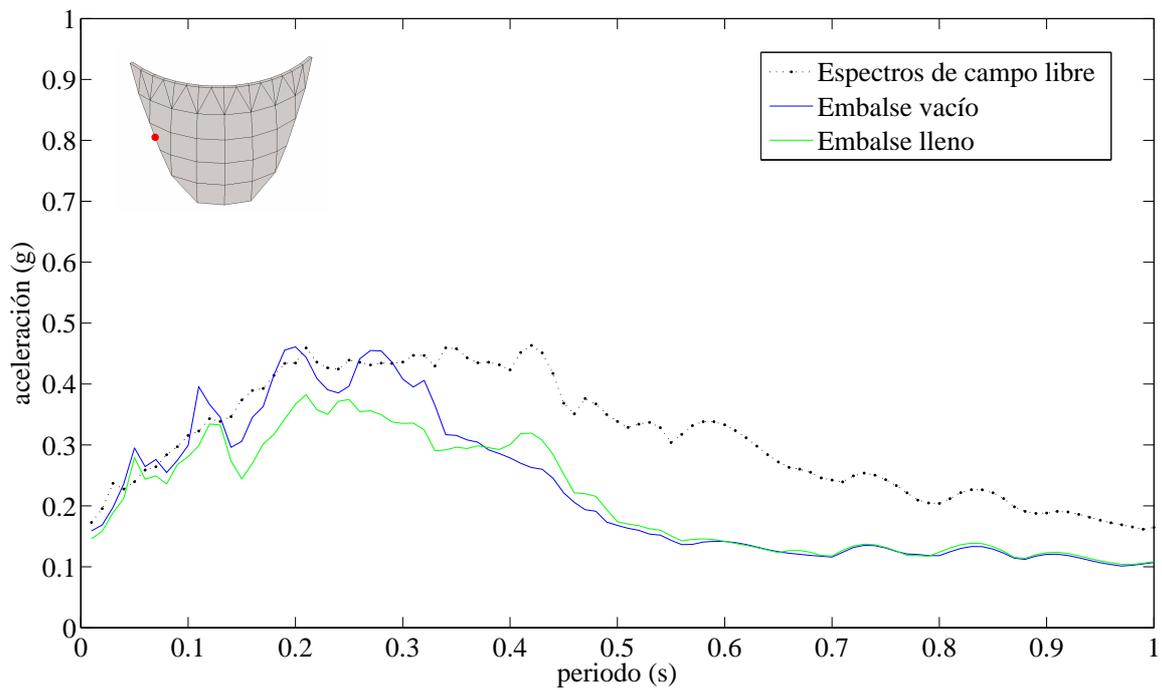


Figura 3.100. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 230

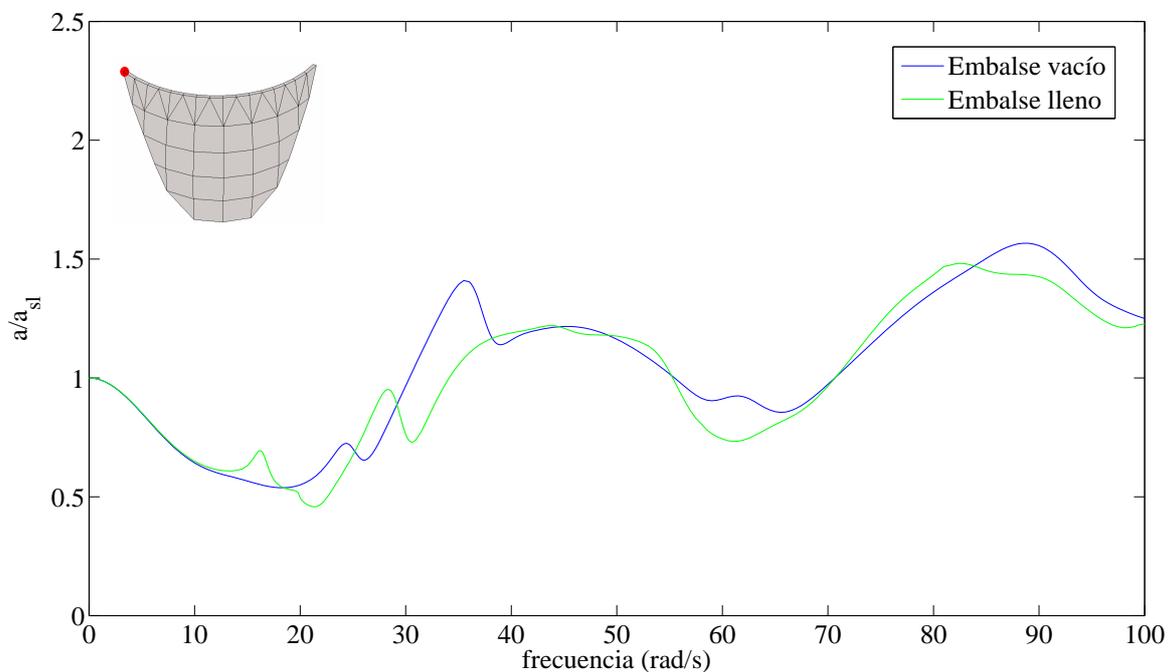


Figura 3.101. Análisis en frecuencia. Módulo desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo 87 normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse.

Onda SH

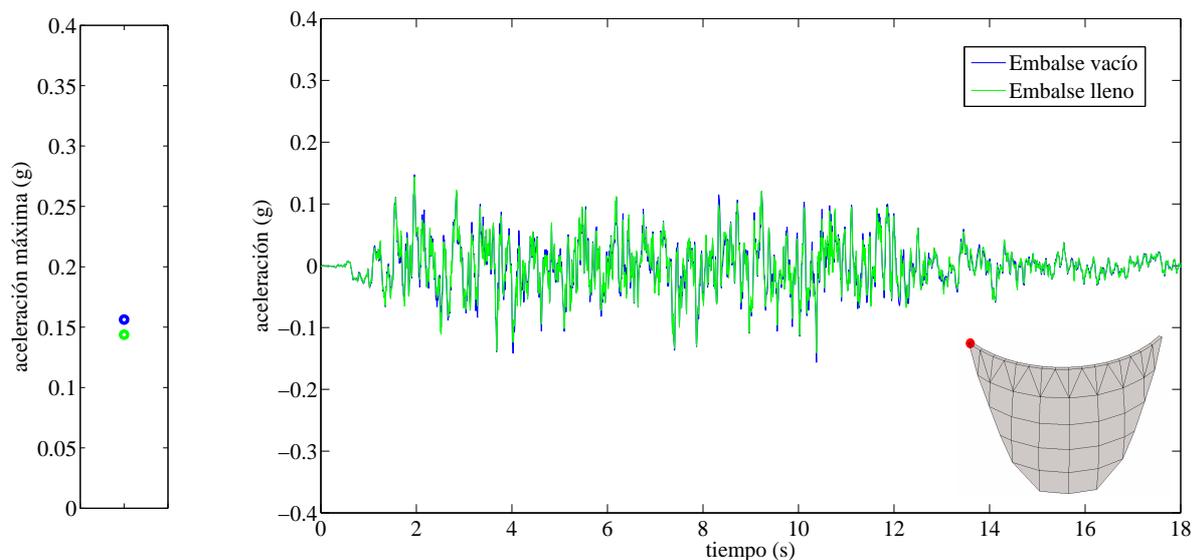


Figura 3.102. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior en el nodo 230. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los dos niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los dos niveles de llenado estudiados.

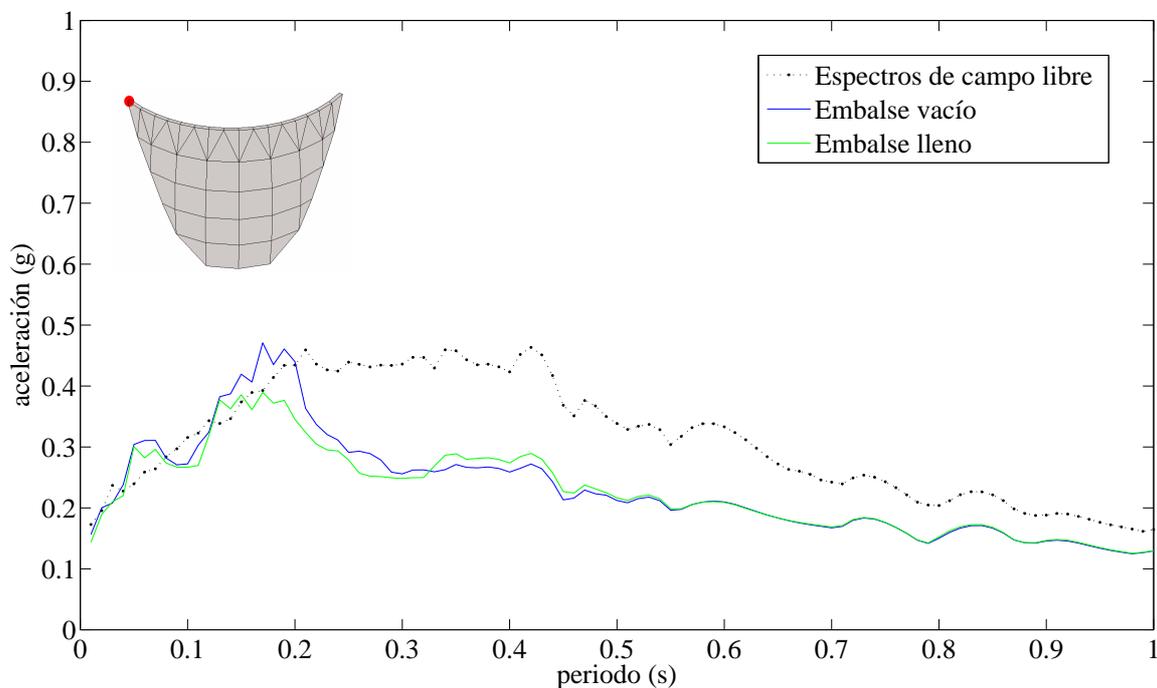


Figura 3.103. Espectros de respuesta de aceleraciones. Excitación sísmica: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 87

Para el canal alto no se observa un claro aumento en la respuesta a medida que ascendemos en el estribo, como ocurría con el modelo de canal bajo con embalse abierto.

La influencia del nivel de llenado del embalse vuelve a ser muy baja, y la respuesta más desfavorable para los nodos de mayor altura la provoca el embalse vacío.

3.3.5.- SÍNTESIS DE CURVAS Y ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA DEL CAÑÓN EN LA RESPUESTA SÍSMICA

Para concluir con este capítulo se va a realizar una síntesis de las curvas obtenidas para los distintos modelos de la presa de Morrow Point. De esta manera podremos extraer conclusiones acerca de la influencia en la respuesta sísmica de la presa de la geometría de cañón, así como de la consideración de embalse abierto o cerrado.

Se han seleccionado las curvas más interesantes de los diferentes modelos. En la figura 3.104 se representa el desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación, adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes modelos de la presa de Morrow Point. Se representan el embalse vacío y el embalse lleno en cada caso.

El análisis temporal realizado a partir de estas funciones de transferencia y frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño se representa en las figuras 3.105 y 3.106. Se han representado las aceleraciones máximas (3.105) y los espectros de respuesta en aceleraciones (3.106).

Del análisis sísmico se puede extraer importantes conclusiones. En primer lugar, la consideración de embalse abierto o cerrado no influye en la respuesta sísmica cuando el embalse se encuentra vacío. En cambio, para el embalse lleno, el embalse cerrado provoca la peor respuesta de todos los casos analizados. Esto es debido, sin lugar a

dudas, a la imposibilidad de disipación de energía a través del canal que provoca la geometría cerrada del embalse.

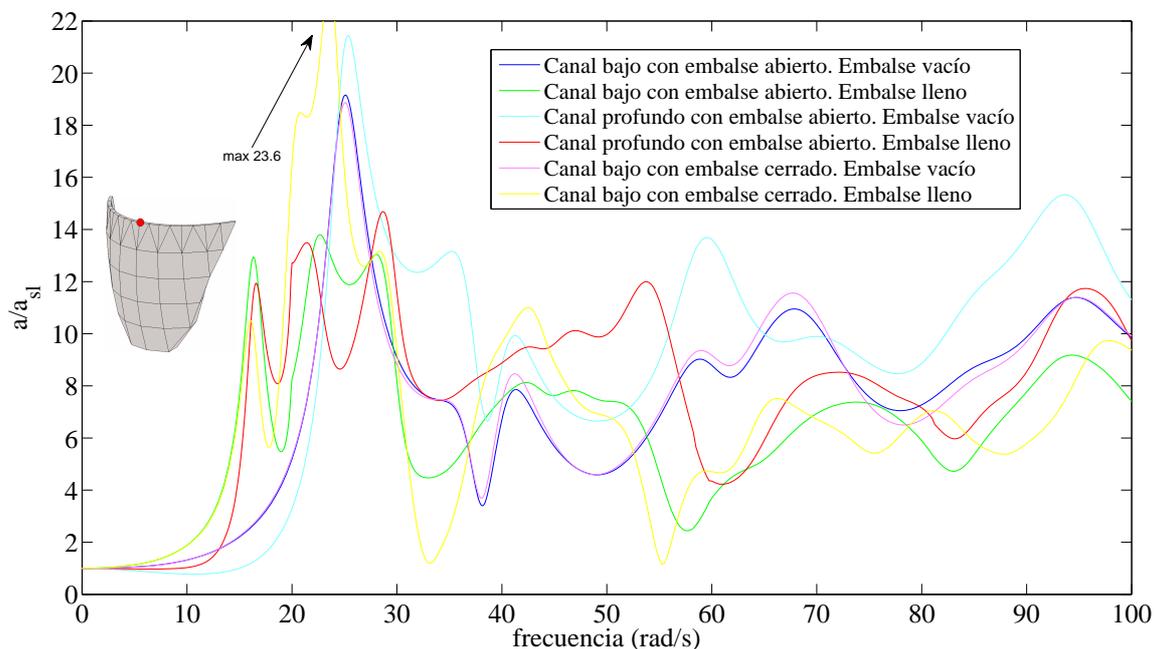


Figura 3.104. Análisis en frecuencia para todos los modelos estudiados para la presa de Morrow Point, con embalse lleno y vacío. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizado con el desplazamiento de campo libre, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Onda SH.

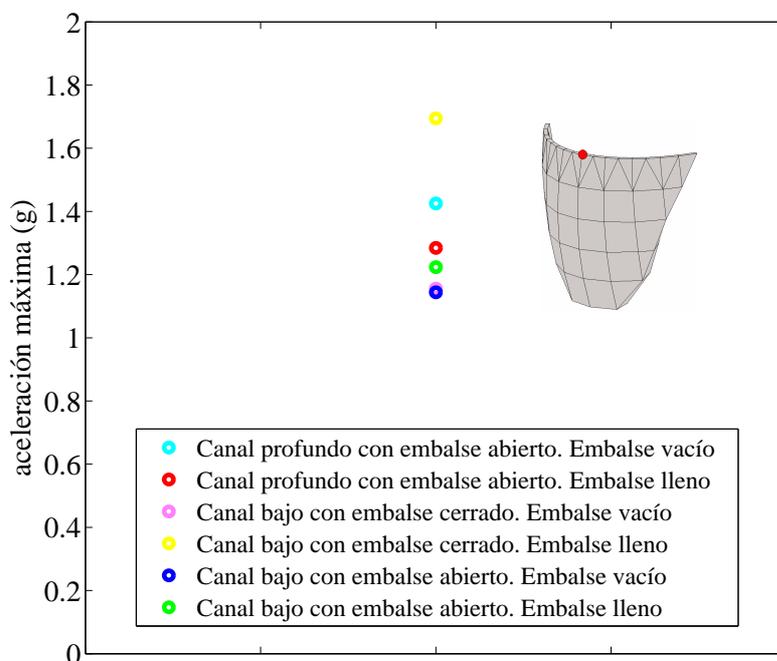


Figura 3.105. Respuesta en aceleraciones máximas en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación de la presa. Todos los modelos estudiados para la presa de Morrow Point, con embalse lleno y vacío

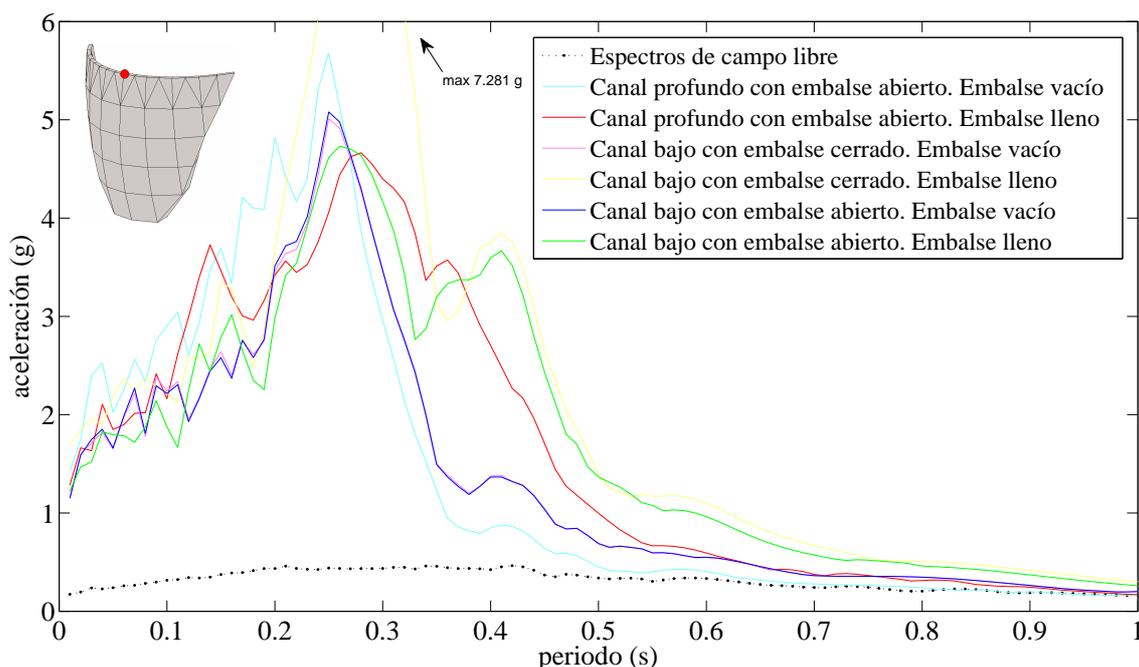


Figura 3.106. Espectros de respuesta de aceleraciones ante la componente Norte-Sur del Terremoto de diseño. Todos los modelos estudiados para la presa de Morrow Point, con embalse lleno y vacío.

El considerar un canal profundo incrementa el valor de la respuesta, tanto para embalse vacío como para embalse lleno, por lo menos en coronación de la presa y cuando se comparan modelos con embalse abierto.

Lo que queda claro es que para todos los modelos, el nivel de llenado del embalse es un factor decisivo. Cuando se hace la consideración de embalse cerrado la diferencia entre los diferentes niveles de llenado es todavía mayor.

Recordemos que en los estribos la influencia del nivel de llenado del embalse es mínima.

3.4.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Antes de avanzar conviene hacer balance en unas pocas líneas de las conclusiones que se han extraído de los análisis realizados a lo largo de este capítulo.

Se comenzó el estudio con la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. El análisis del movimiento en el punto central de la coronación nos permitió observar que el nivel de llenado del embalse tenía una influencia importante en la respuesta. Para este problema se observaron importantes variaciones en dicha respuesta para niveles de llenado superiores al 50% de la capacidad del embalse. Al analizar los espectros de respuesta máximos, se comprobó que a medida que aumenta el periodo natural del un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado la repuesta máxima tiene lugar para niveles de llenado cada vez mayores.

Completamos el estudio del movimiento en coronación de la presa con el análisis de distintos modelos para la presa de Morrow Point. En ellos el nivel de llenado del embalse se confirmó como un factor decisivo en la respuesta. Cuando se estudia un modelo en embalse abierto, para los niveles altos de llenado se tienen generalmente respuesta más elevadas que para embalse vacío. Si el embalse se considera cerrado la respuesta más desfavorable se tiene para embalse lleno, con importantes diferencias respecto al embalse vacío. El considerar un canal de mayor altura que la presa, provoca un incremento en la respuesta tanto para embalse lleno como para embalse vacío.

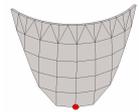
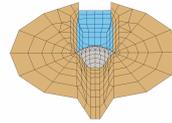
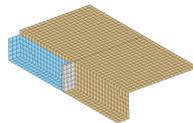
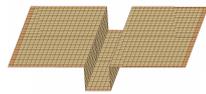
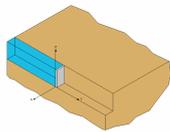
Para varios de los modelos analizados se ha estudiado el movimiento en diversos puntos del estribo. La principal conclusión que puede extraerse, es que el nivel de llenado del embalse tiene una influencia relativamente baja en la respuesta de estos puntos.

Para nuestra estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular también se realizó un estudio de tensiones en los estribos. Éste puso de manifiesto que los puntos más solicitados tensionalmente eran los de la zona alta del estribo lateral, con valores muy desfavorables. Además el nivel de llenado del embalse

es un factor de importancia en este análisis. Para niveles superiores al 50% la respuesta comienza a aumentar de forma muy acentuada, teniéndose los valores máximos de la tensión para el embalse lleno. Se observó además que para el muro sobre base rígida se tenían valores de tensión muy inferiores que para el problema real, en muchos de los puntos analizados. Este aspecto que a priori podía ser inesperado fue analizado con profundidad (apartado 3.2.5.2).

La estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular también nos sirvió para analizar la presión hidrodinámica. En este estudio comprobamos que los valores máximos se tenían para puntos situados cerca de la mitad de la altura de la presa y para los niveles superiores de llenado del embalse.

CAPÍTULO IV



ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA
DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA DE
LA ONDA EN LA RESPUESTA
SÍSMICA DE PRESAS

4.1.- INTRODUCCIÓN

A lo largo del capítulo anterior se describieron con profundidad los problemas a tratar durante el presente proyecto. Se realizó un análisis muy profundo sobre la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica de presas para dichos problemas. Además se trataron de forma secundaria otros factores importantes en la respuesta sísmica, como la geometría del cañón o la consideración de embalse cerrado o abierto.

En el presente capítulo se profundizará en el estudio sísmico de estos problemas. Se afrontará el estudio de la influencia de un nuevo factor en la respuesta sísmica de presas. Este nuevo factor es el ángulo con el que las ondas sísmicas inciden sobre la estructura. Pese a que el análisis se centrará en este condicionante de la respuesta sísmica, no se dejarán de lado otros, como el nivel de agua presente en el embalse, la geometría del problema o la zona de la presa que se analiza. El estudio de todos los factores que intervienen nos permitirá tener un conocimiento bastante completo sobre la respuesta sísmica de presas.

El análisis se realizará para excitaciones anteroposteriores, y además se incluirá un pequeño apartado en el que se emplean como excitación ondas de Rayleigh, con diferente ángulo de incidencia. Para los análisis sísmicos se usará como excitación la componente Norte-Sur del terremoto de diseño que ya se viene utilizando desde el capítulo anterior. Para el análisis con ondas de Rayleigh se usará como excitación sísmica la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro.

Nos centraremos en el análisis del movimiento en diferentes puntos, dejando de lado el análisis tensional y de presiones, que ya se abordó durante el capítulo anterior.

Primero se abordará el estudio de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, realizando un análisis para varios puntos de máximo interés. Posteriormente se estudiará la presa de Morrow Point. Para dicha presa se van a analizar los diferentes modelos que ya se trataron durante el capítulo anterior. Prestaremos especial interés al análisis en los estribos de la presa, una zona de gran importancia y que puede aportar conclusiones interesantes.

Este capítulo tiene una gran carga de resultados. Se dejará claro en cada momento lo que se está analizando y cómo se está haciendo. Se intentarán obtener conclusiones claras que serán remarcadas a medida que se avance en el capítulo.

4.2.- ESTRUCTURA PLANA DE CONTENCIÓN DE AGUAS QUE CIERRA UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR

Nos vamos a centrar en el análisis de la influencia del ángulo de incidencia de la onda en la respuesta sísmica de la estructura, por lo que conviene aclarar en primer lugar varios aspectos.

En la figura 4.1 se esquematiza de manera muy simple el problema que se pretende analizar. En ella se muestra una onda con incidencia vertical (90°) y una onda que se propaga a través del suelo con un determinado ángulo de incidencia (θ°) con respecto a la horizontal.

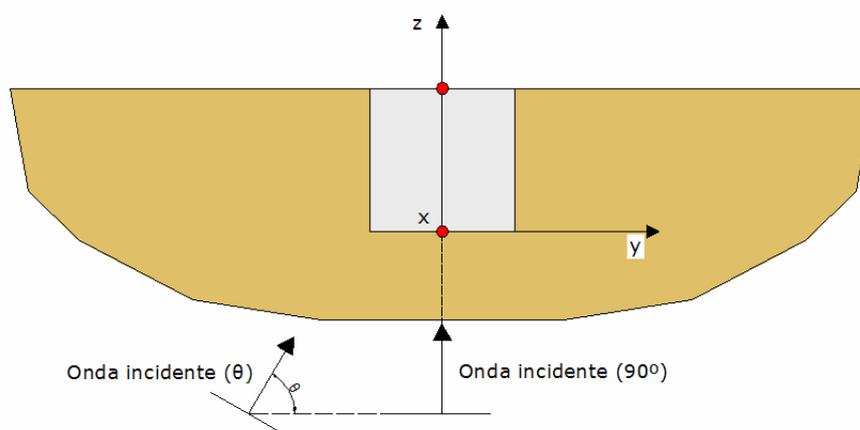


Figura 4.1. Sección a través del plano medio del muro. Onda con incidencia vertical y onda con un ángulo de incidencia genérico (θ)

Pese a que el ángulo de incidencia de la onda será diferente en cada caso, la onda que ataca la estructura es una onda SH durante todo este estudio, excepto en uno de los apartados en los que se realiza un estudio de la influencia del ángulo de incidencia de ondas de Rayleigh.

Consideremos la onda con un ángulo de incidencia genérico (θ°) como la que se indica en la figura 4.1. Si pensamos en el carácter de dicha excitación y del problema

analizado comprenderemos que se trata de estudiar un problema no simétrico. Sin embargo, este problema siempre podrá ser descompuesto en dos problemas, uno simétrico y uno antisimétrico. La solución al problema real vendrá dada por la superposición de la solución obtenida para ambos problemas.

En los casos en que estudiamos nodos pertenecientes al eje de simetría geométrico del problema, los desplazamientos en dirección anteroposterior correspondientes al problema antisimétrico son nulos, por lo que el problema a analizar es equivalente al problema simétrico.

En cambio, para los nodos situados fuera del plano de simetría habrá que realizar una superposición del problema simétrico y antisimétrico. Este caso se tratará con mayor profundidad cuando se afronte el estudio de dichos nodos.

Tras esta pequeña aclaración vamos a comenzar con el análisis de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. En primer lugar se estudiará con gran profundidad el problema de interacción cinemática. Se analizarán varios puntos, uno de ellos fuera del plano de simetría geométrica del problema.

A continuación se estudiarán los movimientos en coronación de la presa y se finalizará con el estudio del movimiento en el punto central de la base. Para cada uno de estos estudios se analizarán tres casos, el embalse vacío, el embalse a la mitad de su capacidad y el embalse lleno.

4.2.1.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ANTE ONDAS SH CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA

4.2.1.1.- PROBLEMA DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA

Algunos aspectos del problema de interacción cinemática ya se abordaron en el capítulo anterior (apartado 3.2.3.). Conviene recordar los nodos que se estudian (figura 4.2).

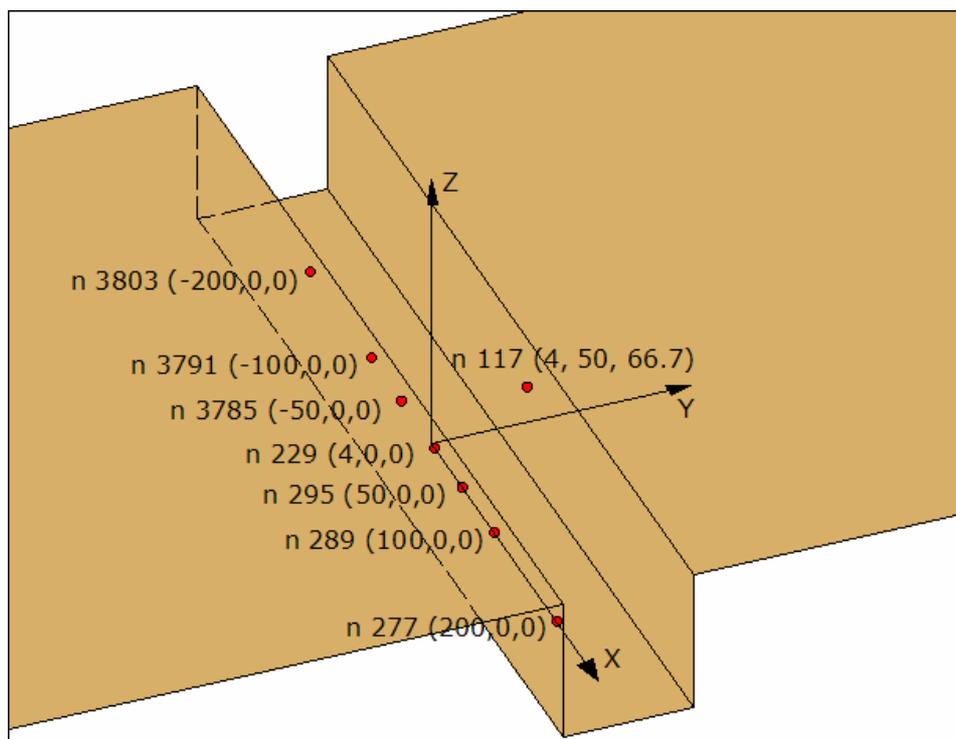


Figura 4.2. Nodos que se analizan en el estudio del problema de interacción cinemática

Además de los nodos incluidos en la figura también se analiza el nodo que está situado simétricamente respecto al plano 'xy' con el nodo 117. En adelante haremos referencia a él como nodo espejador al 117.

Como ya se indicó anteriormente, en los nodos que forman parte del plano de simetría la solución al problema es idéntica a la solución del problema simétrico. Para aclarar este concepto haremos uso de la figura 4.3, en la que se muestra tanto el problema simétrico como el problema antisimétrico.

En la zona izquierda de la figura se muestra una sección del problema simétrico. Los puntos del eje de simetría tienen desplazamiento en dirección 'y' nulo. En cambio para el problema antisimétrico (parte derecha de la figura) los puntos del eje de simetría tienen desplazamiento en dirección 'x' y 'z' nulo. Por lo tanto, el desplazamiento en dirección anteroposterior para los puntos del eje de simetría en el problema antisimétrico es nulo y la solución al problema simétrico se corresponde con la solución al problema.

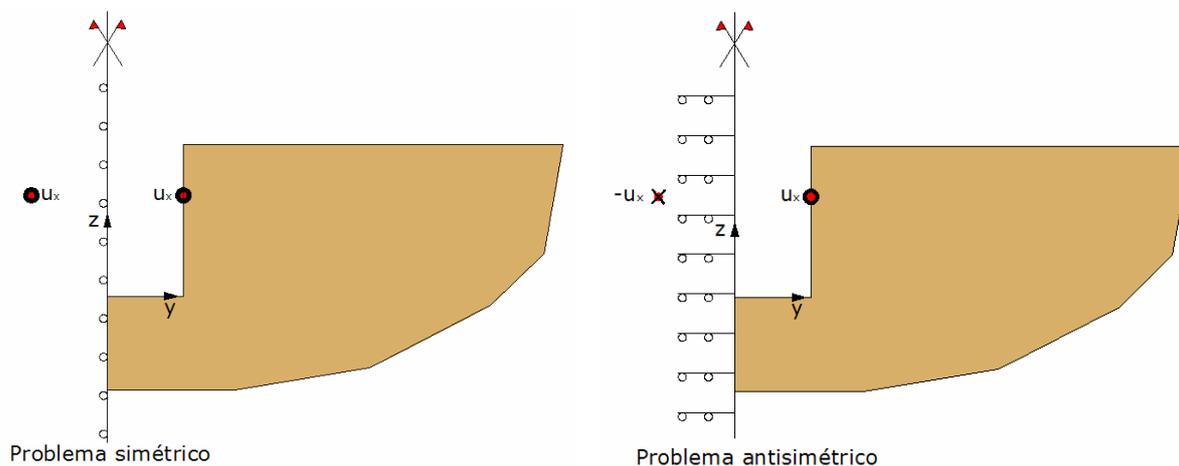


Figura 4.3. Descomposición del problema en problema simétrico y antisimétrico

Para nodos que se encuentran fuera del plano de simetría se tienen valores del desplazamiento en dirección anteroposterior en ambos problemas. Este es el caso del nodo 117 y su espejalar, que se van a estudiar. Mediante el software de cálculo utilizado, obtenemos la respuesta del nodo 117 ante el problema simétrico y ante el problema antisimétrico. Para obtener la respuesta al problema real, no tenemos más que sumar la respuesta correspondiente al problema simétrico y al antisimétrico. Recordemos que solo se discretiza una de las partes del problema y por tanto no se obtiene resultados directamente para el nodo espejalar al nodo 117. Para obtener la respuesta en dicho nodo debemos operar también con los resultados obtenidos en el nodo 117. El desplazamiento en dirección anteroposterior en el problema antisimétrico para el nodo espejalar al nodo 117 es el mismo que para el nodo 117 pero cambiado de signo, como se indica en la parte derecha de la figura 4.3. En el problema simétrico la respuesta en ambos nodos es evidentemente idéntica. Por tanto para obtener la respuesta en el nodo espejalar al nodo 117 debemos sumar la respuesta del problema simétrico con la del problema antisimétrico cambiada de signo.

En primer lugar se va a realizar un análisis en frecuencia para todos los nodos a analizar y para cada incidencia de la onda: 90° (incidencia vertical), 75° , 60° , 45° , 30° , 15° , 0° (incidencia rasante). Se solicitará al problema con ondas SH.

En las figuras de la 4.4 a la 4.10 se expone el análisis en frecuencia. En el eje de ordenadas se representa el módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior normalizado con el desplazamiento en dirección anteroposterior de campo libre. Esta

misma variable se estudiará a lo largo de todo este capítulo. Recordemos que es una variable compleja, de la que su módulo indica la amplitud del desplazamiento armónico que sufre el punto. En el eje de abscisas se representa el valor de la frecuencia.

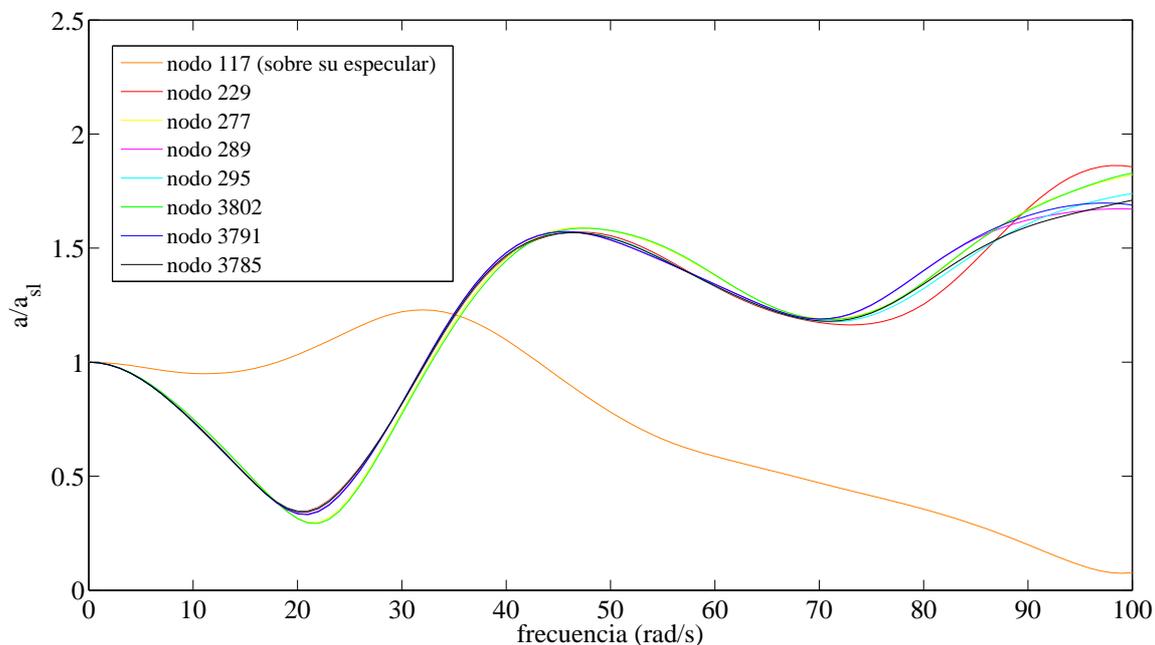


Figura 4.4. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo verticalmente sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

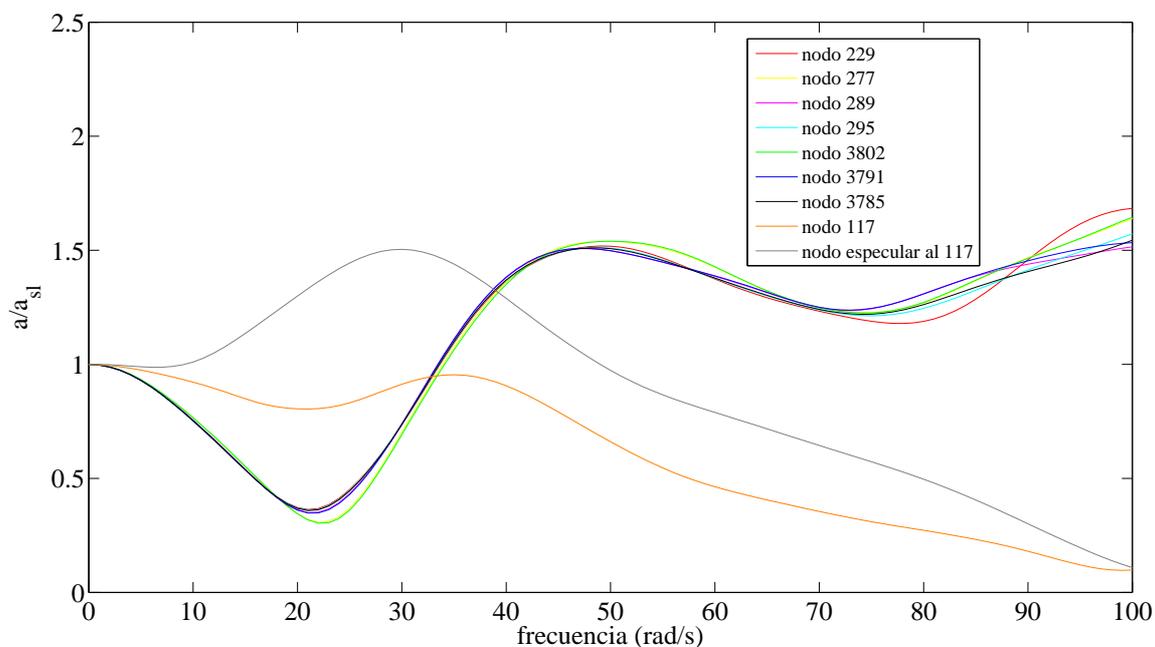


Figura 4.5. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo con un ángulo de 75° sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

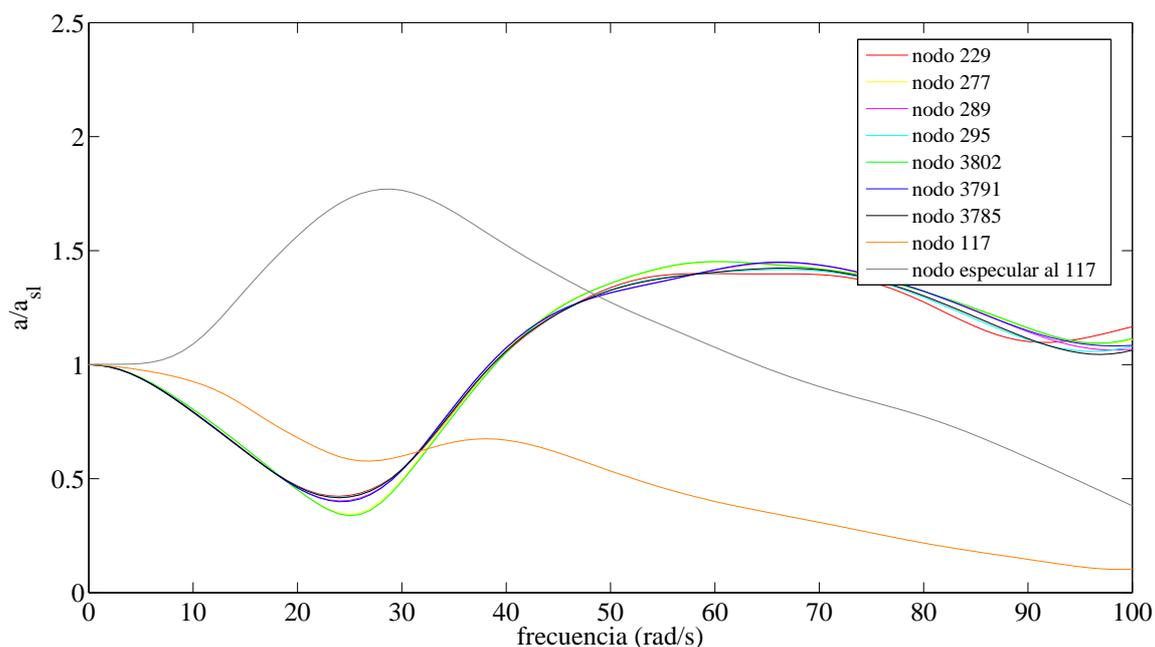


Figura 4.6. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo con un ángulo de 60° sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

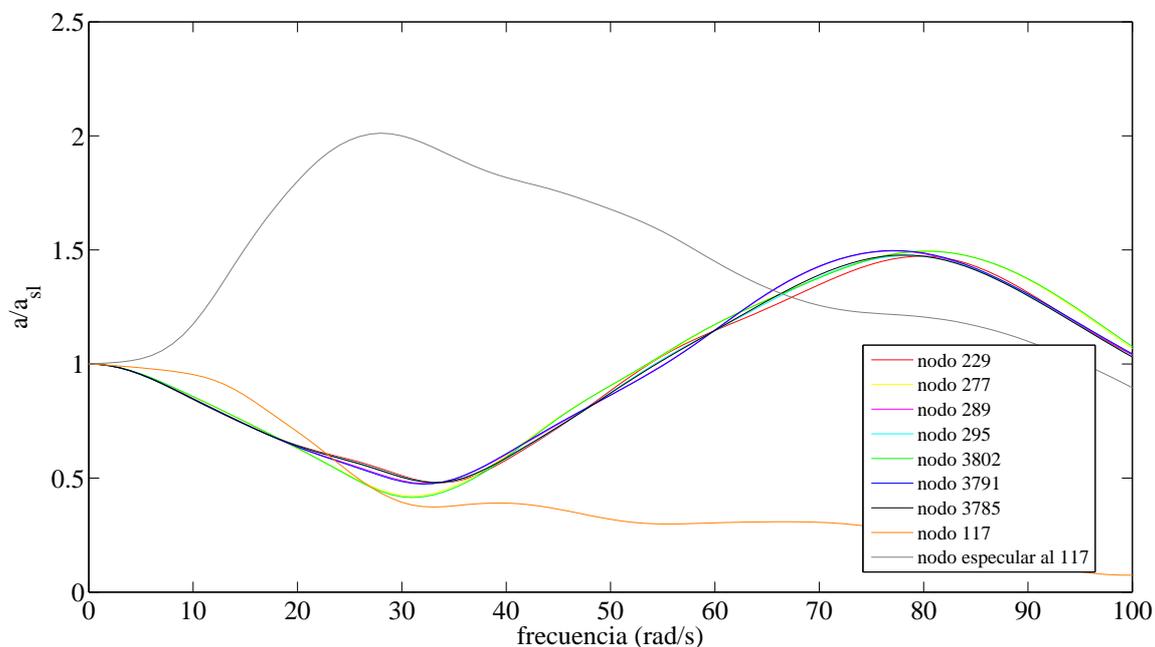


Figura 4.7. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo con un ángulo de 45° sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

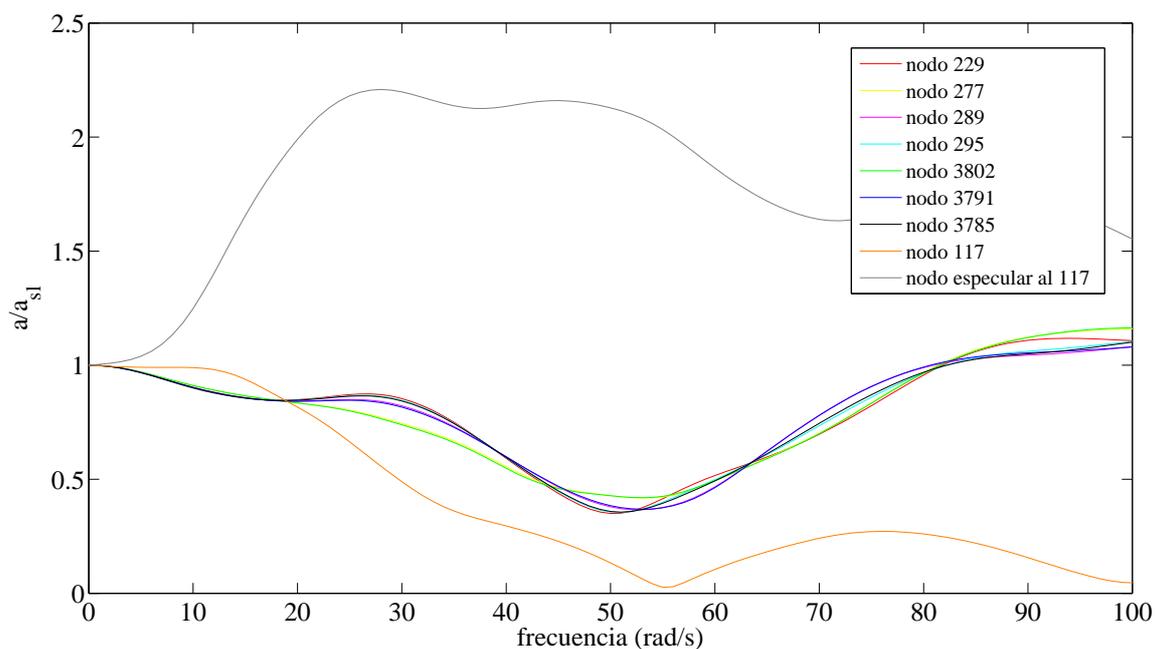


Figura 4.8. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo con un ángulo de 30° sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

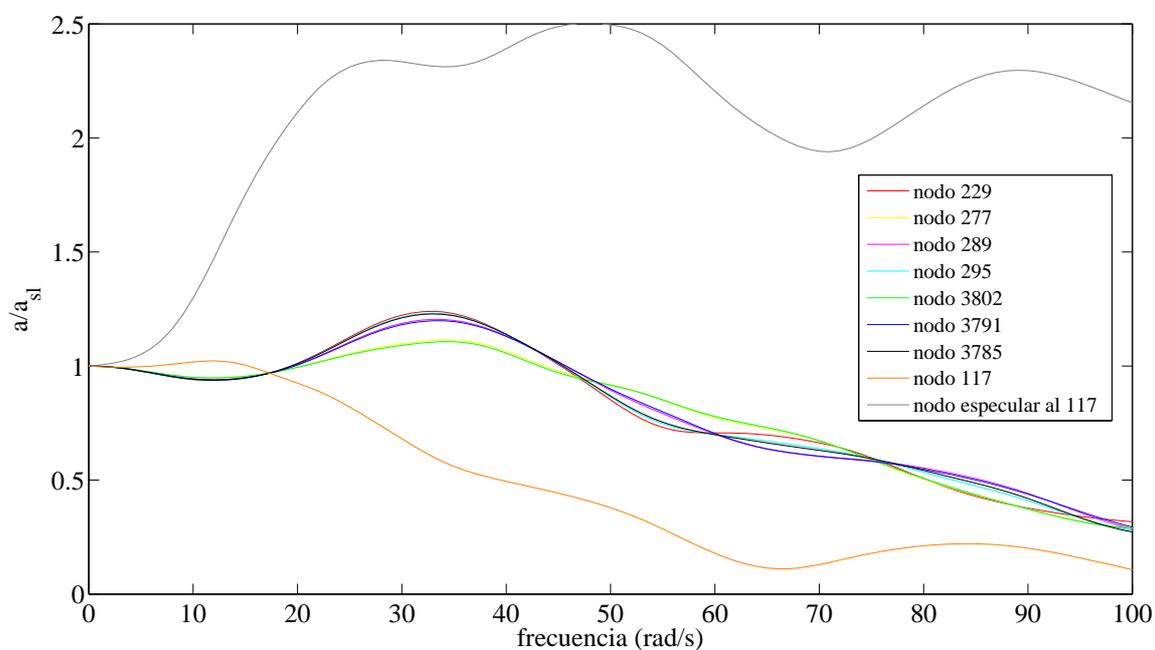


Figura 4.9. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo con un ángulo de 15° sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

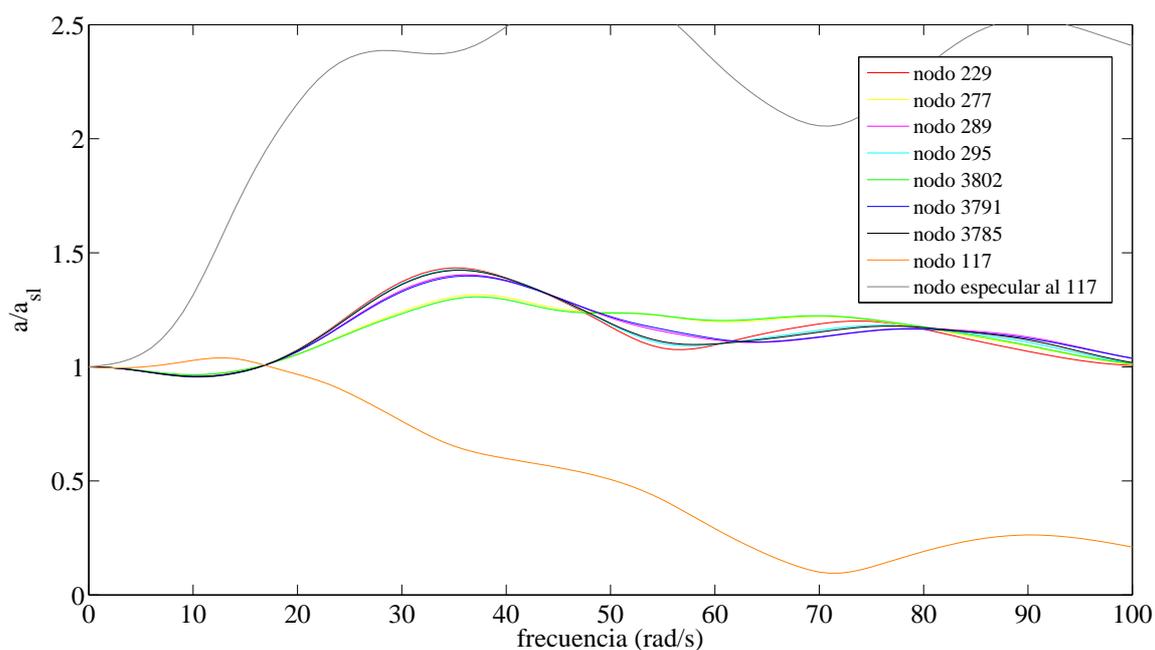


Figura 4.10. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH incidiendo con un ángulo de 0° sobre la estructura. Análisis para varios nodos del cañón (ver figura 4.2)

Del análisis en frecuencia puede concluirse que los nodos situados en el plano de simetría del problema a lo largo de la longitudinal del cañón tienen una respuesta muy similar, algo distorsionada en los nodos más alejados del origen de coordenadas. Por tanto será suficiente con analizar temporalmente el nodo 229 (con coordenadas 4.00, 0.00, 0.00).

Se ha observado también que el nodo especular al 117, situado en la zona por la que incide la onda, sufre una respuesta más desfavorable que el nodo 117, lo cual resulta lógico. Este aspecto se estudiará con mayor profundidad en apartados posteriores realizando un análisis completo en los estribos para algunos modelos de la presa de Morrow Point. El ángulo de incidencia de la onda parece ser un factor determinante en todos los nodos pero sobre todo en los que se encuentran situados fuera del plano de simetría.

Para completar este estudio se va a analizar la respuesta del nodo 229, del nodo 117 y de su especular frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño, cuyas

características pueden recordarse consultando el capítulo II, apartado 3.2.4.1.2.1. Se estudiará la influencia del ángulo de incidencia de la onda en la respuesta.

Comenzamos con el nodo 229 perteneciente al plano de simetría. En la figura 4.11 aparece el análisis en frecuencia para este punto en función del ángulo de incidencia de la onda.

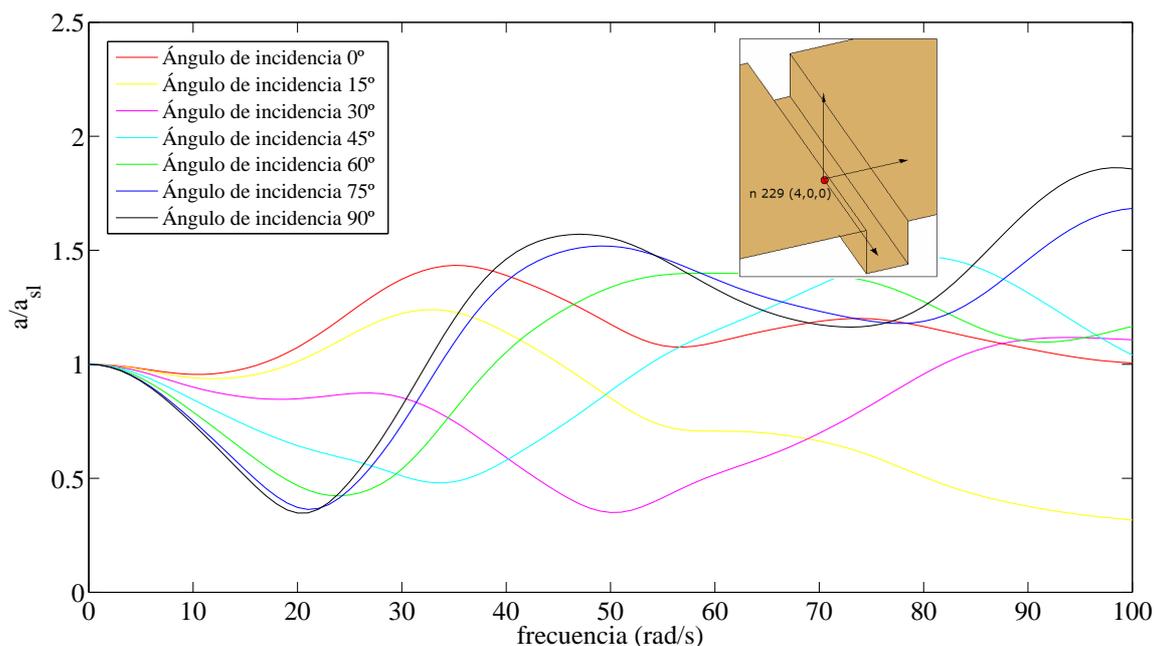


Figura 4.11. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 229. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

El análisis frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño aparece en las figuras de la 4.12 a la 4.14. Se estudian las funciones temporales máximas de la aceleración y el valor máximo de estas funciones en valor absoluto, independientemente del instante en que se produzca dicho máximo. También se estudian los espectros de respuesta en aceleraciones.

De este análisis puede extraerse que la incidencia más desfavorable es la incidencia rasante, provocando aceleraciones máximas superiores a las provocadas por el resto de incidencias. También provoca el pico máximo en los espectros de respuesta máximos y el espectro de respuesta más elevado para periodos naturales altos del

sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado. Para periodos bajos de este sistema, la incidencia vertical resulta más desfavorable.

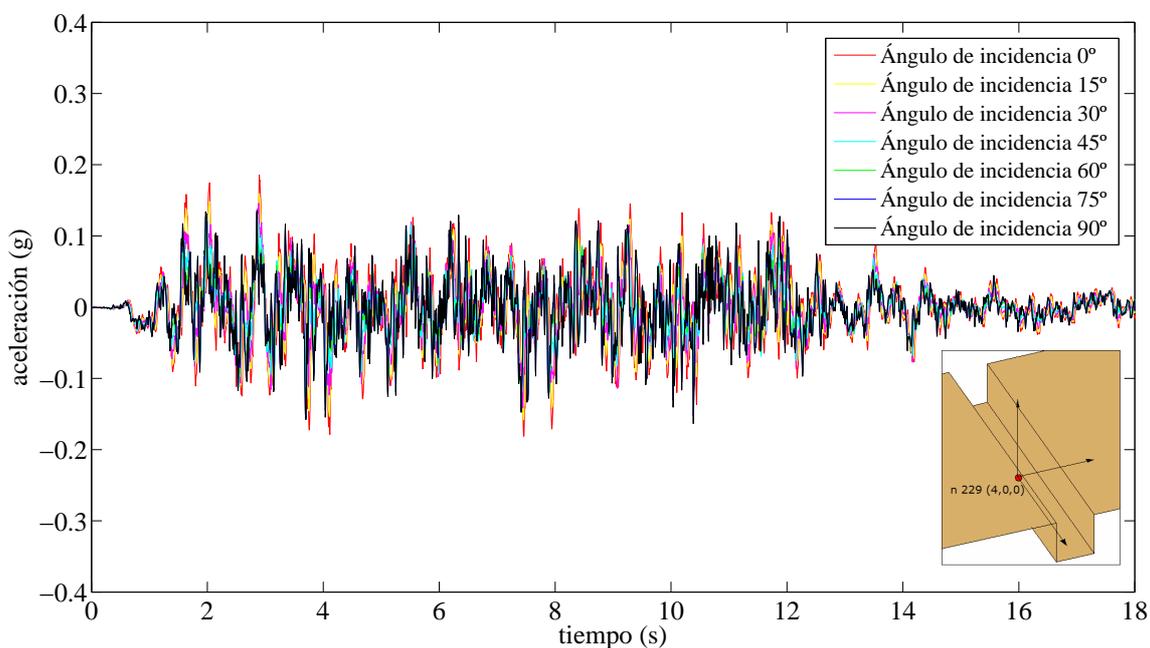


Figura 4.12. Problema de interacción cinemática. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 229. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

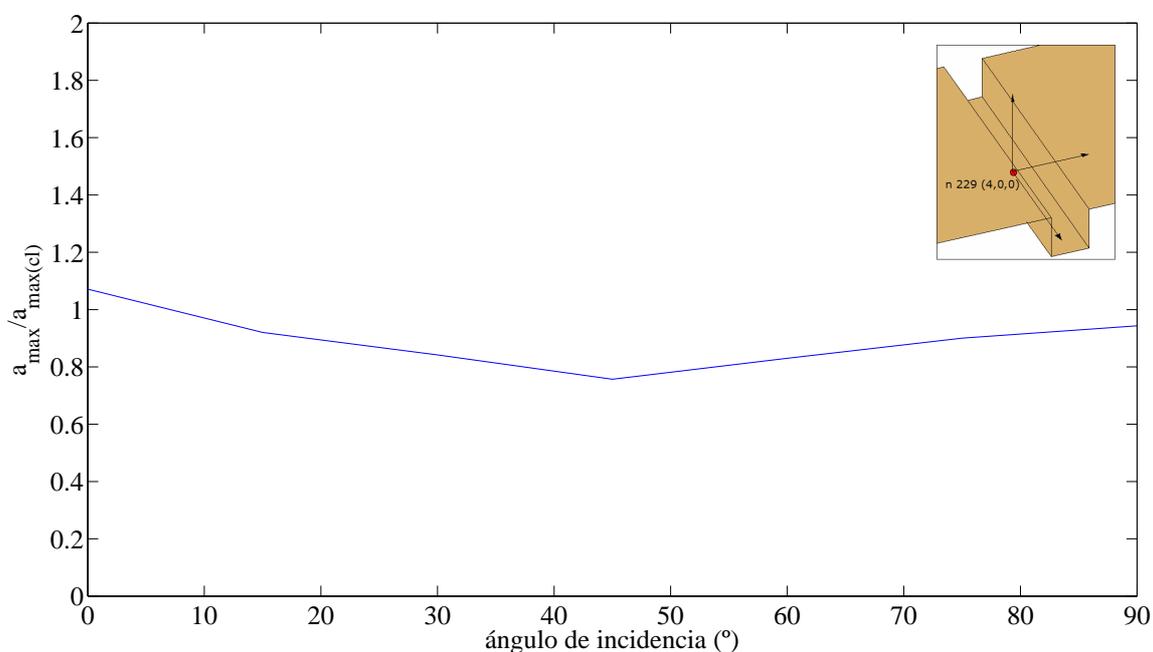


Figura 4.13. Problema de interacción cinemática. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 229 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

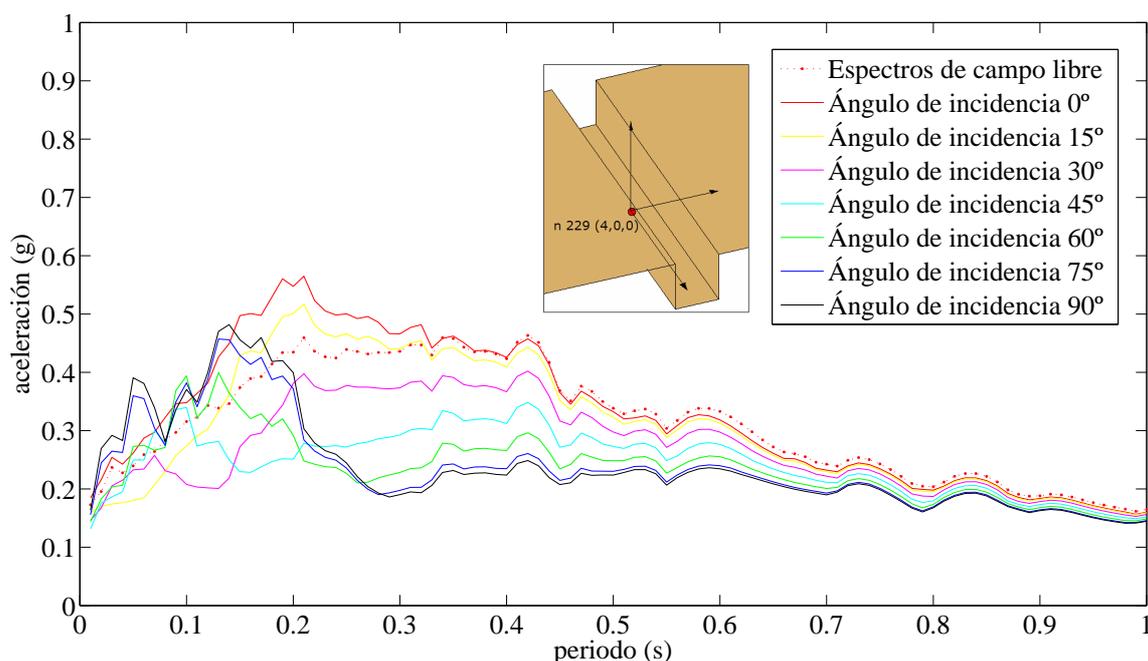


Figura 4.14. Problema de interacción cinemática. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 229. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Estos resultados ya empiezan a revelar que el ángulo de incidencia es un factor decisivo en la respuesta sísmica. La mayoría de estudios realizados en este campo utilizan excitaciones verticales. El hecho de que esta no sea la respuesta más desfavorable en el nodo analizado resulta interesante. Seguiremos profundizando en este aspecto a lo largo de este capítulo.

Cabe destacar también que la respuesta provocada en este punto es en general baja, obteniéndose espectros, en la mayoría del rango de periodos estudiado y para la mayor parte de las incidencias, por debajo de los espectros de campo libre.

Pasamos ahora al estudio del nodo 117 y en su espejular. El análisis en frecuencia y el análisis sísmico frente al terremoto de diseño aparece en las figura 15 hasta la 21. Cada una de las curvas representa la respuesta para un ángulo de incidencia diferente de la onda.

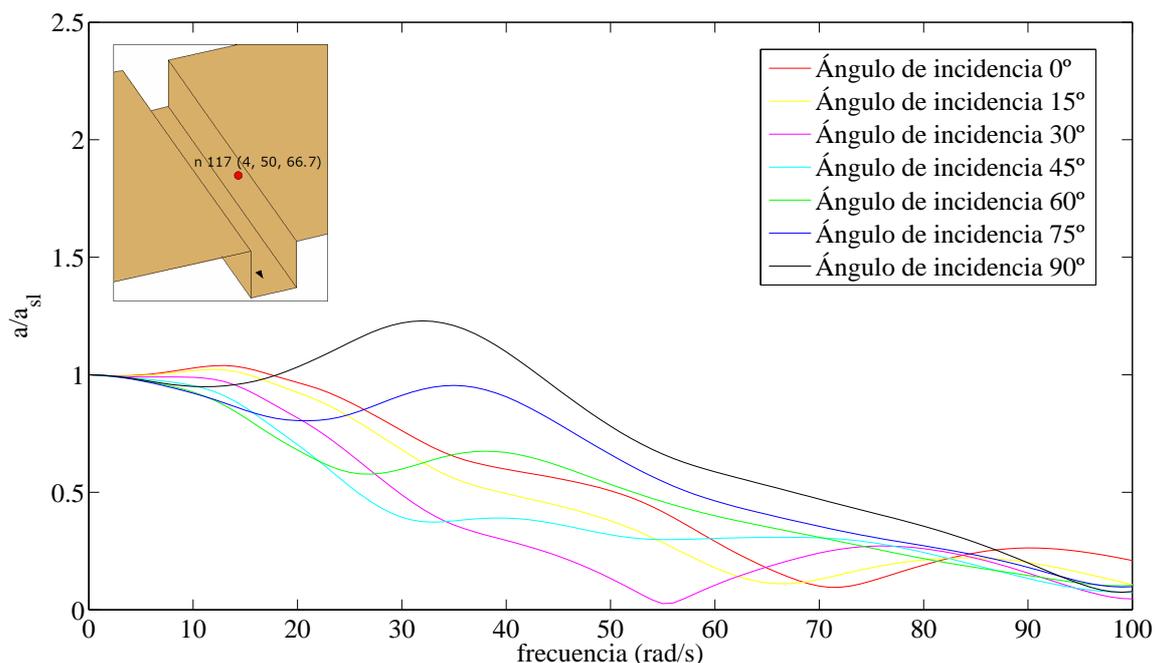


Figura 4.15. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 117. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

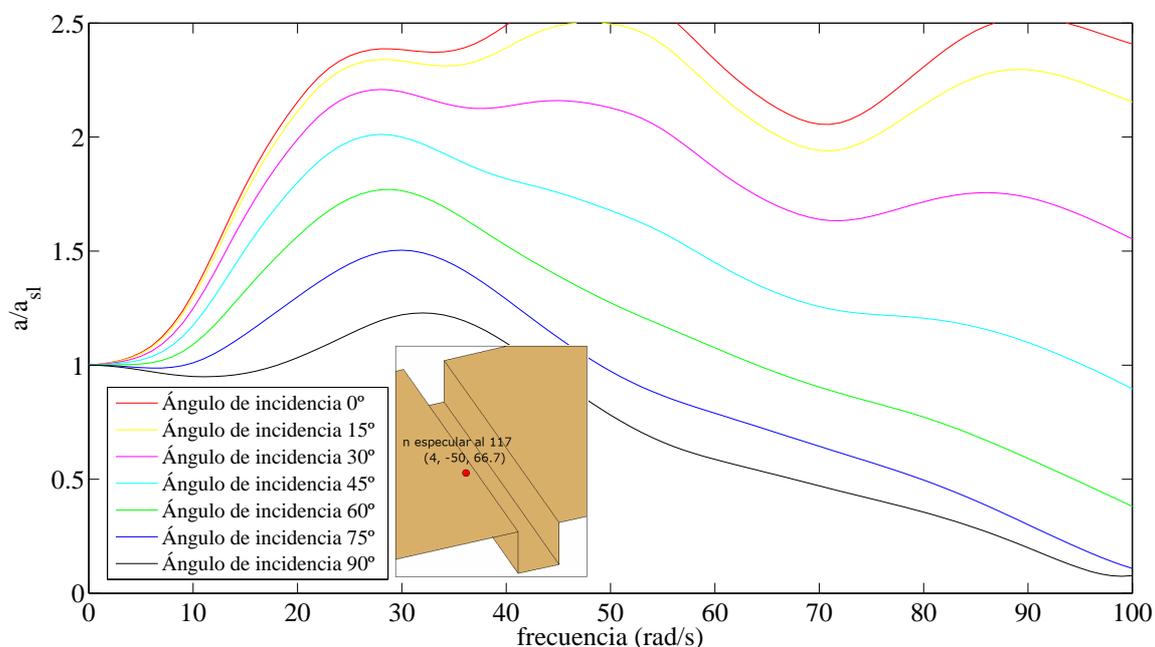


Figura 4.16. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo espejular al 117. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

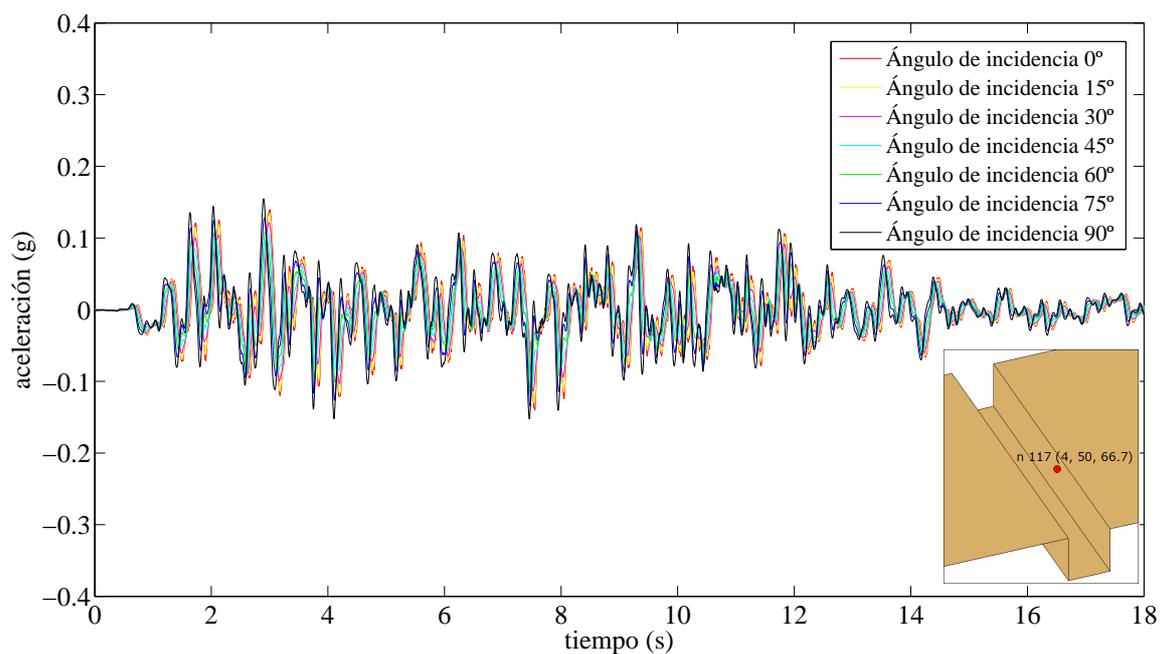


Figura 4.17. Problema de interacción cinemática. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 117. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

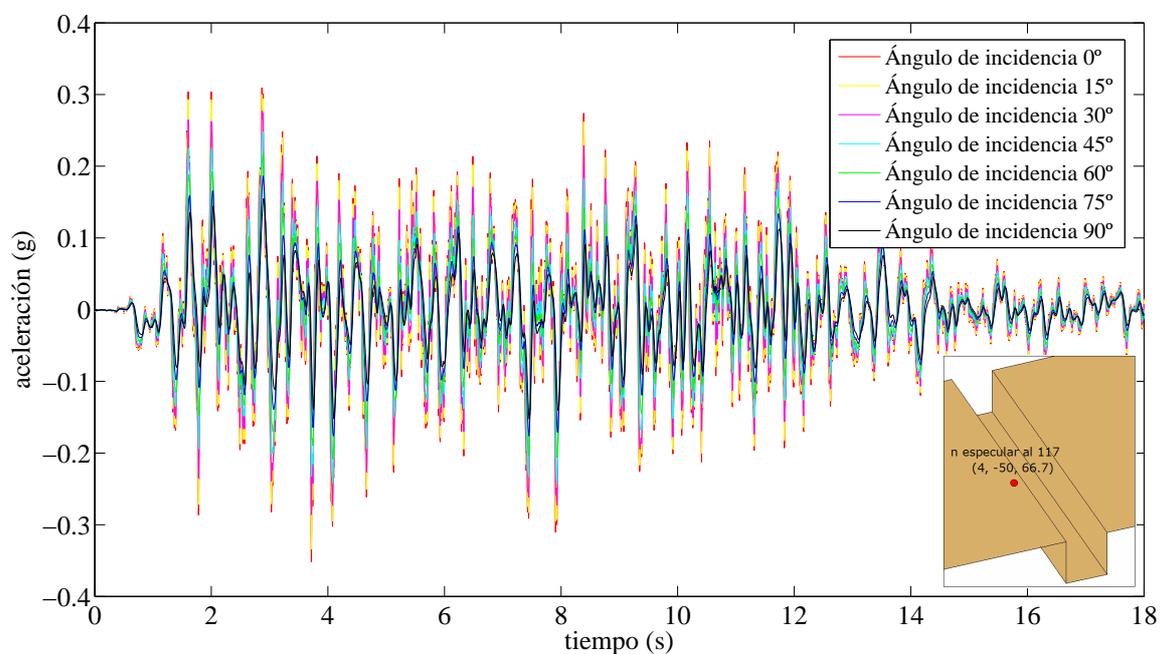


Figura 4.18. Problema de interacción cinemática. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 117. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

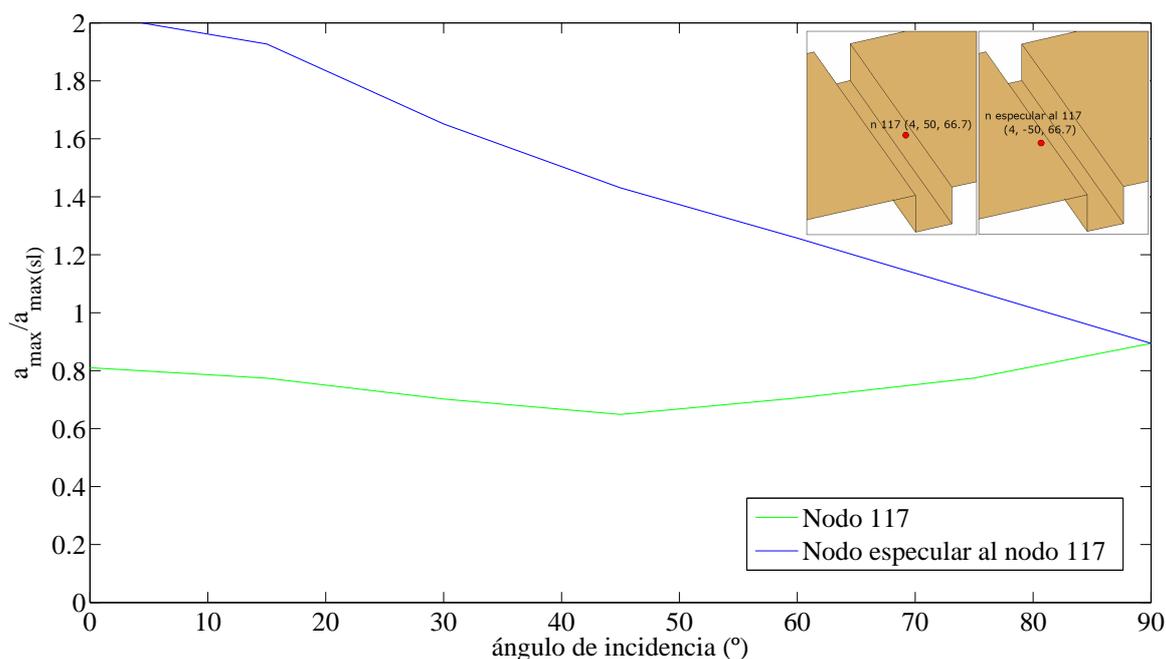


Figura 4.19. Problema de interacción cinemática. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 117 y su espejular normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

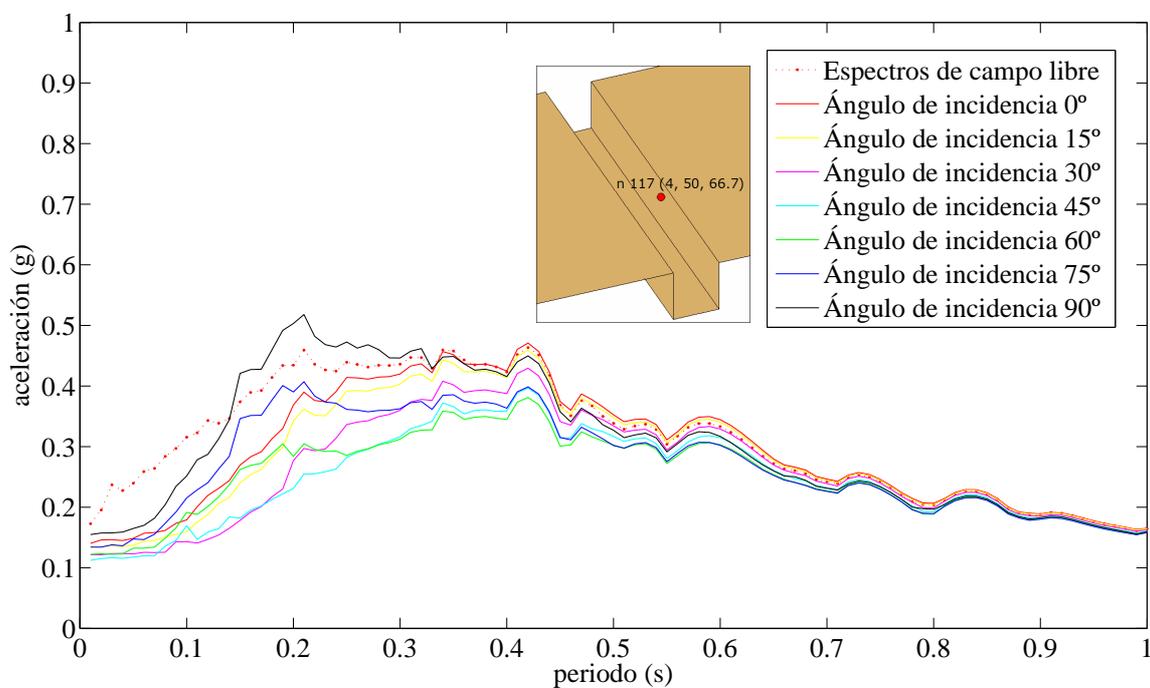


Figura 4.20. Problema de interacción cinemática. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 117. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

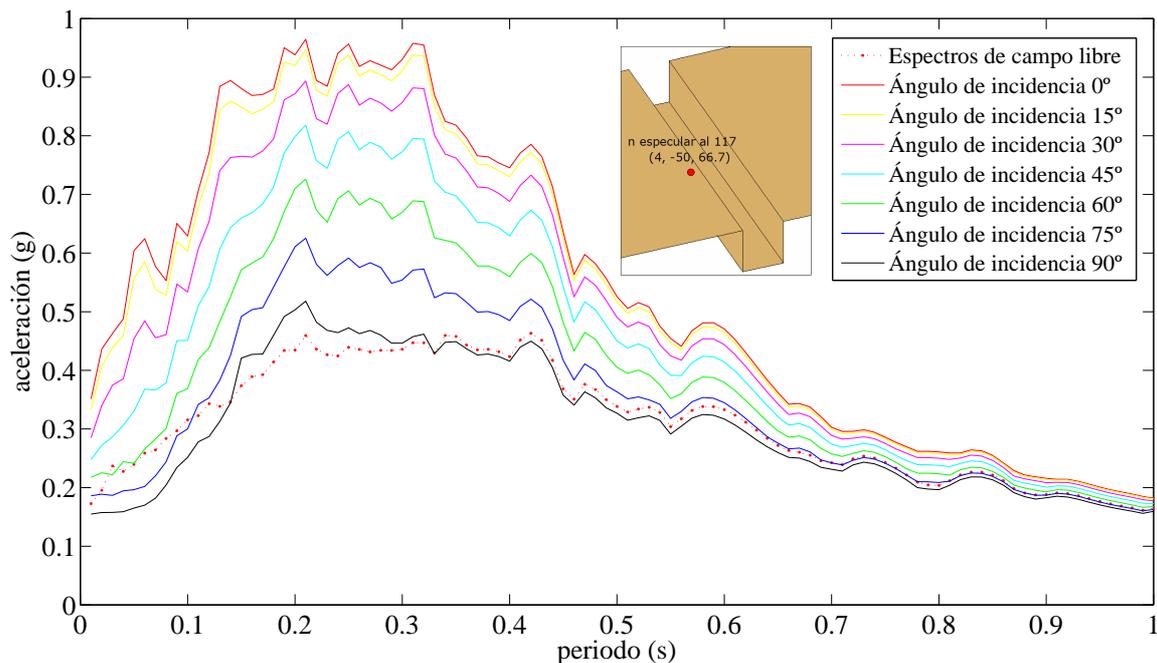


Figura 4.21. Problema de interacción cinemática. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 117.

Curvas para las diferentes incidencias de la onda

El análisis del nodo 117 y su especular nos aporta varios aspectos a destacar. Es evidente que la respuesta en el nodo especular es mucho más desfavorable que para el nodo 117. Esto es lógico, ya que la onda ataca a la estructura por la zona en la que se ubica el nodo especular al nodo 117. La onda que proporciona mayores aceleraciones es la incidencia rasante. Para dicha incidencia también se tienen espectros de respuesta máximos muchos más desfavorables que los de campo libre y que los provocados por el resto de incidencias, para todo el rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el nodo especular al 117. Evidentemente la excitación vertical provoca idéntica respuesta en nodo 117 y en su especular, debido a que se trata de una excitación totalmente simétrica.

Los resultados obtenidos serán de utilidad en estudios posteriores para compararlos con los obtenidos para el problema real. Veremos así como afecta la inclusión de la presa y del agua embalsada en el modelo. Conviene profundizar en el análisis de la influencia del ángulo de incidencia en la respuesta sísmica de presas, ya que con el estudio del problema de interacción cinemática se han dejado ver ya algunos aspectos interesantes.

4.2.1.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA

EMBALSE VACÍO

El punto central de la coronación de la presa es un punto de especial interés en el análisis por las importantes amplificaciones de la aceleración respecto a la aceleración de campo libre que tienen lugar en este punto. Comenzaremos estudiando la influencia del ángulo de incidencia en la respuesta sísmica de la estructura cuando el embalse se encuentra vacío.

Las funciones de transferencia correspondientes a este caso, así como el análisis sísmico frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño se estudian en las figuras de la 4.22 a la 4.25.

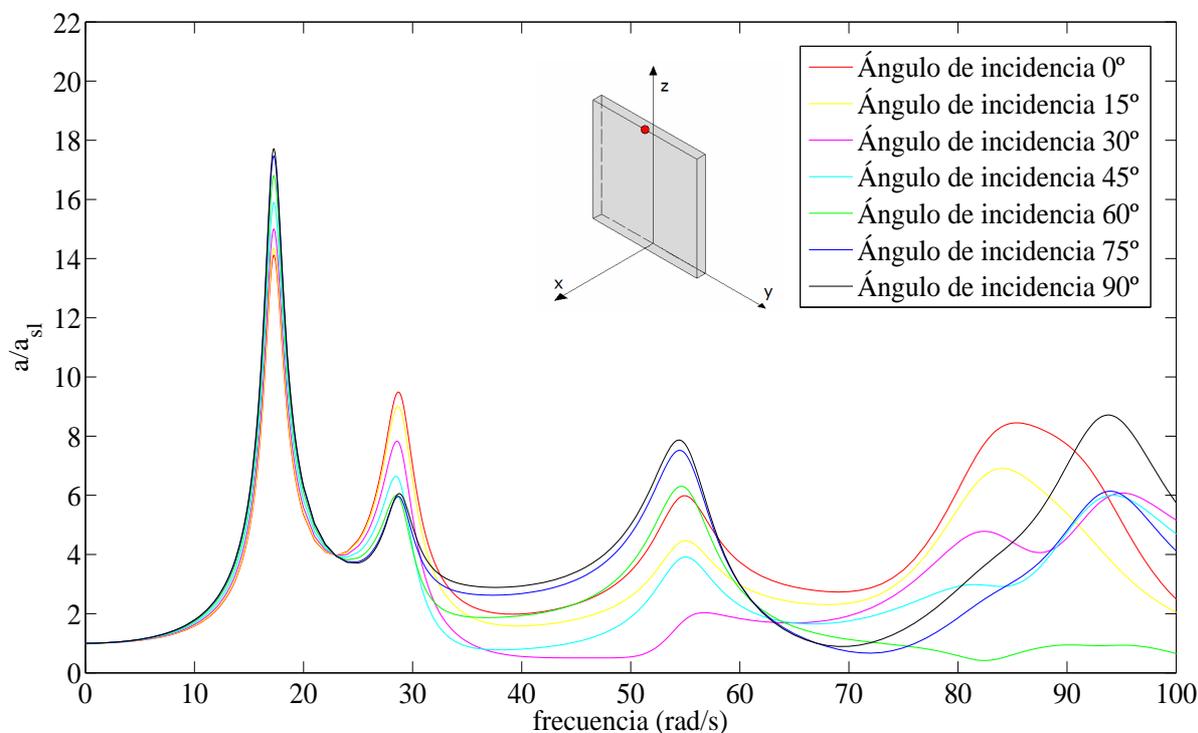


Figura 4.22. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

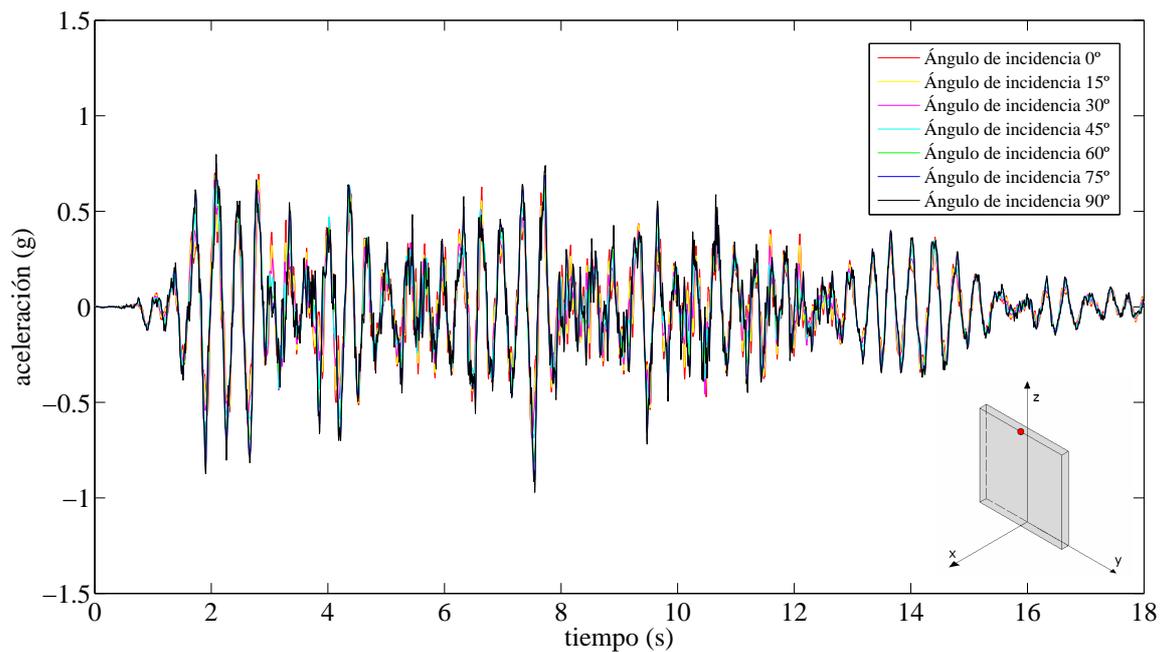


Figura 4.23. Embalse vacío. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación de la presa. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

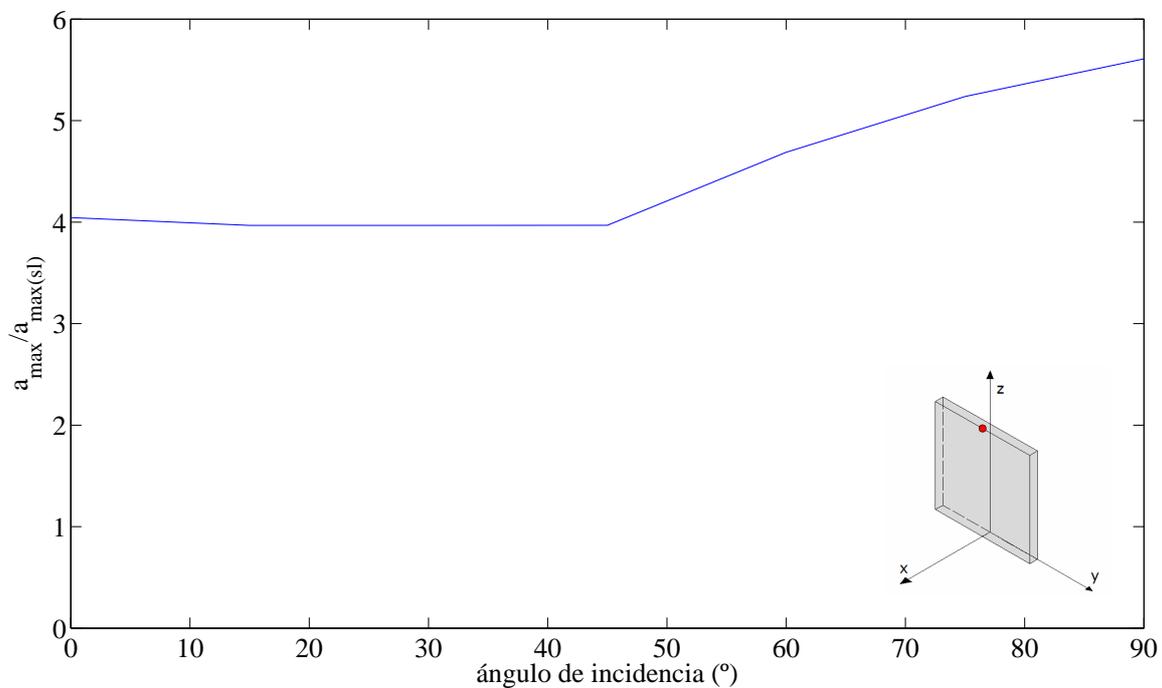


Figura 4.24. Embalse vacío. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

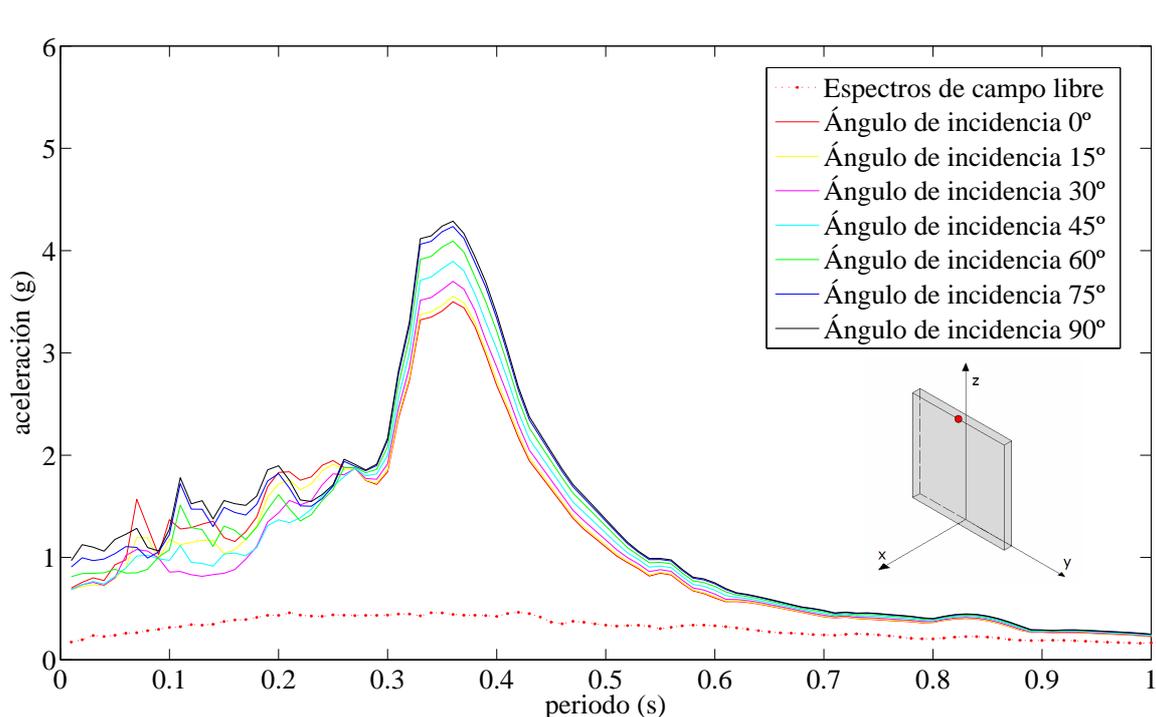


Figura 4.25. Embalse vacío. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

El análisis en coronación pone de manifiesto que la incidencia vertical provoca la respuesta más desfavorable. Cabía esperar estos resultados, ya que la respuesta provocada por una excitación simétrica, resulta especialmente desfavorable en el punto central de la coronación, en comparación con la respuesta a excitaciones no simétricas, por la forma que tiene de moverse el estribo ante estos tipos de excitaciones. Este aspecto se analizará en apartados posteriores.

Se aprecian las importantes amplificaciones que tienen lugar para la incidencia vertical, tanto de aceleraciones máximas en relación con respecto a las aceleraciones máximas en campo libre como en los espectros de respuesta máximos en relación a los espectros de respuesta máximos de campo libre.

La influencia del ángulo de incidencia de la onda puede verse alterada según el nivel de llenado del embalse. Para estudiar este aspecto se analizarán los casos del embalse a la mitad de su capacidad y del embalse lleno.

EMBALSE A LA MITAD DE SU CAPACIDAD

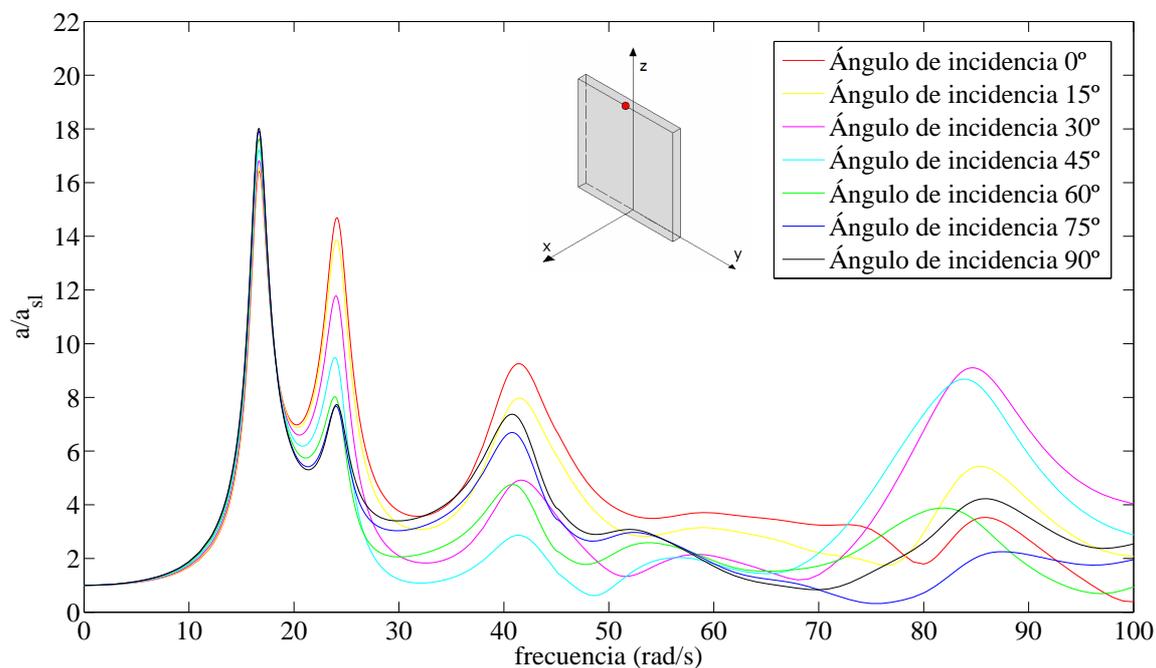


Figura 4.26. Embalse a la mitad de su capacidad. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

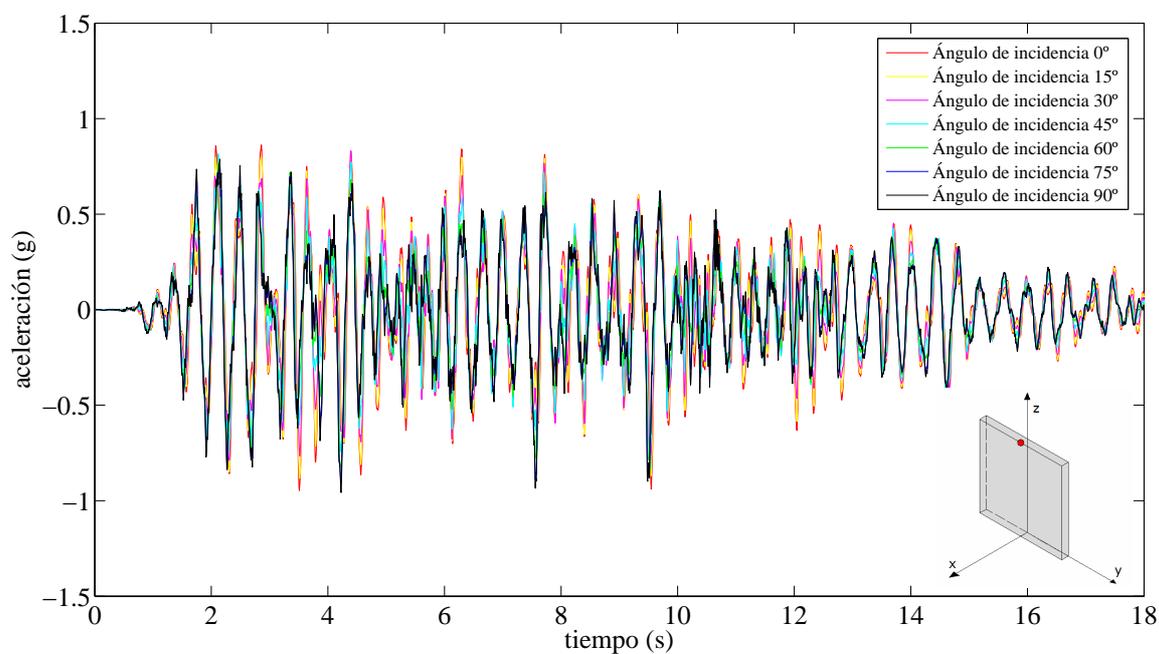


Figura 4.27. Embalse a la mitad de su capacidad. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación de la presa. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

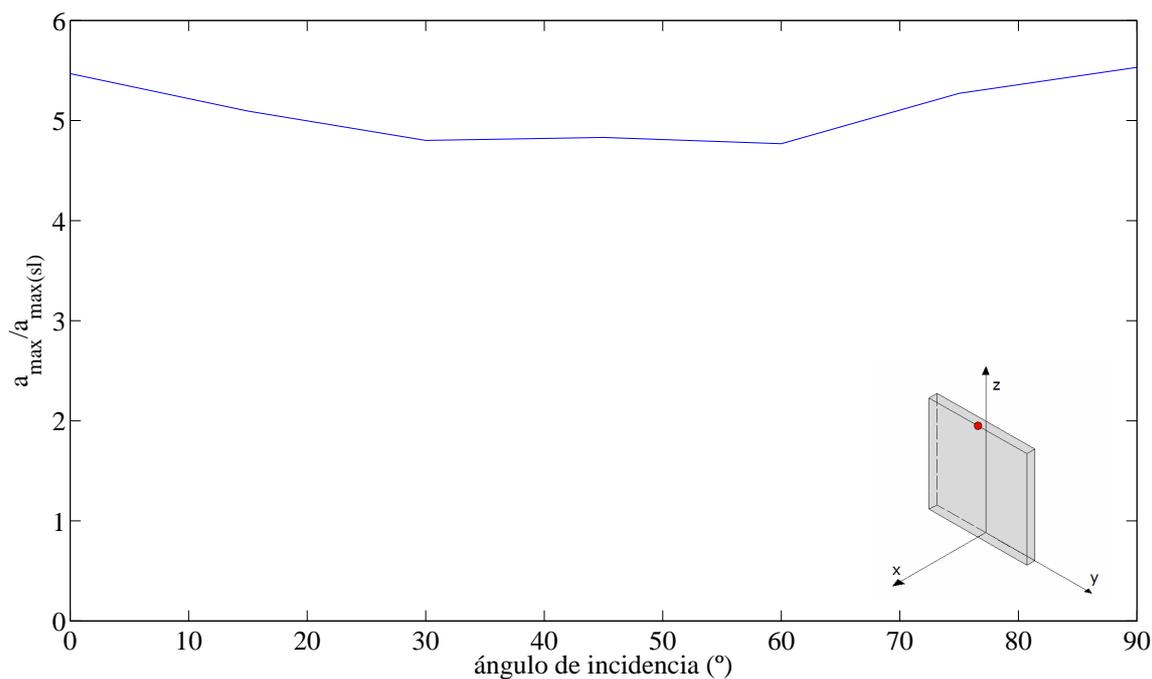


Figura 4.28. Embalse a la mitad de su capacidad. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

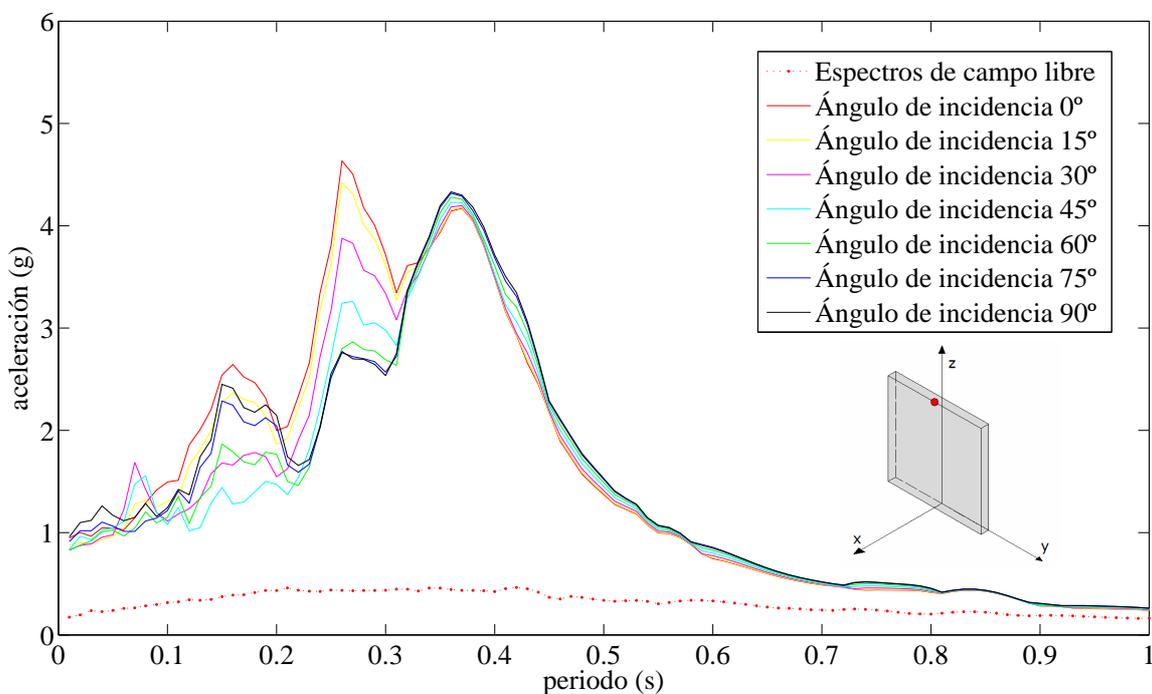


Figura 4.29. Embalse a la mitad de su capacidad. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Para este caso se observa una mayor igualdad entre las diferentes incidencias estudiadas. La incidencia rasante provoca los espectros de respuesta máximos más desfavorables para un rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado inferiores a 0.33 s. Mientras, para periodos altos, la igualdad entre las diferentes incidencias es máxima. Para este rango el ángulo de incidencia no es un factor determinante, mientras que sí lo es para periodos naturales bajos.

Se observa como la influencia del ángulo de incidencia cuando se estudia el nodo de coronación depende a su vez de otros factores, como el nivel de llenado del embalse. Ambos factores tienen una importancia significativa en la respuesta sísmica en coronación de la presa.

EMBALSE LLENO

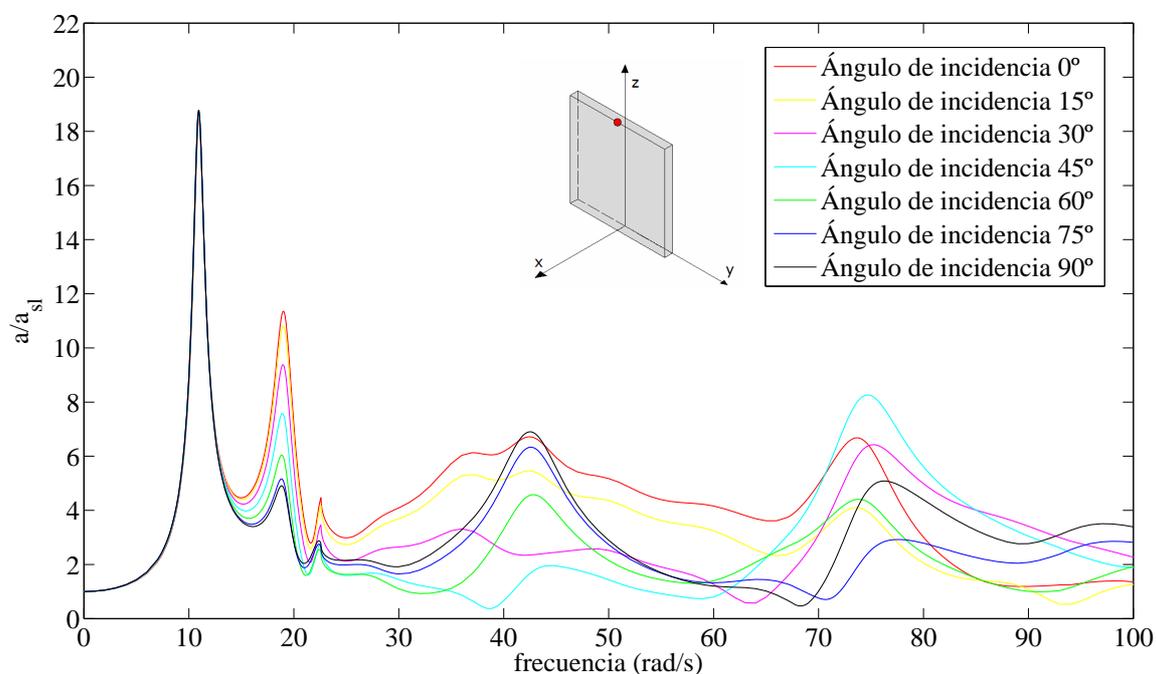


Figura 4.30. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

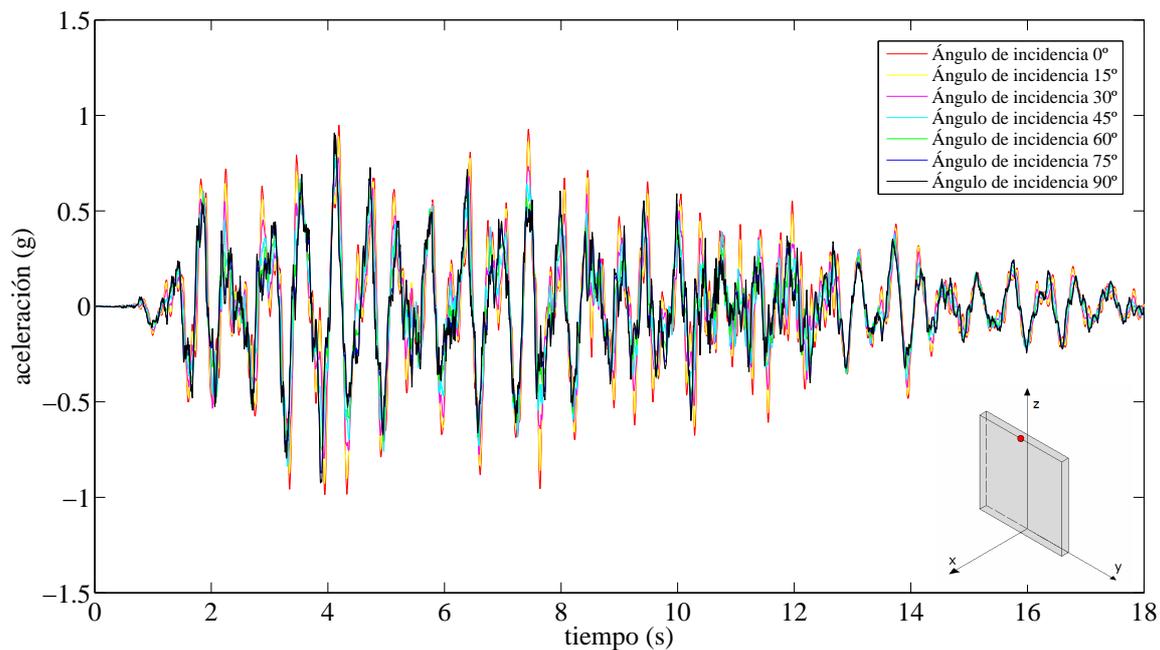


Figura 4.31. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación de la presa. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

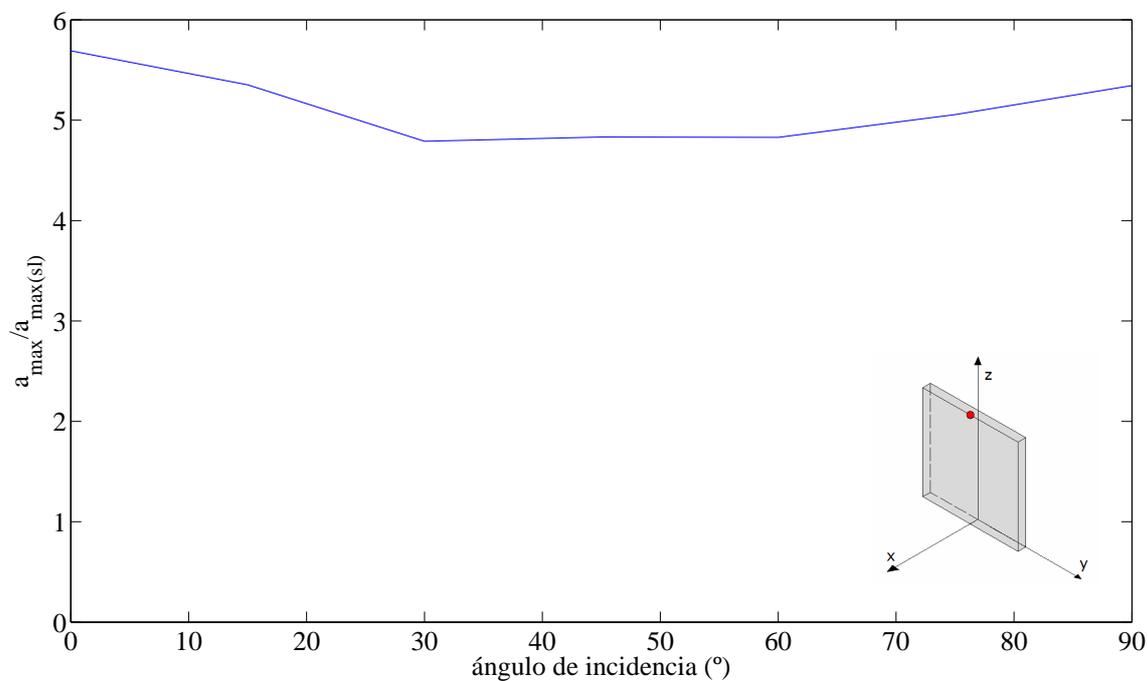


Figura 4.32. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

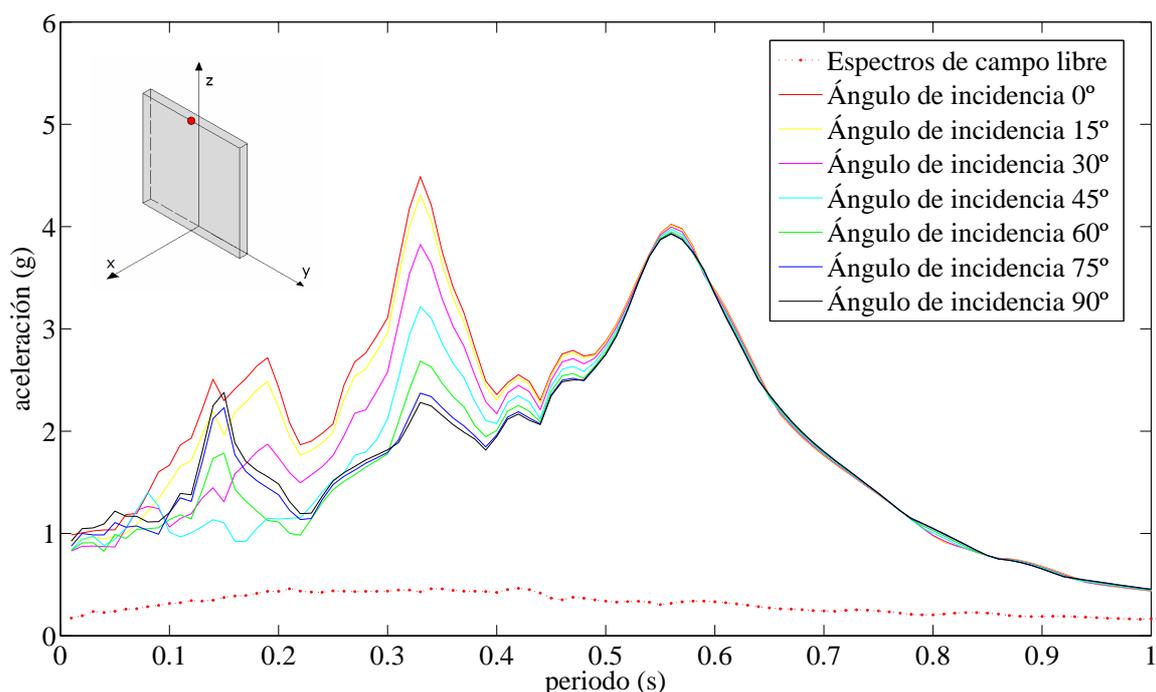


Figura 4.33. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Este caso es muy similar al del embalse a la mitad de su capacidad. Las aceleraciones máximas también se producen para la incidencia rasante aunque no con grandes diferencias respecto a la incidencia vertical. Con respecto a los espectros de respuesta, para periodos naturales bajos del sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado se obtienen las aceleraciones máximas para la incidencia rasante. Para periodos naturales altos el ángulo de incidencia de la onda no tiene influencia en la respuesta.

Lo que está claro es que las respuestas más desfavorables las provocan la incidencia rasante y la vertical o las cercanas a esta, siendo los ángulos intermedios mucho más favorables en cuanto a la respuesta en coronación se refiere. Evidentemente, la influencia del ángulo de incidencia puede cambiar de unos problemas a otros. En apartados posteriores se estudiará la repuesta en coronación en función del ángulo de incidencia para los diferentes modelos de la presa de Morrow Point.

ESTUDIO CONJUNTO DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE Y DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA DE LA ONDA.

La figura 4.34 nos permite analizar de forma muy general la influencia conjunta del ángulo de incidencia y el nivel de llenado del embalse. En ella se combinan las curvas de las figuras 3.24, 3.28 y 3.32, que representan la aceleración máxima en valor absoluto normalizada con la aceleración máxima de campo libre, en función del ángulo de incidencia y para los tres casos estudiados: embalse vacío, embalse a la mitad de su capacidad y embalse lleno.

Las respuestas en aceleraciones máximas más altas para ángulos de incidencia cercanos a la incidencia rasante se obtienen para los niveles de llenado más altos, con diferencias importantes. A medida que el ángulo de incidencia se acerca a la incidencia vertical, se iguala la respuesta para los tres casos, siendo ligeramente superior la respuesta para embalse vacío.

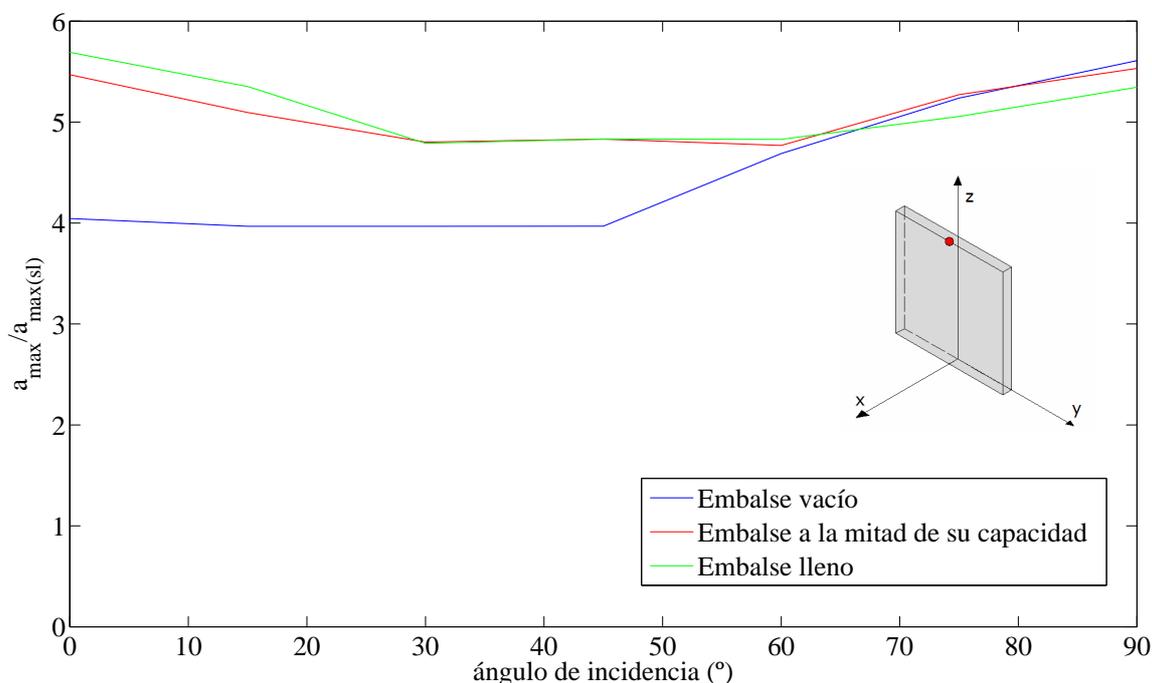


Figura 4.34. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Niveles de llenado del embalse analizado

El caso que más se ve afectado por la influencia del ángulo de incidencia es el de embalse vacío. Y la incidencia que se ve afectada en mayor medida por el nivel de llenado del embalse es la rasante y las cercanas a ella.

Se aprecia como el ángulo de incidencia de la onda altera la respuesta en todos los casos, pero también se comprueba como la forma en la que se ve alterada dicha respuesta depende de otros factores, como el nivel de llenado del embalse.

4.2.1.3.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN ANTEROPOSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESA

Conviene analizar también la respuesta que tiene lugar en la base de la presa, nodo 236 con coordenadas (0, 0, 0). Aunque las amplificaciones son menores que en coronación, el punto a analizar es también un punto sensible de la cimentación de la presa. Estudiaremos los casos de embalse vacío, a la mitad de su capacidad y lleno.

EMBALSE VACÍO

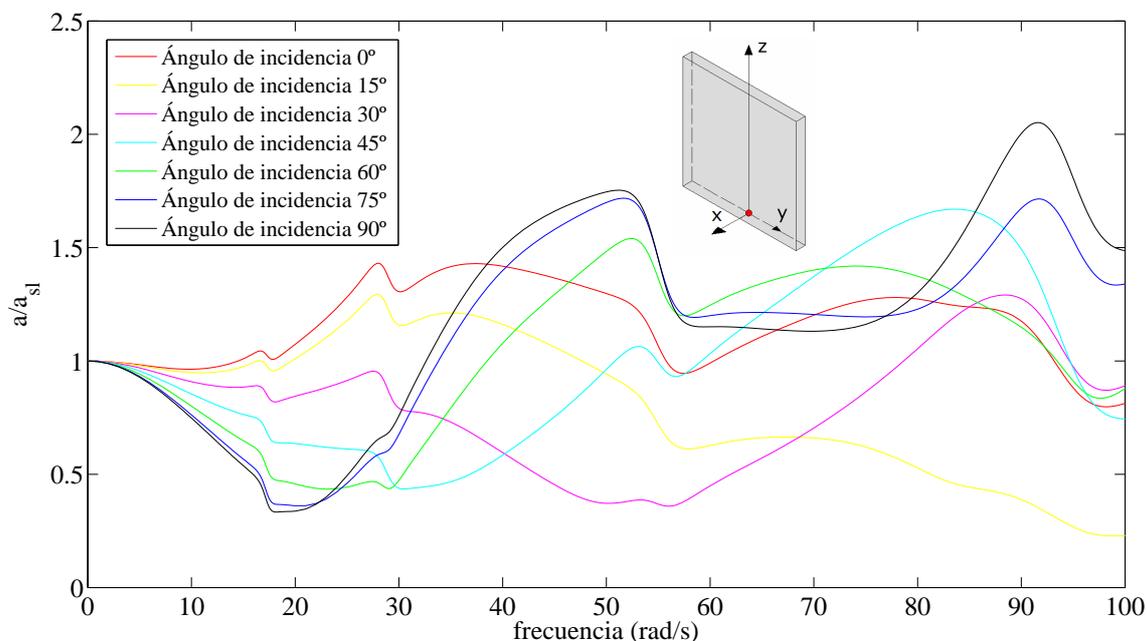


Figura 4.35. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 236. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

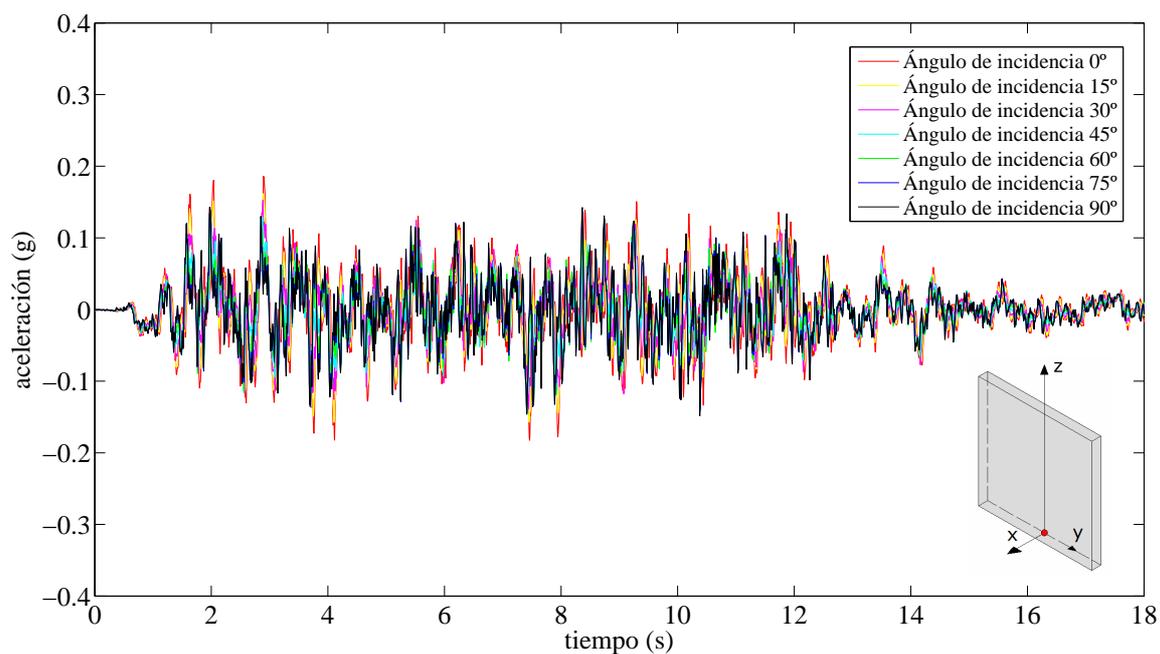


Figura 4.36. Embalse vacío. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

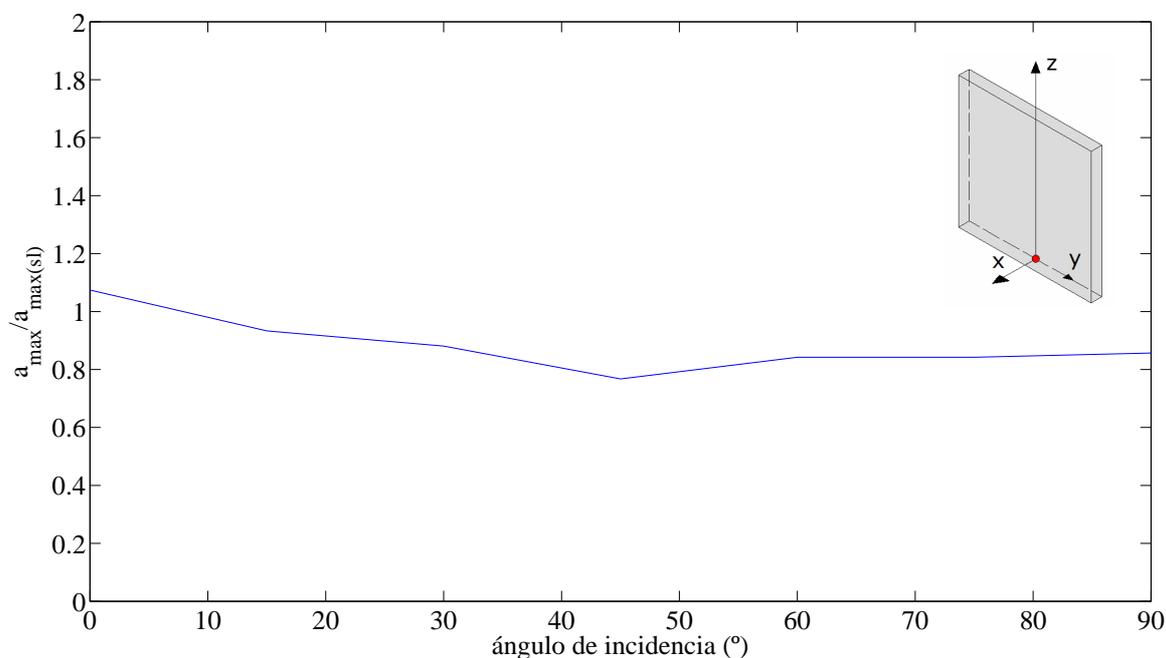


Figura 4.37. Embalse vacío. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 236 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

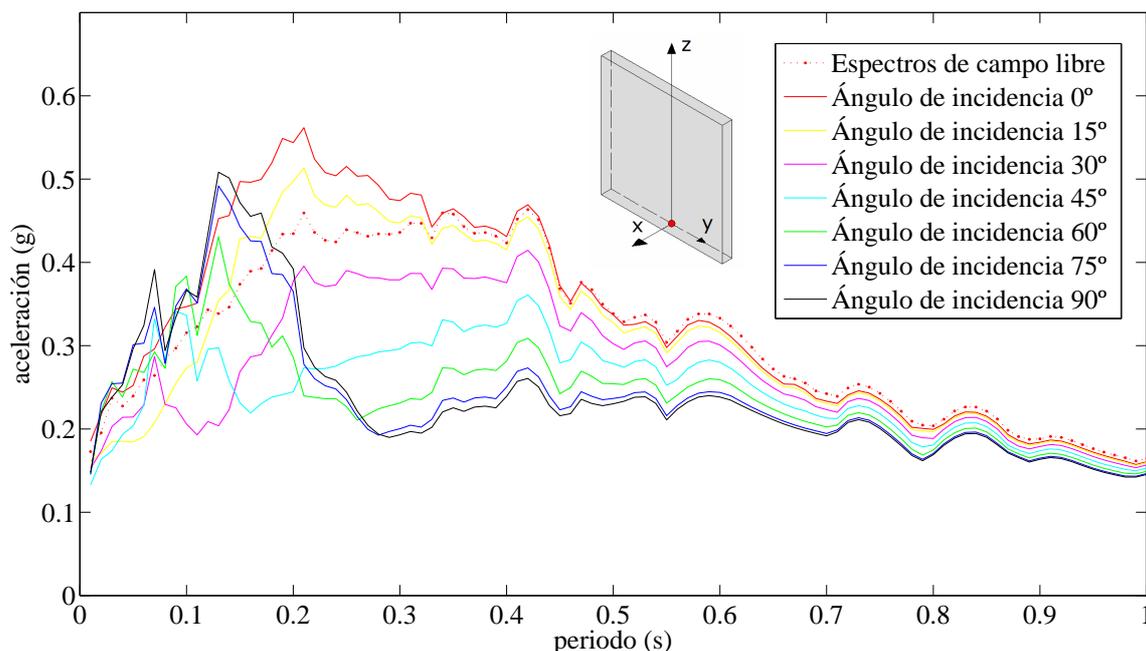


Figura 4.38. Embalse vacío. Espectros de respuesta máximas de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Se ha cambiado la escala de las curvas, ya que la respuesta es mucho más baja que la que se tiene en coronación. Este cambio nos permite estudiar al detalle las curvas obtenidas.

El análisis nos deja ver que la respuesta que tiene lugar en este punto depende en gran medida de la incidencia de la onda. La respuesta más desfavorable la proporciona la incidencia rasante. En la figura (4.38) se observa que para periodos bajos de un sistema de un grado de libertad que se sitúe en el punto analizado, la incidencia más desfavorable es la vertical. Para periodos de un valor superior a 0.15 segundos, el espectro más desfavorable es el correspondiente a la incidencia rasante.

Para el punto estudiado se obtiene una respuesta muy baja comparada con la obtenida en coronación de la presa, estando muchos tramos de las curvas de los espectros de respuesta máximos por debajo de los espectros de campo libre. Sin embargo, debido al carácter especialmente sensible de esta zona es interesante su análisis. Para algunos modelos de la Presa de Morrow Point se efectuará un análisis más extenso en los estribos.

EMBALSE A LA MITAD DE SU CAPACIDAD

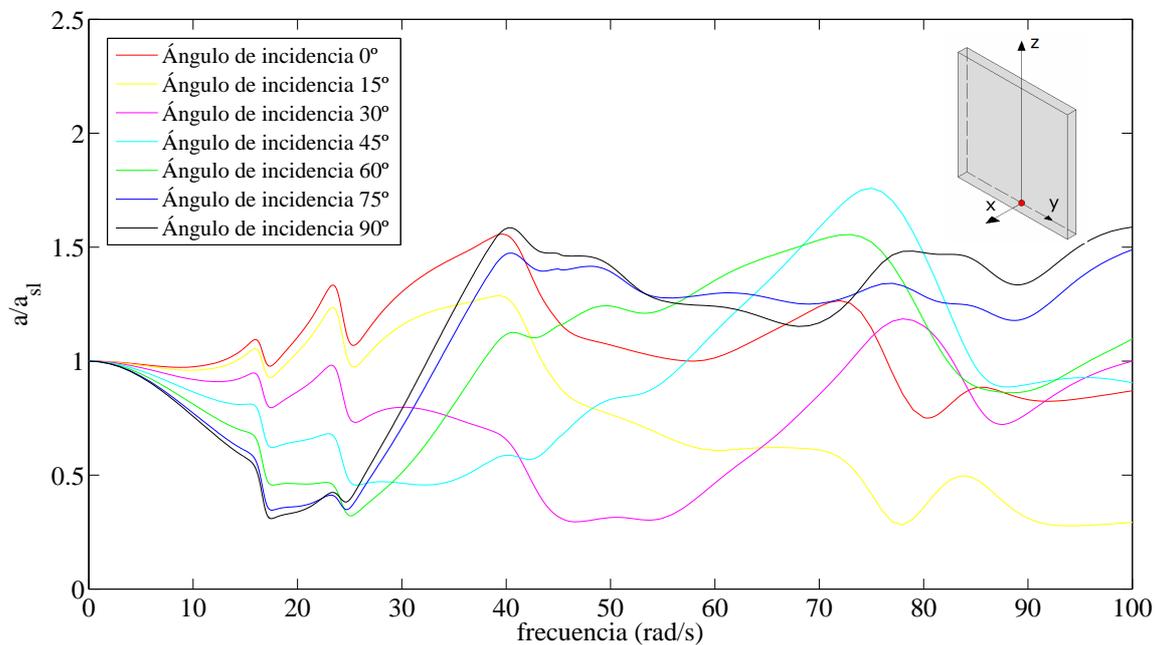


Figura 4.39. Embalse a la mitad de su capacidad. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 236. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

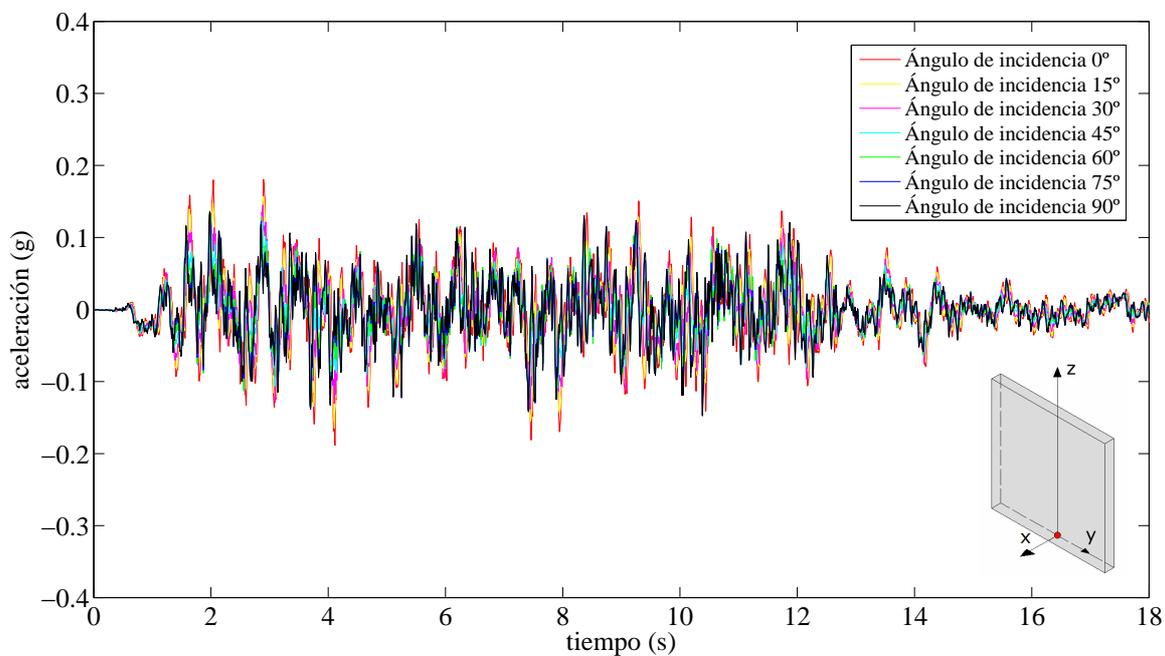


Figura 4.40. Embalse a la mitad de su capacidad. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

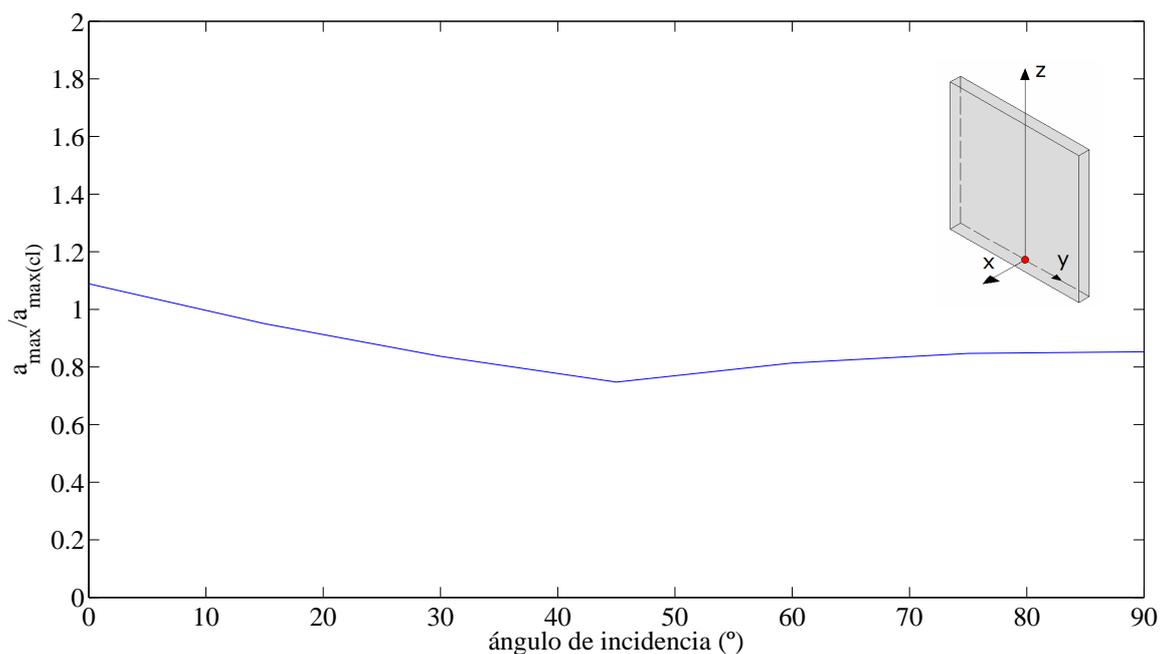


Figura 4.41. Embalse a la mitad de su capacidad. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 236 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

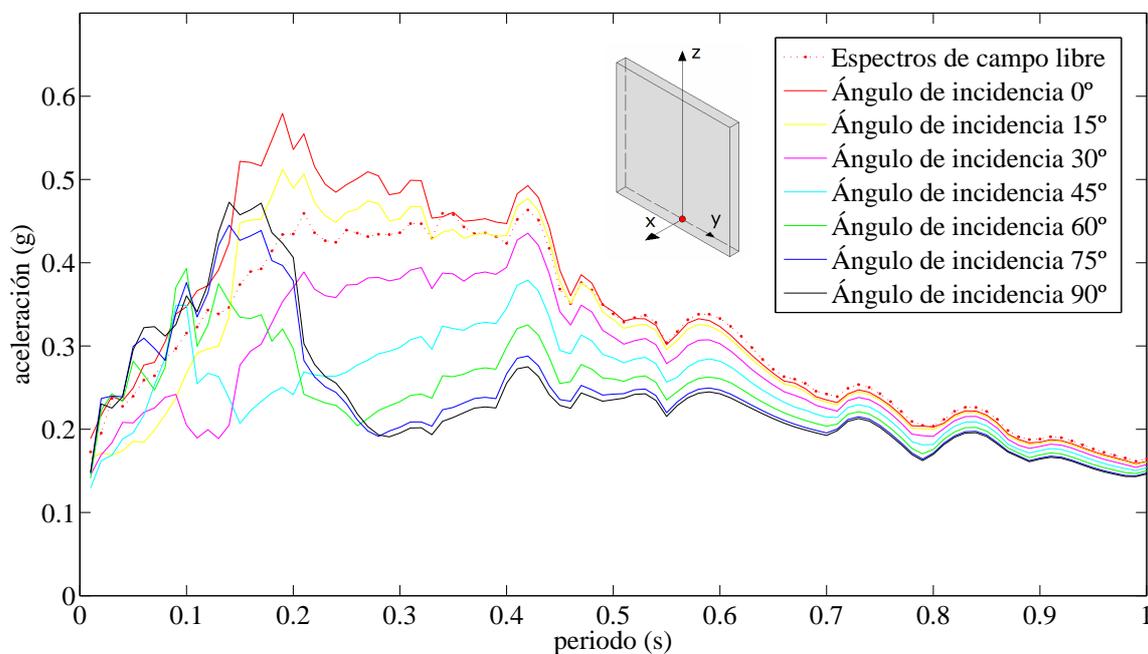


Figura 4.42. Embalse a la mitad de su capacidad. . Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Vemos que el cambio en el nivel de llenado del embalse apenas ha provocado cambios en la respuesta. Vuelve a ser la incidencia rasante la más desfavorable.

EMBALSE LLENO

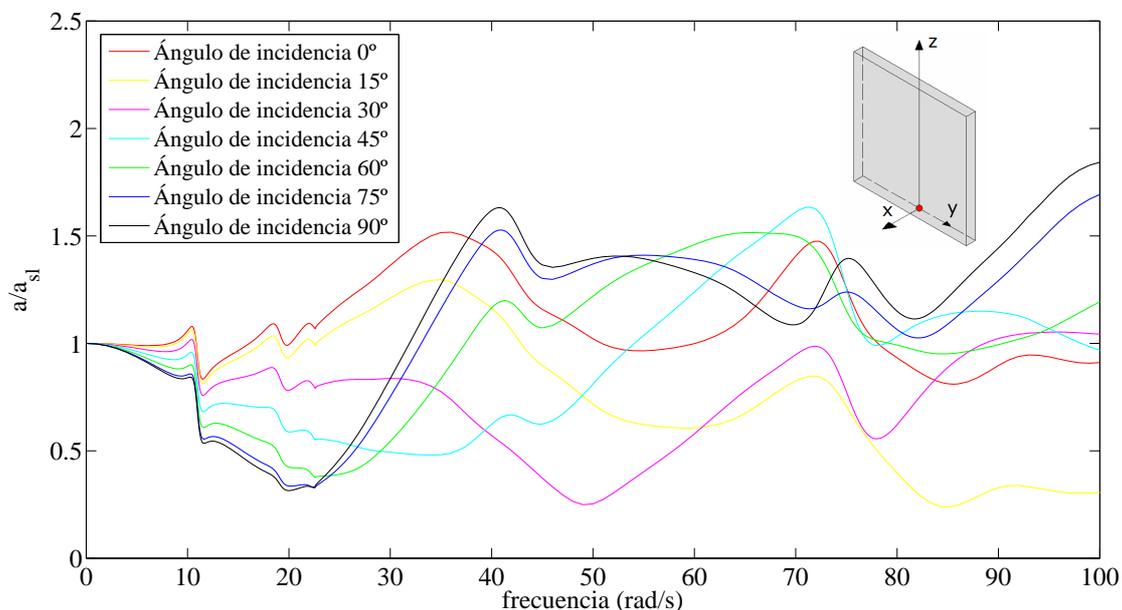


Figura 4.43. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 236. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

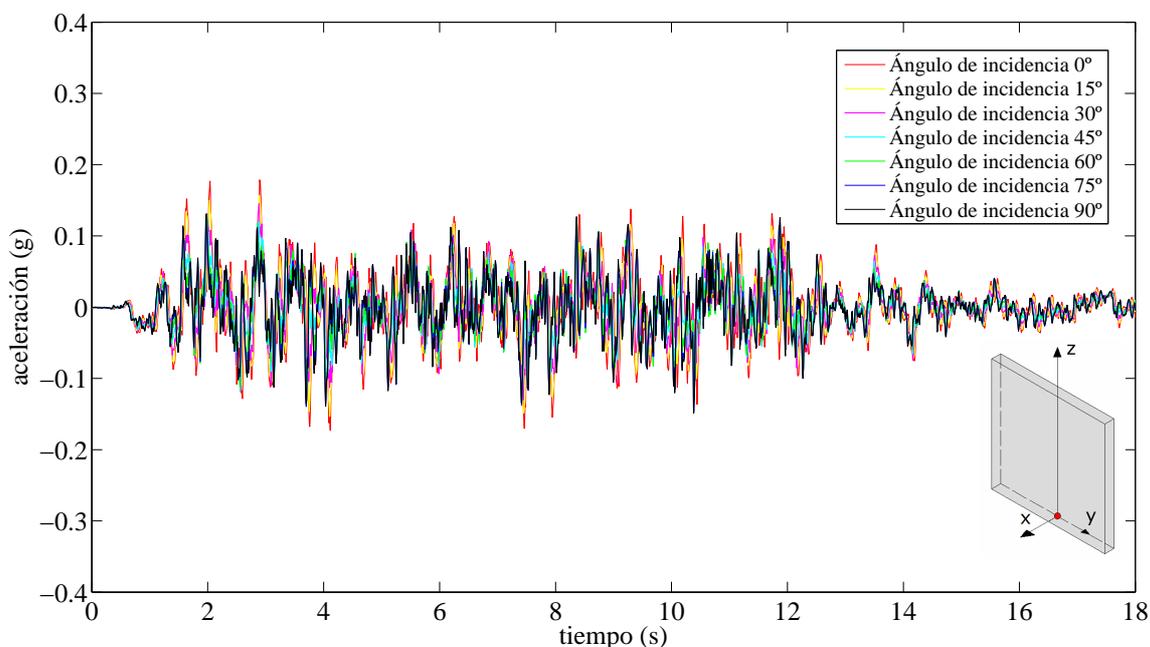


Figura 4.44. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

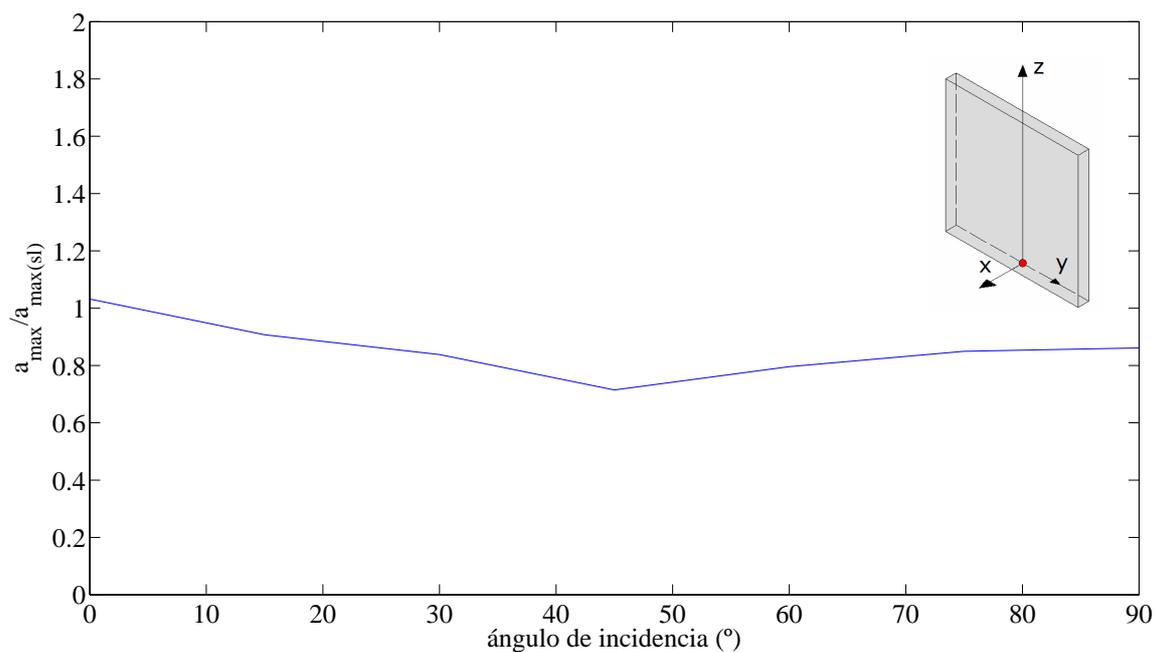


Figura 4.45. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 236 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

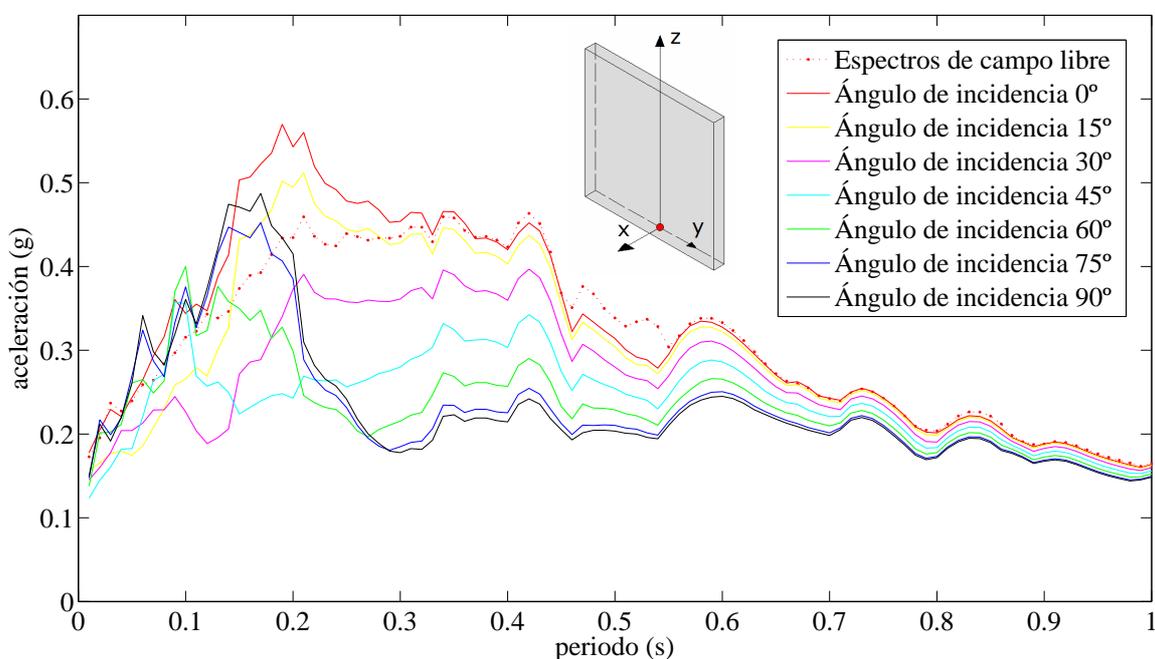


Figura 4.46. Embalse lleno. . Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

La respuesta vuelve a ser muy similar a la de los casos anteriores. Por tanto se puede concluir que en puntos de la cimentación, la influencia del nivel de llenado del embalse es mínima, como así se puede ver en la figura 4.47 en la que se comparan las aceleraciones máximas entre la aceleración máxima de campo libre para los diferentes niveles de llenado estudiados. Vemos que para incidencia vertical la respuesta máxima para los tres niveles es prácticamente la misma.

Lo que sí es un factor determinante en la respuesta del punto analizado es el ángulo de incidencia de las ondas, de tal forma que la incidencia rasante es la más desfavorable, provocando la respuesta máxima en aceleraciones temporales y en un rango bastante amplio de los espectros de respuesta máximos.

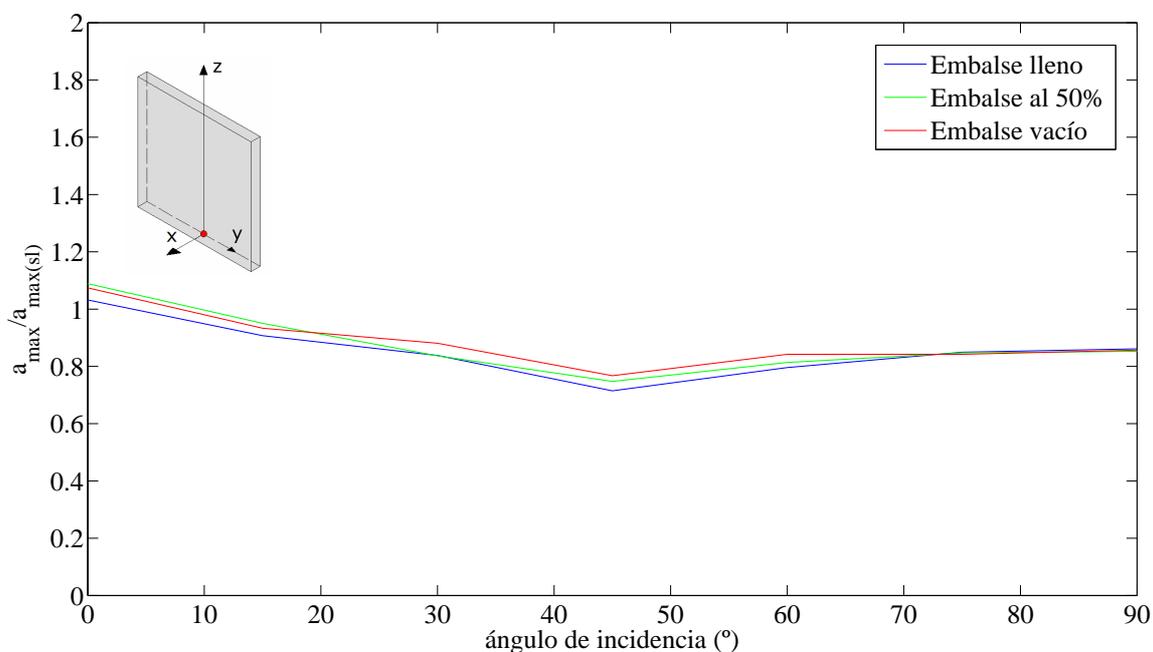


Figura 4.47. Diferentes niveles de llenado del embalse. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 236 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

Con el análisis en este nodo damos por concluido el estudio de la influencia del ángulo de incidencia de ondas SH en la respuesta de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Se realizará un análisis aún más extenso para la presa de Morrow Point en apartados posteriores.

4.2.2.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ANTE ONDAS DE RAYLEIGH CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA

4.2.2.1.- INTRODUCCIÓN A LAS ONDAS DE RAYLEIGH

Hasta ahora se ha sometido a nuestros diferentes modelos al ataque de ondas volumétricas (ondas SH y P) que se propagan desde la zona de la perturbación a través del terreno y atacan a la estructura.

Si embargo existen otros tipos de ondas, las ondas superficiales. Durante un seísmo, una estructura puede ser atacada a la vez tanto por ondas volumétricas como superficiales. Las ondas superficiales no se generan directamente con la fractura de la placa sino que surgen cuando las ondas volumétricas alcanzan la superficie. Este tipo de ondas predominan cuando la estructura se encuentra muy alejada de la fuente de la perturbación.

Un tipo de ondas de superficie son las ondas de Rayleigh. Evidentemente las ondas de Rayleigh también pueden incidir sobre la estructura con diferente ángulo de incidencia, por lo que hemos englobado su estudio en este capítulo. Intentaremos comparar la respuesta que provoca esta excitación sobre la estructura con la provocada por excitaciones volumétricas.

Antes de comenzar con el análisis expondremos de forma muy breve los fundamentos de la onda de Rayleigh. Si se quiere estudiar en profundidad la teoría sobre este tipo de ondas puede consultarse Achembach (1973).

Para realizar esta breve introducción considérese una onda en dos dimensiones propagándose en la dirección x_1 , como puede apreciarse en la figura 4.48. Una de las características más importantes de las ondas de Rayleigh es que el desplazamiento de las partículas decae exponencialmente a medida que aumenta la distancia a la superficie libre del medio.

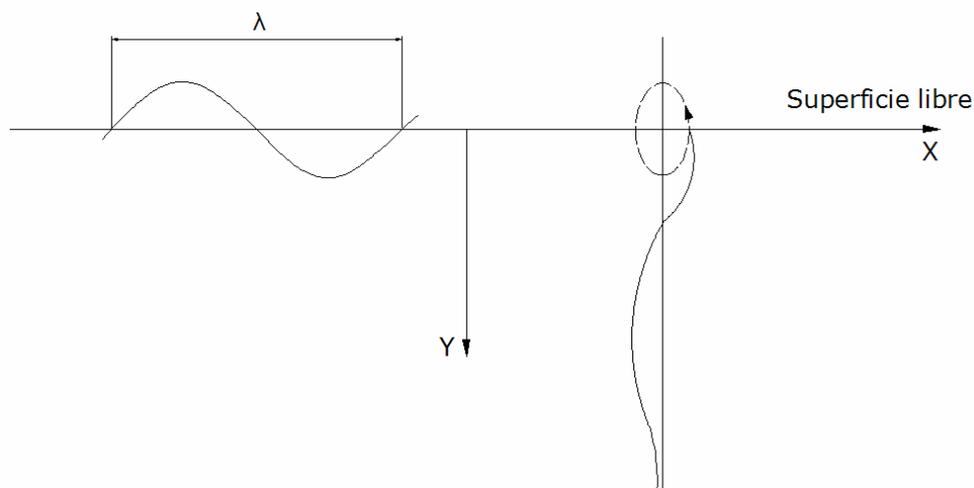


Figura 4.48. Ondas de Rayleigh

Las tres componentes del desplazamiento responden a expresiones de la forma:

$$u_1 = A \cdot e^{-b \cdot x_2} \cdot e^{[i \cdot k \cdot (x_1 - c \cdot t)]}$$

$$u_2 = B \cdot e^{-b \cdot x_2} \cdot e^{[i \cdot k \cdot (x_1 - c \cdot t)]}$$

$$u_3 = 0$$

La parte real de b es positiva de tal forma que el desplazamiento decrece cuando se incrementa x_2 . El desplazamiento tiende a cero cuando la distancia a la superficie libre alcanza ciertos límites.

La velocidad con la que se propagan las ondas de Rayleigh es menor que la velocidad con la que se propagan las ondas SH. La relación entre ambas velocidades depende del módulo de Poisson. En la tabla 4.1 aparece la relación entre la velocidad de las ondas SH y la de las ondas de Rayleigh para varios coeficientes de Poisson.

ν	C_R / C_S
0.000	0.862
0.250	0.919
0.333	0.932
0.500	0.955

Tabla 4.1. Relación entre las velocidades de la onda de Rayleigh y de la onda SH en función del módulo de Poisson

El grosor de la capa de superficie en el que se tienen valores del desplazamiento apreciables es de alrededor de dos veces la longitud de onda de las ondas de superficie.

Las componentes del desplazamiento (u_1 y u_2) están 90° desfasadas, de tal forma que la trayectoria descrita por las partículas son elipses. Si se toma como referencia la figura 4.48, el desplazamiento de las partículas va en el sentido contrario a las agujas del reloj en la superficie libre.

Para una profundidad de $x_2 = 0.2 \cdot \lambda$ la dirección de rotación se invierte y u_1 cambia de signo.

El eje mayor de la elipse es el normal a la superficie libre. El desplazamiento normal a la superficie libre es aproximadamente 1.5 veces el desplazamiento tangencial.

A cierta distancia de la fuente de la perturbación las ondas de superficie predominan frente a las volumétricas, debido a que estas últimas sufren atenuación.

Sin más, se va a comenzar ya con el análisis de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular cuando es atacada por ondas de Rayleigh que atacan la estructura con diferente ángulo de incidencia.

4.2.2.2.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA

Se va a estudiar el punto central de la coronación de la presa. Se someterá al problema a ondas de Rayleigh que inciden tanto desde la zona seca del cañón como desde la zona del agua embalsada (figura 4.49). Es decir, en el primer caso la onda se desplaza en el sentido negativo del eje 'x' y en el segundo caso en el sentido positivo de dicho eje. Se analiza la respuesta para tres niveles de llenado del embalse: Embalse vacío, embalse a la mitad de su capacidad y embalse lleno. De esta forma también se podrá evaluar la importancia del nivel de llenado del embalse.

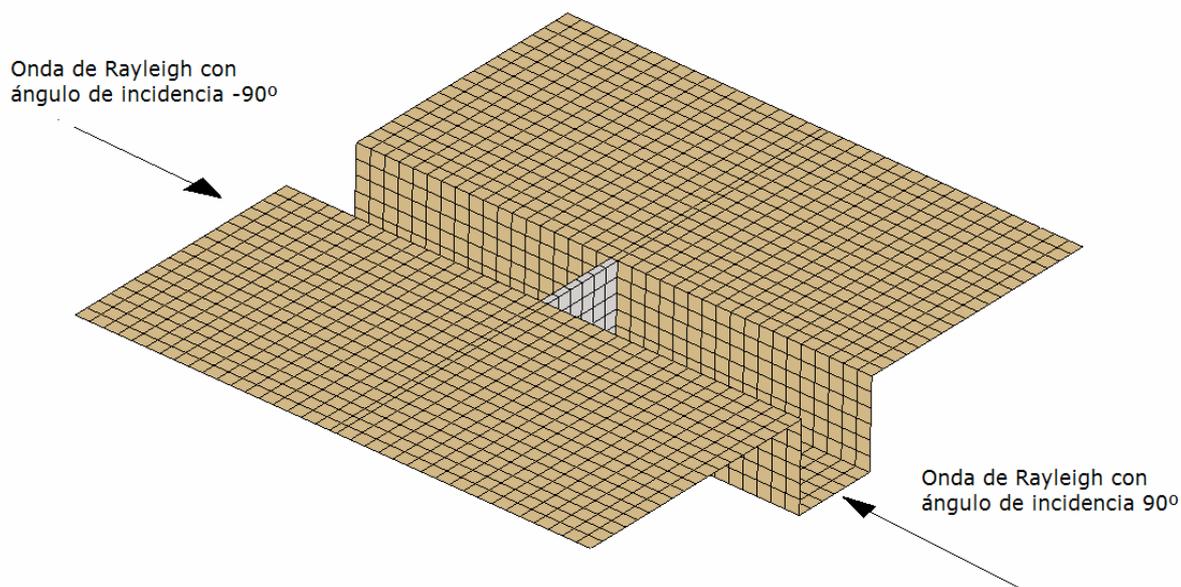


Figura 4.49. Problema de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular atacado por ondas de superficie de Rayleigh. Incidencias 90° y -90°

Recordemos que la onda de Rayleigh incidiendo según lo indicado en la figura 4.49 provoca en las partículas un desplazamiento con componente en dirección anteroposterior y con componente vertical. En este estudio nos centraremos en el análisis del movimiento en dirección anteroposterior. Se obtienen en primer lugar los resultados en frecuencia, como se ha venido haciendo a lo largo de todo el proyecto. Haciendo uso de estas funciones de transferencia podremos obtener resultados temporales frente a la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro, que es la excitación sísmica que se ha decidido emplear en este caso.

EMBALSE VACÍO

En este caso el problema es simétrico respecto al plano central de la presa, por lo que las dos ondas con diferente ángulo de incidencia deben provocar la misma respuesta en coronación de la presa. Seguiremos los pasos habituales en la exposición de resultados. Nótese que se ha realizado un cambio de escala en las curvas con el fin de apreciar al detalle los picos que tienen lugar para esta nueva excitación.

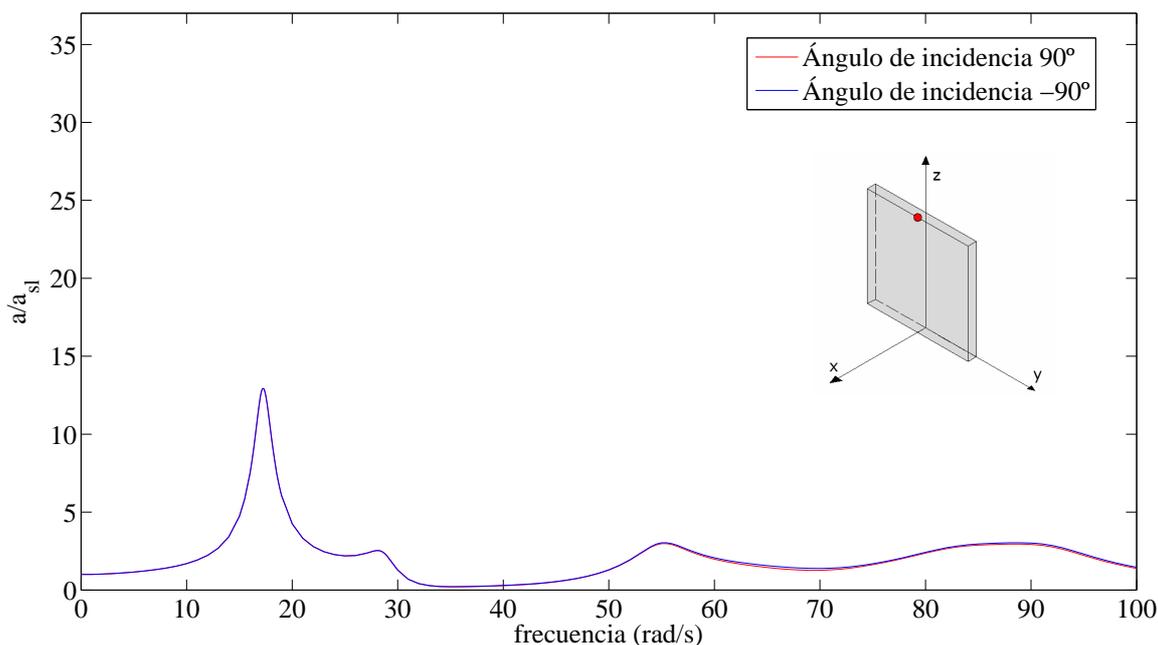


Figura 4.50. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento anteroposterior de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Ondas de Rayleigh atacando la estructura con ángulos de incidencia 90° y -90°

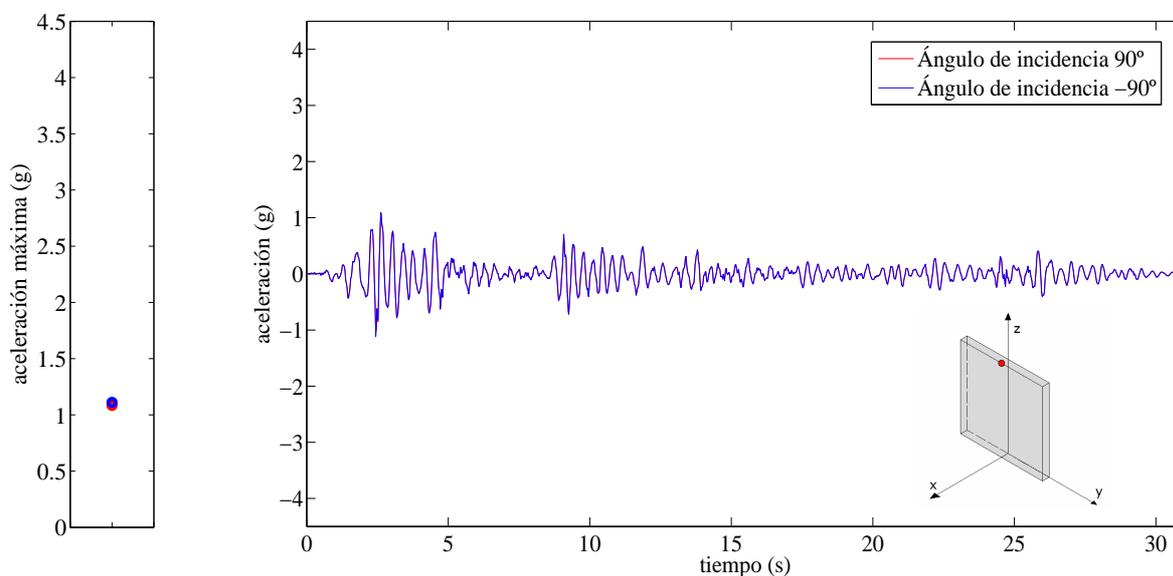


Figura 4.51. Embalse vacío. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro en el nodo central de la coronación. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para las dos incidencias analizadas. b) aceleraciones temporales para las dos incidencias analizadas

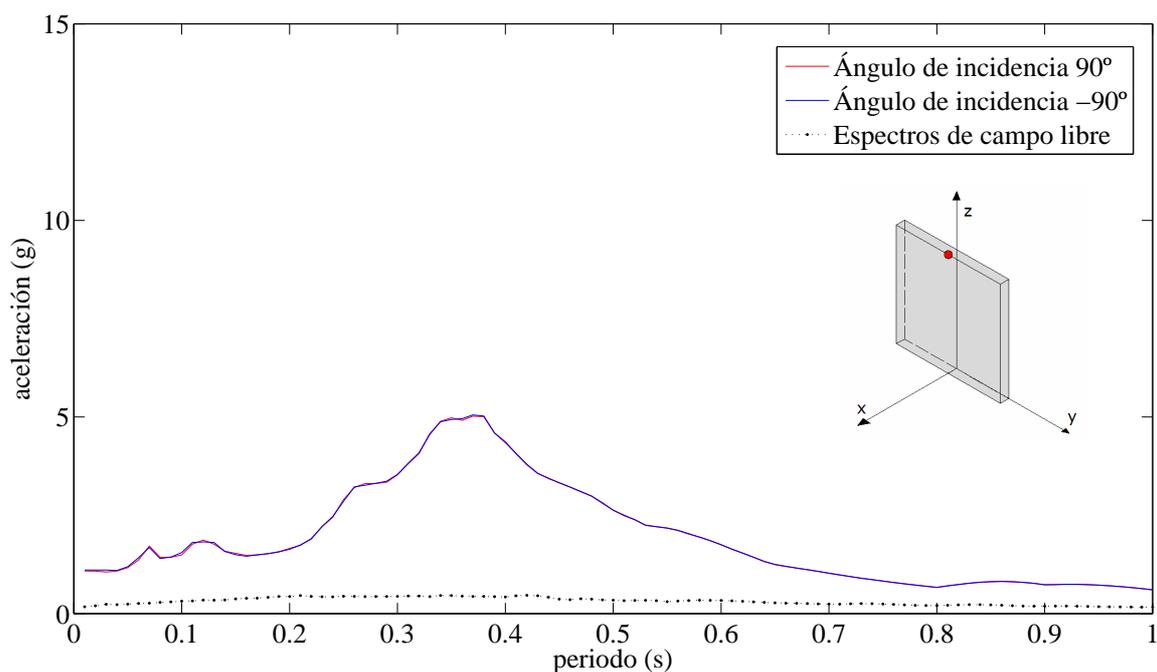


Figura 4.52. Embalse vacío. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de El Centro en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Como ya se avanzó anteriormente, las curvas para las dos ondas incidencias se superponen, debido a la simetría del problema respecto al plano central del muro. Si nos fijamos en la curva correspondiente a los espectros de respuesta vemos que se obtienen valores de la aceleración máxima muy importantes con respecto a las de campo libre, sobre todo para un rango de periodos naturales intermedio.

EMBALSE A LA MITAD DE SU CAPACIDAD

Las curvas correspondientes al análisis de este nivel de llenado del embalse se muestran en las figuras de la 4.53 a la 4.55. Vemos que ya se aprecian importantes diferencias entre las dos incidencias estudiadas. La onda que incide por la parte seca del cañón provoca una respuesta más desfavorable. Se obtienen espectros de respuesta más altos para prácticamente todo el rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad que se sitúe en el punto central de la coronación de la estructura. A medida que aumenta el nivel de agua embalsada el problema se vuelve más asimétrico y la diferencia entre ambas excitaciones tenderá a aumentar.

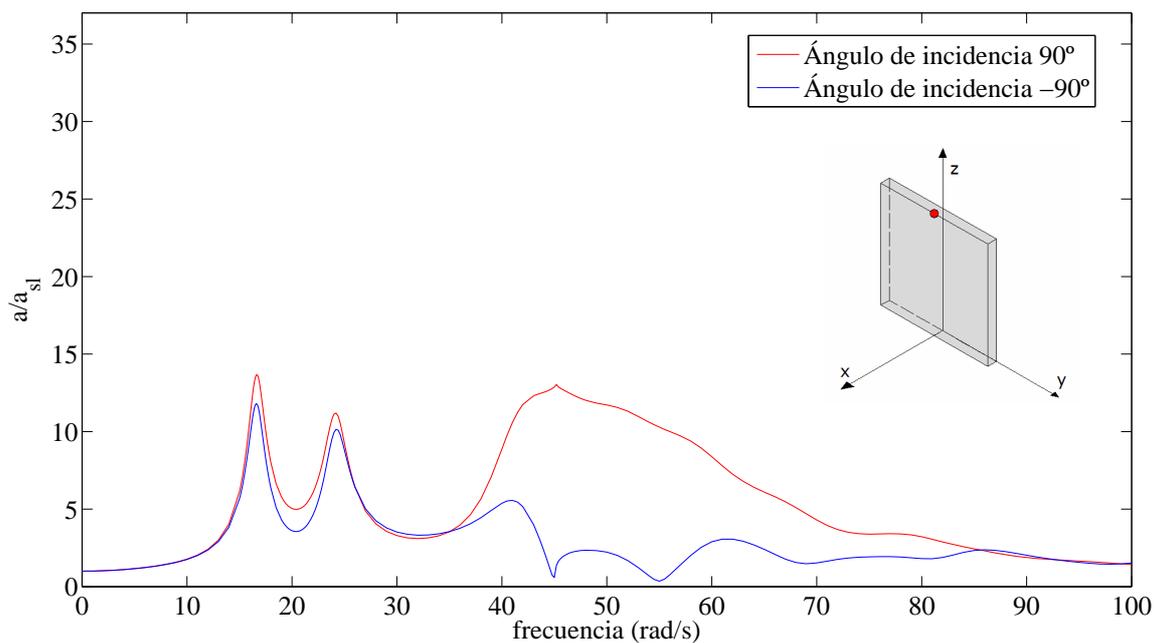


Figura 4.53. Embalse a la mitad de su capacidad. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento en dirección anteroposterior de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Ondas de Rayleigh atacando la estructura con ángulos de incidencia 90° y -90°

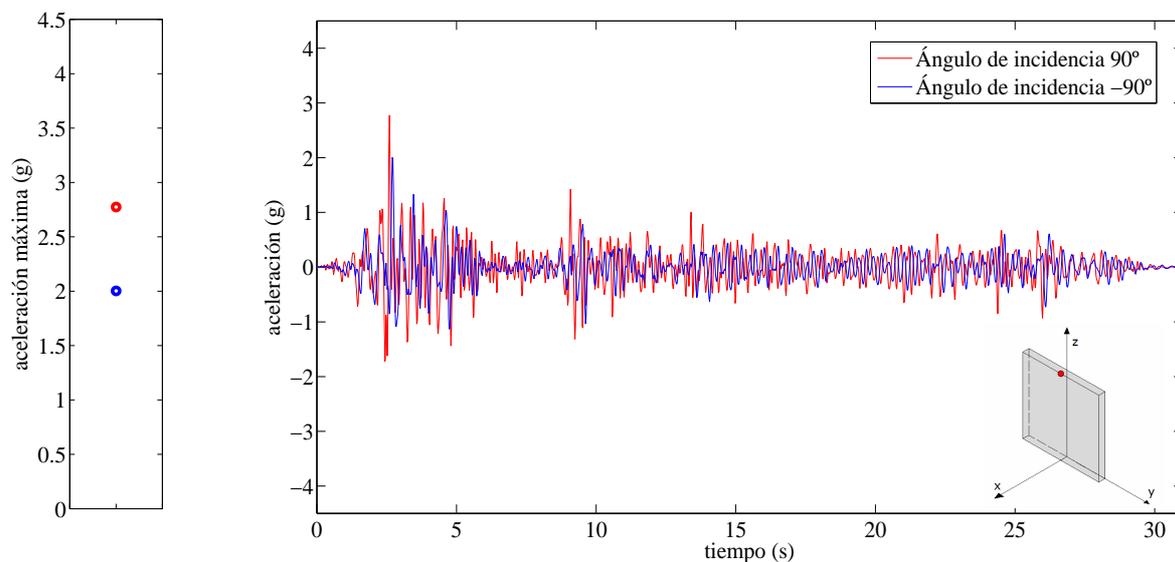


Figura 4.54. Embalse a la mitad de su capacidad. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro en el nodo central de la coronación. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para las dos incidencias analizadas. b) aceleraciones temporales para las dos incidencias analizadas.

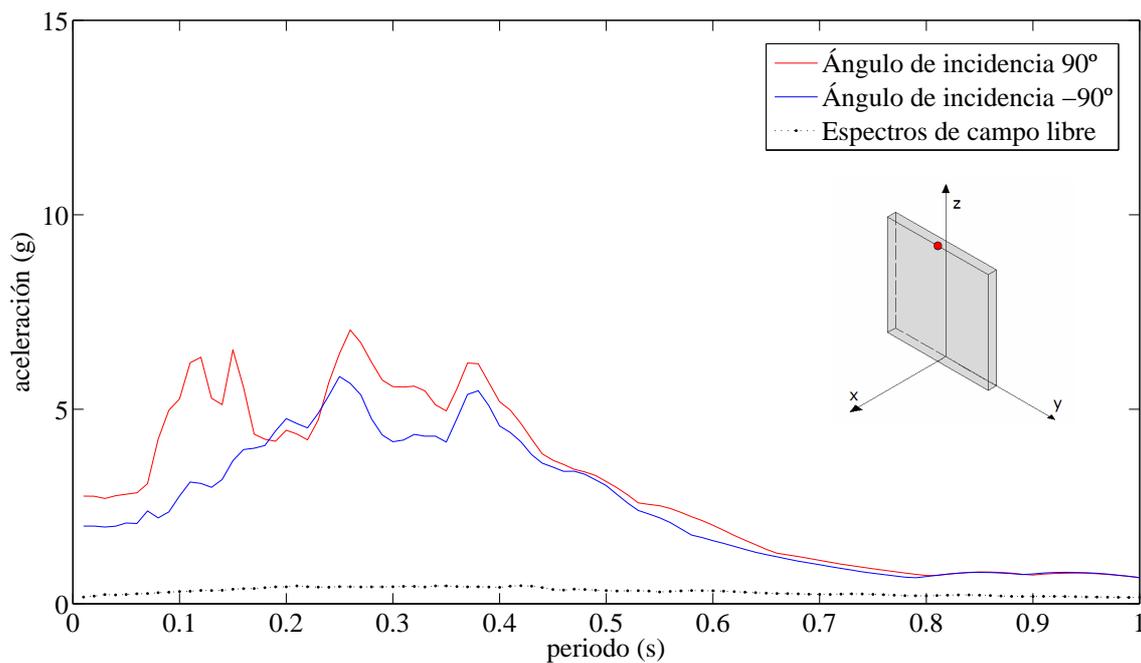


Figura 4.55. Embalse a la mitad de su capacidad. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de El Centro en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

EMBALSE LLENO

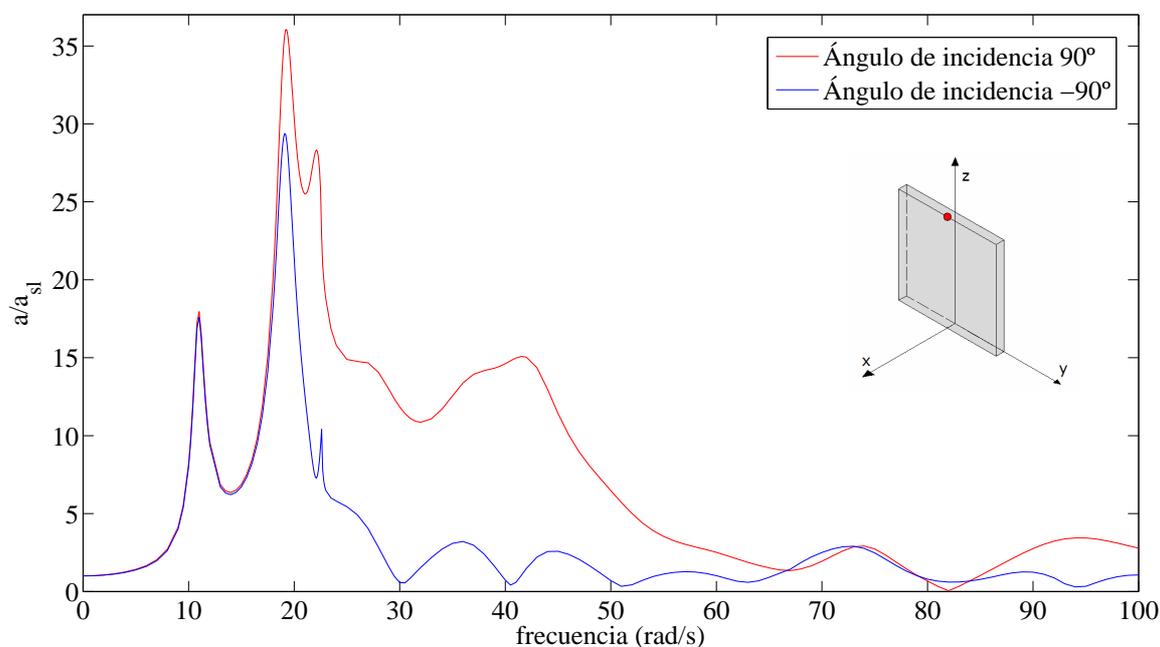


Figura 4.56. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento en dirección anteroposterior de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Ondas de Rayleigh atacando la estructura con ángulos de incidencia 90° y -90°

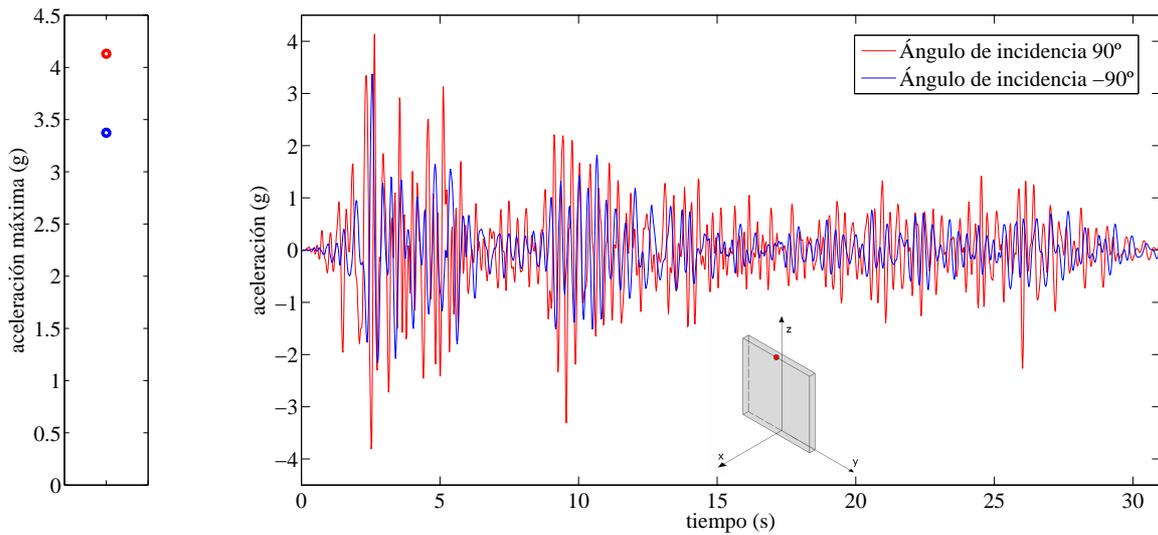


Figura 4.57. Embalse lleno. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro en el nodo central de la coronación. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para las dos incidencias analizadas. b) aceleraciones temporales para las dos incidencias analizadas.

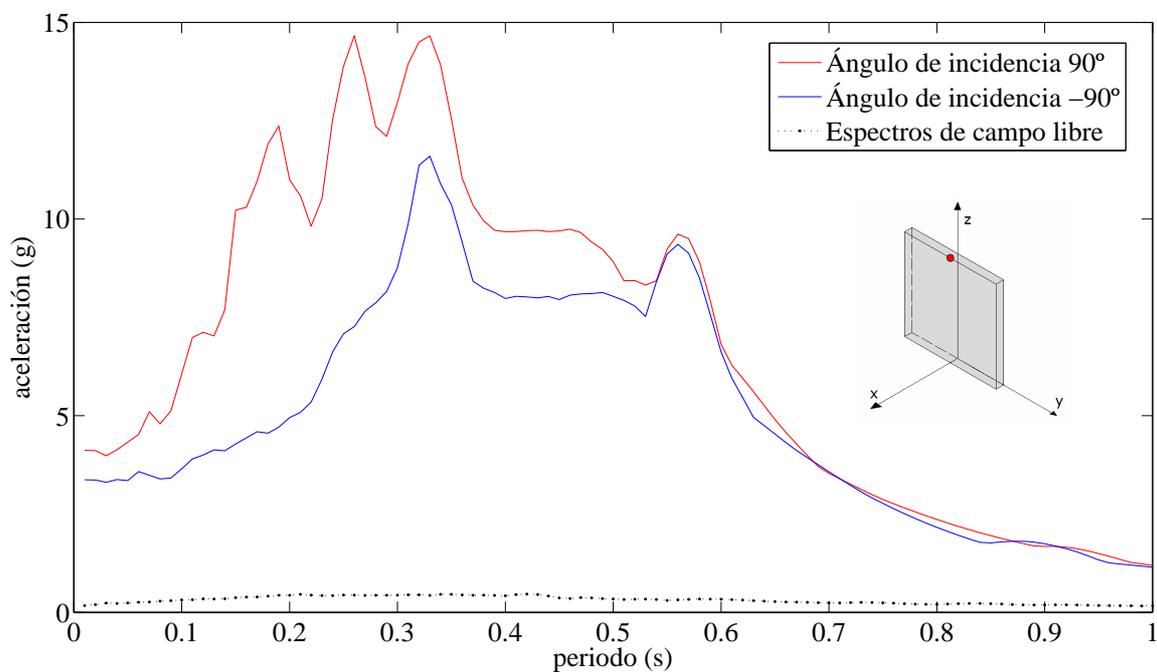


Figura 4.58. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de El Centro en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

En este último caso, el aumento de la respuesta para ambas ondas incidentes es muy elevado con respecto al caso para embalse a la mitad de su capacidad. Se obtienen picos muy elevados en las aceleraciones temporales. Para todo el rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado, la incidencia 90° es la que provoca las aceleraciones máximas. Para periodos entre 0.15 s y 0.35 s se producen picos importantísimos. Se puede apreciar la gran importancia de la respuesta al compararla con el espectro de campo libre.

Tras este estudio se puede concluir que cuando la onda de Rayleigh incide desde la parte seca del cañón provoca una respuesta más desfavorable que cuando lo hace desde la zona del agua embalsada, siempre que exista un cierto nivel de llenado del embalse. Cuanto mayor es dicho nivel, mayor diferencia se presenta entre la respuesta provocada por ambas ondas incidentes. Resulta claro también que a medida que aumenta la cantidad de agua embalsada, aumenta la respuesta provocado por la onda de Rayleigh, cualquiera que sea el lado por el que incida.

Este breve análisis ha puesto de manifiesto que es necesario tener en cuenta las ondas de Raileygh en los análisis sísmicos de presas, ya que pueden provocar una respuesta muy desfavorable.

4.3.- PRESA DE MORROW POINT

Se va a realizar un análisis de la influencia del ángulo de incidencia de la onda para los diferentes modelos de la presa de Morrow Point. Este análisis será similar al que se ha realizado para el primero de los problemas estudiados, pero algo más profundo, ya que se analizarán varios puntos a lo largo del estribo. Con ello podremos ver, de forma más precisa, como influye el ángulo de incidencia de la onda en puntos que no se encuentran sobre el plano de simetría geométrica del problema. También podremos evaluar la evolución de la respuesta a lo largo del estribo.

Recordemos que se estudian tres modelos: el modelo de canal bajo con embalse abierto, el modelo de canal bajo con embalse cerrado y le modelo de canal profundo con embalse abierto.

4.3.1- MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE ABIERTO

4.3.1.1- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA

EMBALSE VACÍO

Las características del modelo pueden consultarse en el capítulo III, apartado 3.3.2.1.

Vamos a seguir el mismo proceder en la presentación resultados que hasta ahora, exponiendo en primer lugar el análisis en frecuencia (figura 4.59) y a continuación el análisis sísmico ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño (figuras de la 4.60 a la 4.62).

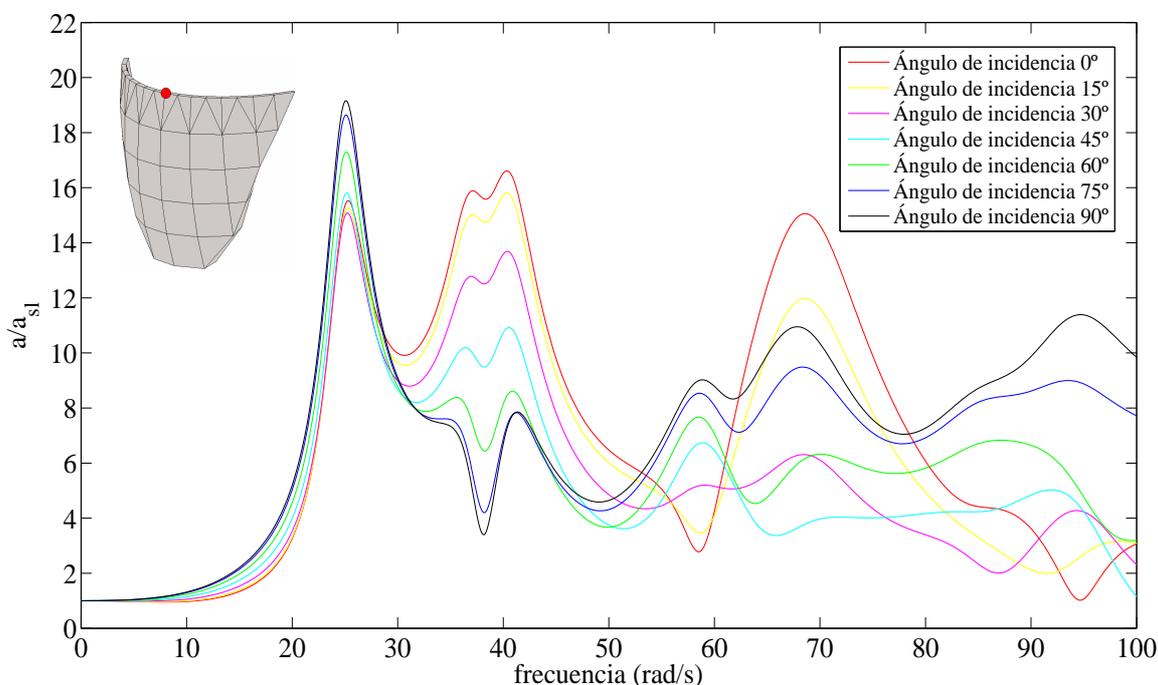


Figura 4.59. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

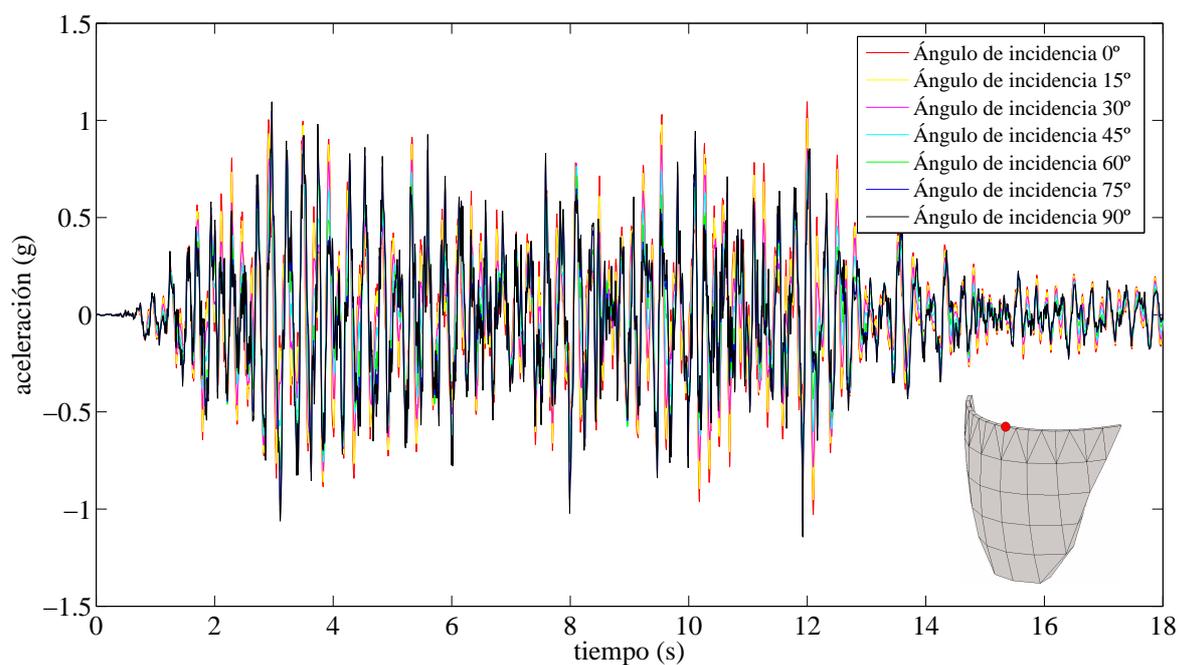


Figura 4.60. Embalse vacío. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

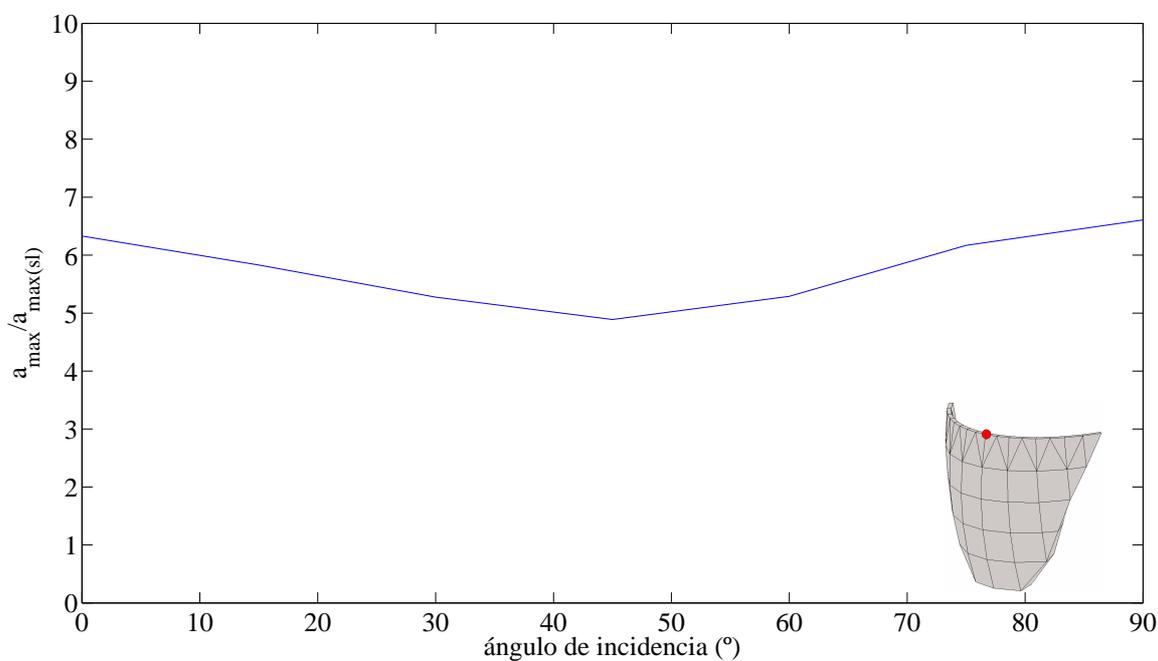


Figura 4.61. Embalse vacío. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

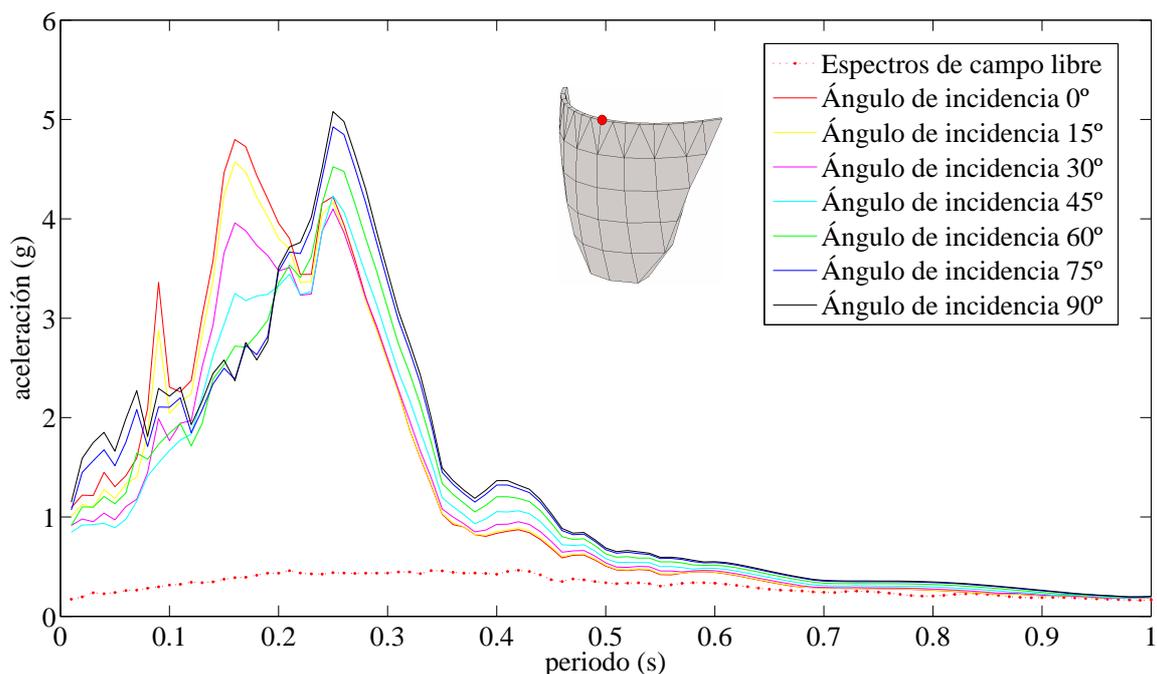


Figura 4.62. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Si observamos la curva correspondiente a los espectros de respuesta, podemos apreciar que para periodos naturales del sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado inferiores a 0.21 s, las incidencias más desfavorables son la rasante y las cercanas a esta, para la mayoría de periodos naturales. En cambio para periodos altos, la respuesta más desfavorable la proporciona la incidencia vertical aunque la diferencia entre las respuestas a las diferentes ondas incidentes es menor.

En cuanto a valores máximos de la aceleración la incidencia rasante y la vertical son los casos más desfavorables.

EMBALSE CON COTA DE AGUA DEL 60% DE LA ALTURA TOTAL DE LA PRESA

Las figuras correspondientes a éste análisis van de la 4.63 a la 4.66. Para este caso la incidencia vertical es claramente el caso más desfavorable. La incidencia rasante provoca los valores más bajos de aceleración máxima. También se tienen para esta incidencia los espectros de respuesta máximos más bajos, para prácticamente todo el

rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado.

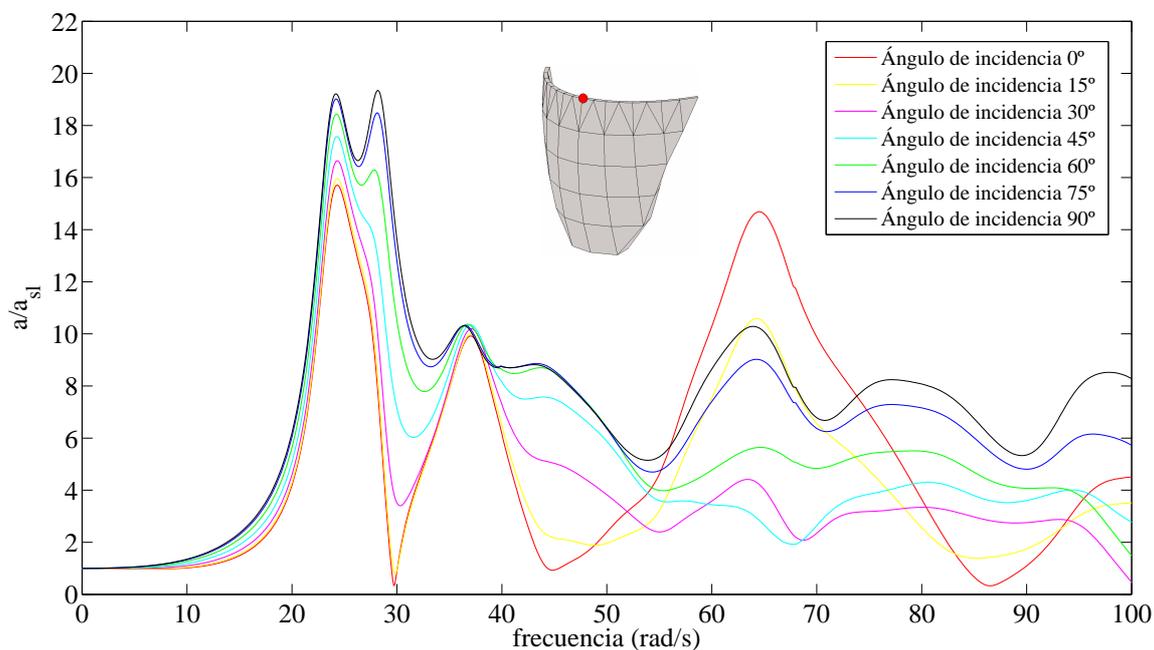


Figura 4.63. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

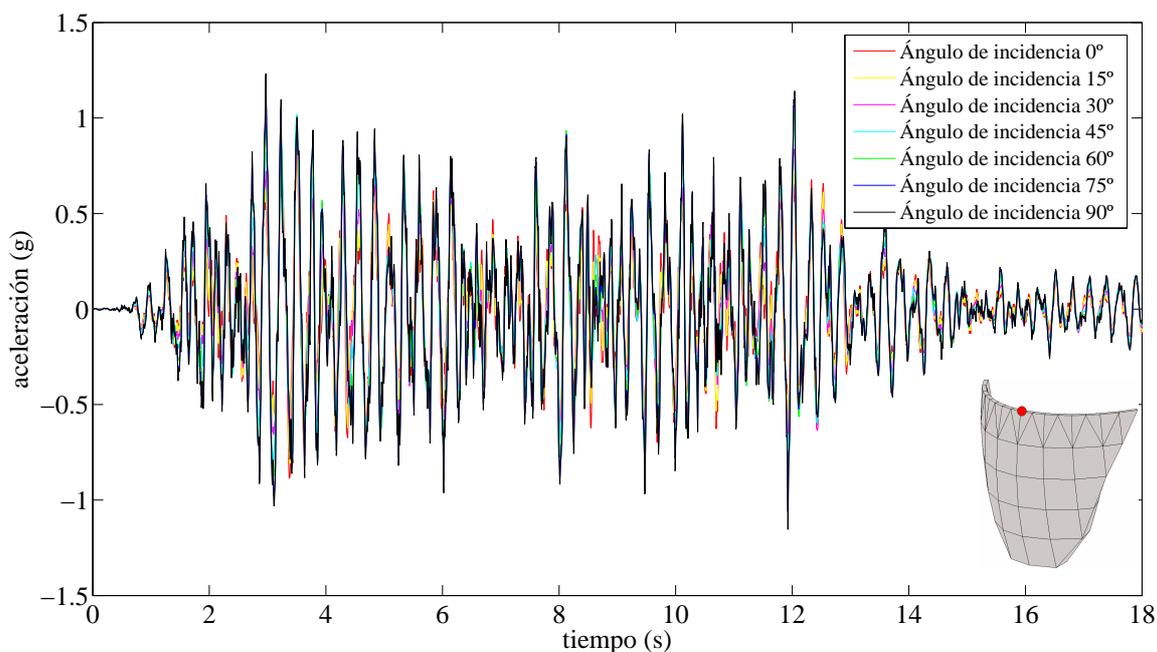


Figura 4.64. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

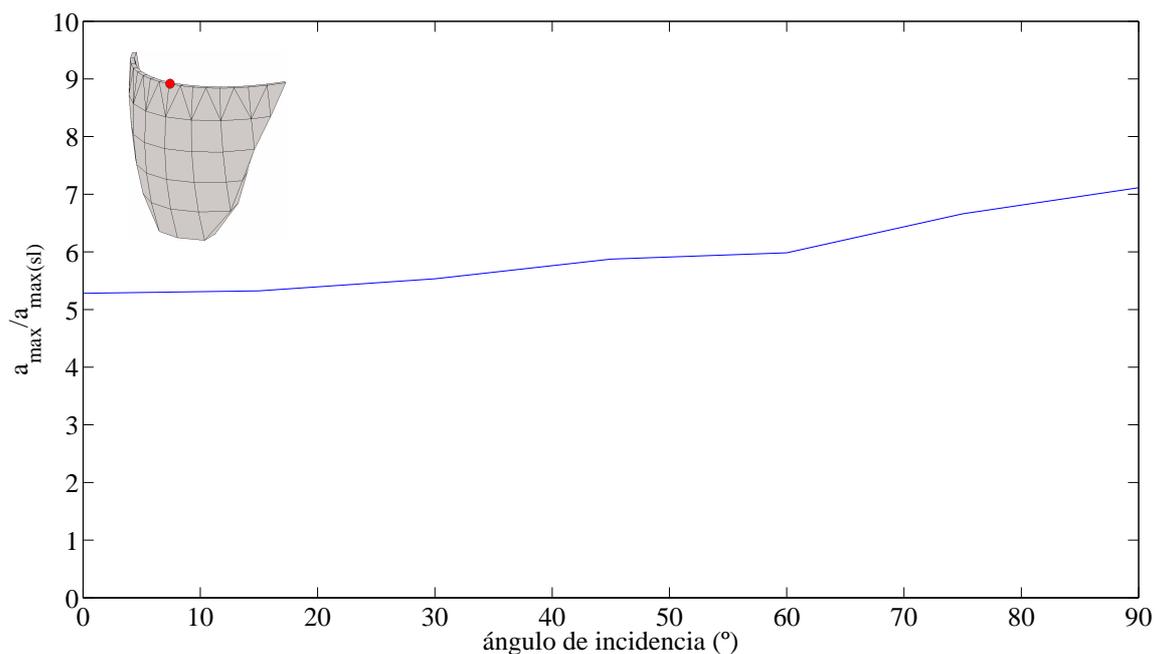


Figura 4.65. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

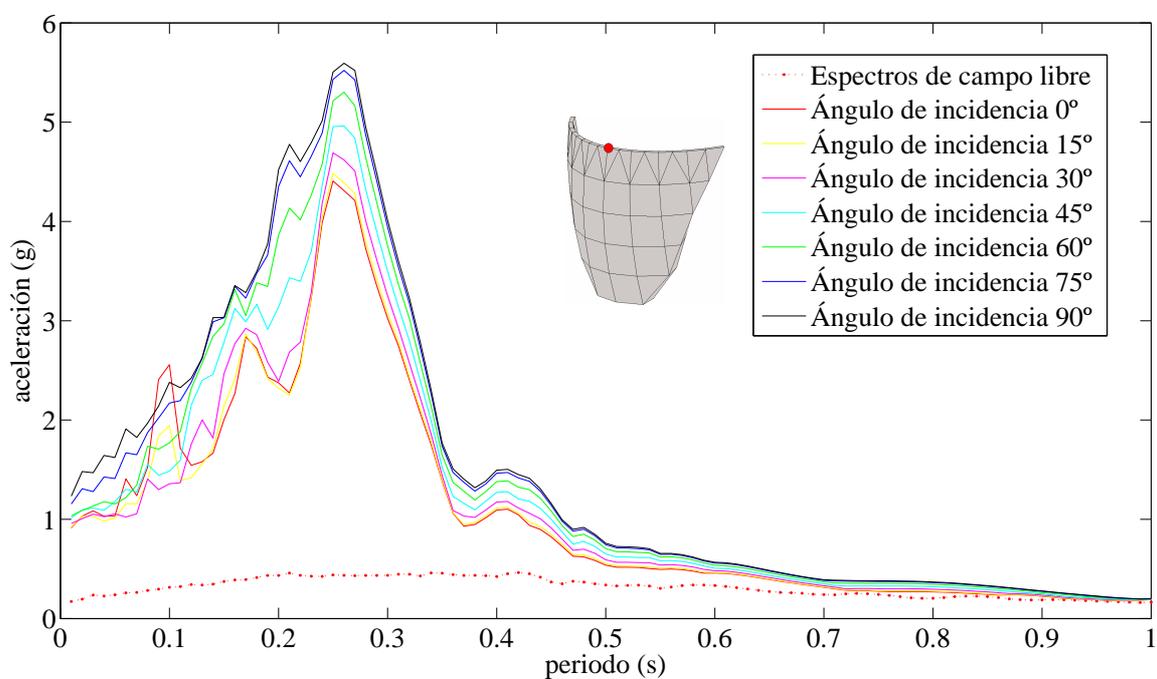


Figura 4.66. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

EMBALSE LLENO

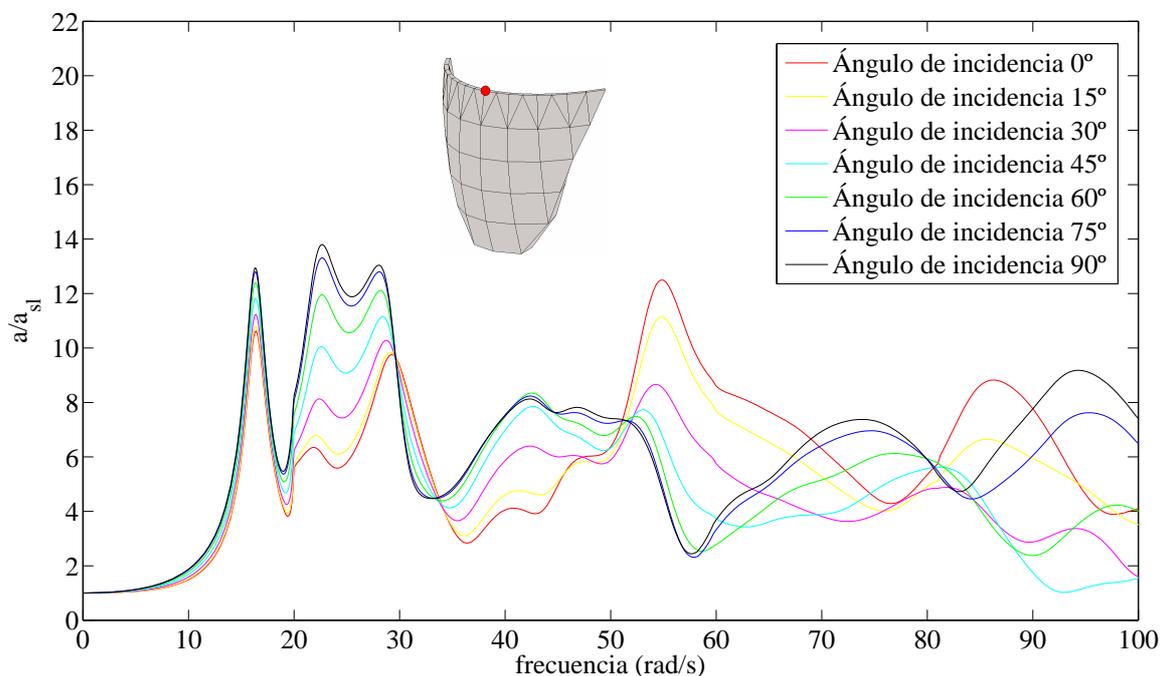


Figura 4.67. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

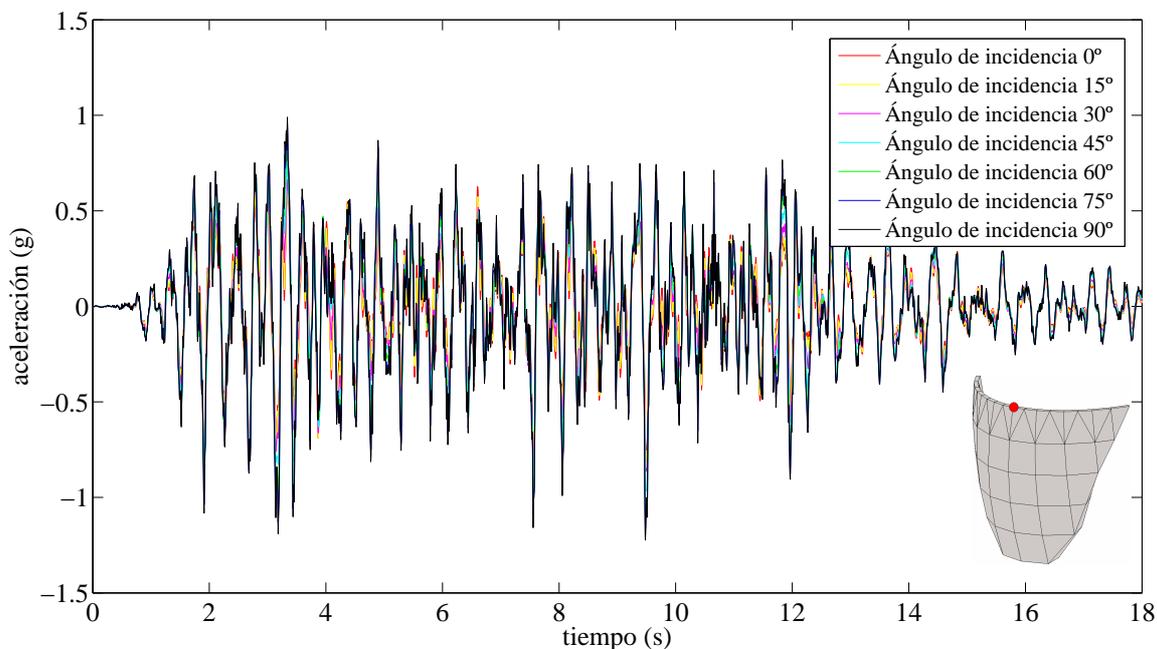


Figura 4.68. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

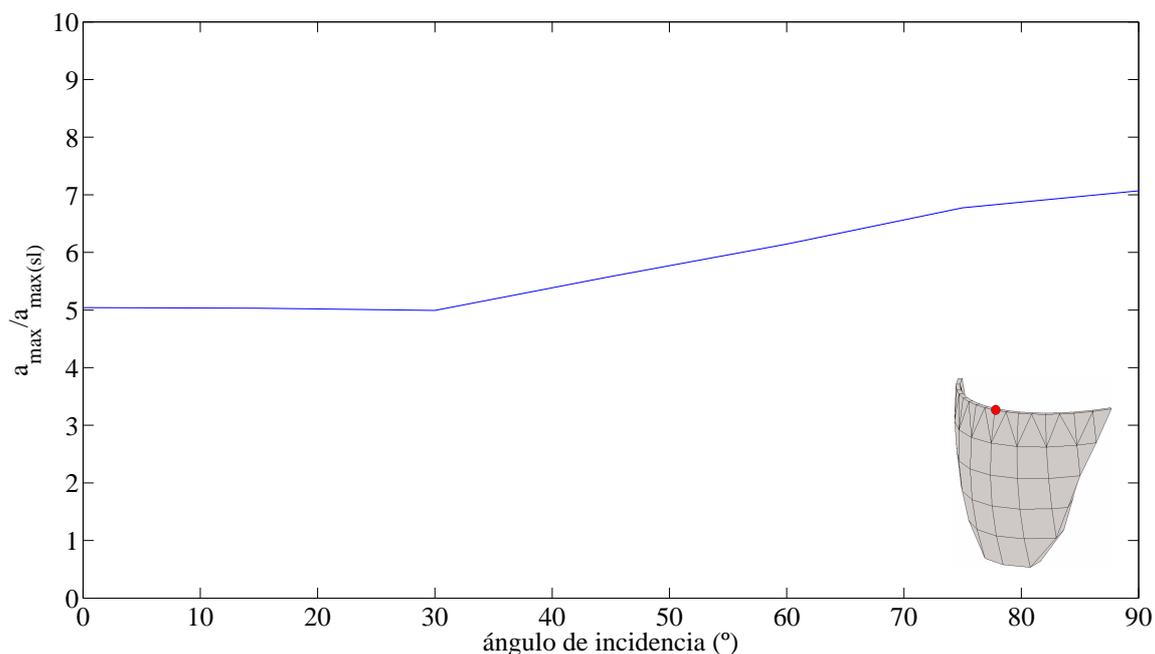


Figura 4.69. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

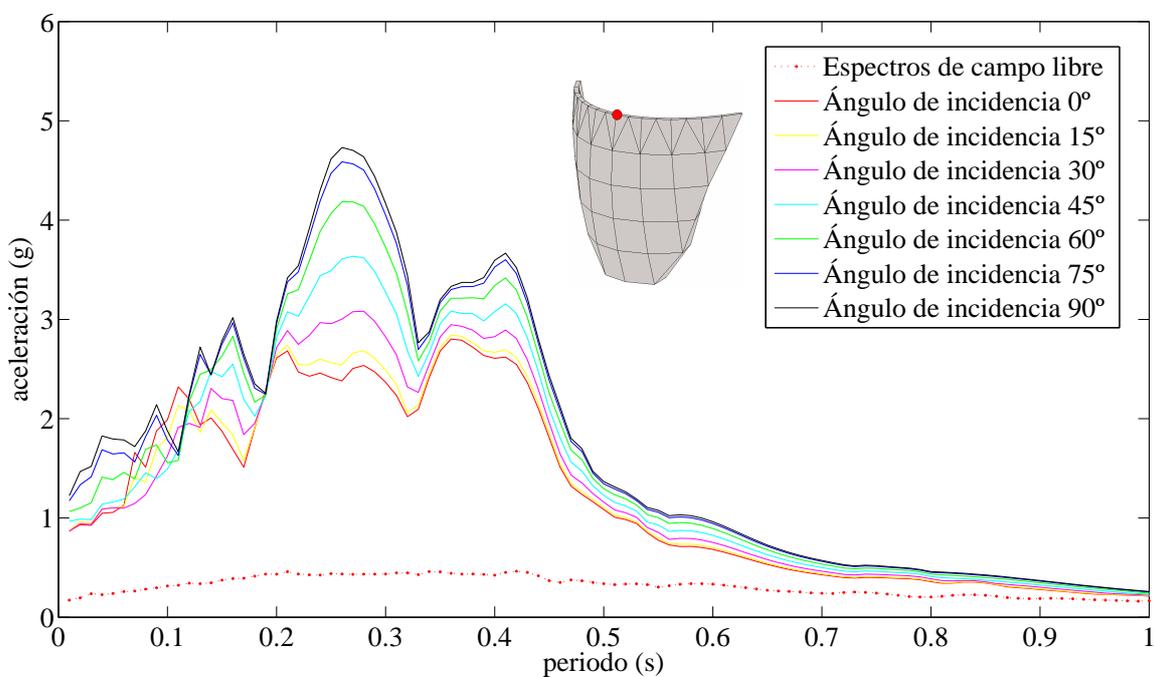


Figura 4.70. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

En cuanto a la influencia del ángulo de incidencia de la onda se tiene una situación similar a la del caso anterior. La incidencia vertical provoca la respuesta más desfavorable, con mucha diferencia respecto a las ondas con ángulo de incidencia más bajos.

Lo que parece quedar claro con los análisis realizados hasta el momento es que la incidencia rasante y las cercanas a esta no son especialmente desfavorables para el movimiento en coronación de la presa, sobre todo para niveles de llenado altos del embalse, cuando se usan modelos con la geometría de la presa de Morrow Point.

ANÁLISIS CONJUNTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA Y DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE

En la figura 4.71 se combinan las figuras 4.61, 4.65 y 4.69. Se analiza por tanto la aceleración máxima en dirección anteroposterior en coronación dividida entre la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre, en función del ángulo de incidencia, y para cada uno de los diferentes niveles de llenado estudiados.

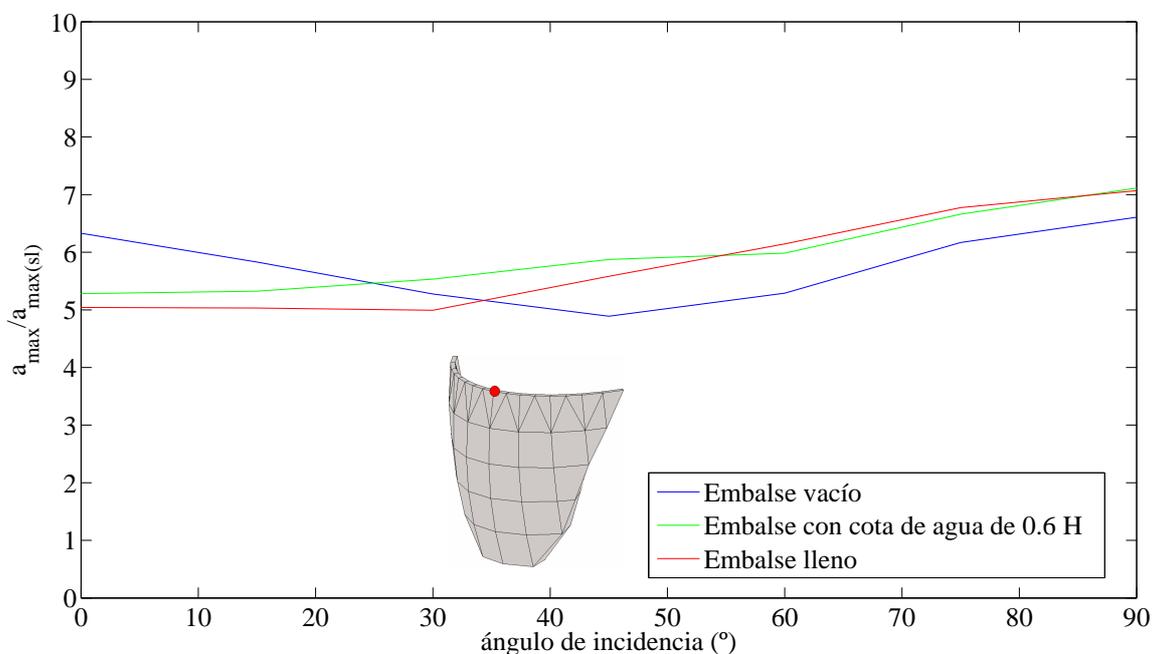


Figura 4.71. Todos los niveles de llenado estudiados. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

Para niveles elevados de llenado la incidencia más desfavorable en cuanto a aceleraciones máximas es la vertical. Se aprecia una tendencia que ya se evidenció desde el primer modelo estudiado. La respuesta a ondas con incidencia vertical y cercanas a ésta son menos sensibles a la variación del nivel de llenado del embalse que las incidencias cercanas a la rasante.

Para la presa de Morrow Point el ángulo de incidencia afecta de forma diferente a la respuesta de la presa que en la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Por lo que se puede deducir, que la respuesta de ondas con diferente ángulo de incidencia puede variar en función de la geometría del problema. Pese a las diferencias, el ángulo de incidencia es siempre un factor determinante.

4.3.1.2- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN LOS ESTRIBOS DE LA PRESA

A lo largo de este apartado se va a desarrollar un estudio muy profundo sobre distintos factores que afectan al movimiento sísmico en el estribo de la presa, centrándonos en la influencia que tiene el ángulo de incidencia de la onda.

El análisis de los estribos de la presa nos ha revelado un comportamiento de gran interés en esta zona. Recordemos que se trata de una región especialmente sensible ya que coincide con la cimentación de la presa. Es muy probable que existan defectos y pueda tener lugar un fallo de la estructura. Además es la región de contacto entre la presa y el suelo y por tanto, dónde se sustenta toda la estructura. Debido a estas condiciones especiales y al interés de los resultados obtenidos conviene analizar profundamente la respuesta sísmica en los estribos.

El estudio se realiza a lo largo de todo el estribo de la presa, a ambos lados del plano de simetría. Si sólo se estudiaran excitaciones simétricas (onda SH con incidencia 90°), sólo sería necesario analizar una de las partes. Sin embargo, someteremos a la estructura a excitaciones en las que el frente de onda no es paralelo a la superficie libre y que por tanto no son simétricas. Para estas excitaciones, puntos especulares del estribo presentan respuesta diferente.

El procedimiento por el cuál se obtiene la respuesta en puntos del estribo puede consultarse en el apartado 4.2.1.1., dónde ya se realizó el análisis en nodos especulares del lateral del cañón en el problema de interacción cinemática correspondiente a la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular.

Los nodos en los que se ha realizado el estudio aparecen en la figura 4.72.

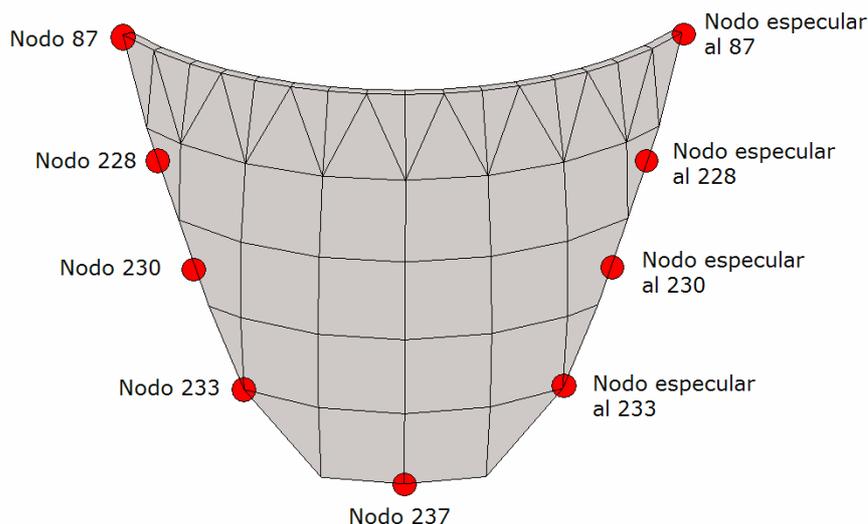


Figura 4.72. Nodos del estribo de la presa de Morrow Point cuyo movimiento se analiza

Se han escogido puntos con cota 0, 0.2 H, 0.5 H, 0.7 H, y H, siendo H la altura total de la presa. Estos puntos son suficientes para apreciar la evolución de la respuesta a medida que nos movemos a lo largo del estribo.

Para cada nodo se ha analizado el movimiento en dirección anteroposterior ante el terremoto de diseño. Se estudian tres niveles de llenado: Embalse vacío, embalse con cota de agua de 0.6 H y embalse lleno. Para cada uno de los nodos y cada uno de los niveles se ha solicitado a la estructura con ondas incidiendo con: 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° y 90°.

Como puede imaginar el lector, incluir todos los resultados obtenidos sería muy monótono y dificultaría la extracción de conclusiones claras y precisas. Por ello se han seleccionado los resultados más interesantes y se han organizado en tres apartados. Aún tras esta selección el primero de los apartados resulta algo extenso, por lo que en cada momento se especifica de forma clara lo que se está estudiando.

En el primero de los apartados se va a analizar exclusivamente la influencia del ángulo de incidencia de la onda en el movimiento de los diferentes puntos de los estribos. Se trata por tanto del apartado más importante, ya que es el factor que se está analizando de forma principal en este capítulo.

En el segundo apartado se tratará la influencia del nivel de llenado del embalse en el movimiento de los puntos estudiados del estribo. Este análisis será muy breve y tendrá como principal objetivo confirmar que el nivel de llenado del embalse es un factor con una importancia relativamente baja en el comportamiento sísmico en los estribos de la presa.

En el último de los apartados, se analiza de forma conjunta la respuesta a lo largo de todo el estribo, con el fin de conocer su evolución y determinar cual es la zona más desfavorable.

En cada uno de los apartados se realiza una selección de los resultados obtenidos, escogiéndose los casos más desfavorables o los que mayor claridad aportan.

4.3.1.2.1- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA

Para el estudio del ángulo de incidencia se va a analizar exclusivamente el caso correspondiente al embalse lleno, por tratarse del caso más probable, o por lo menos para el que se diseña la presa. Se exponen los resultados para todos los nodos del estribo (figura 4.72). Los nodos que se encuentran simétricamente situados respecto al plano de simetría geométrica del problema se tratarán de forma conjunta

Análisis en el nodo 237

Resulta evidente que este nodo no tiene espejamiento, al estar situado sobre el plano de simetría, por lo tanto se va a analizar de forma individual. En las figuras de la 4.73 a la 4.76 se presenta el análisis del movimiento en dirección anteroposterior en el nodo. Comenzamos por las funciones de transferencia y continuamos con el análisis sísmico frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño.

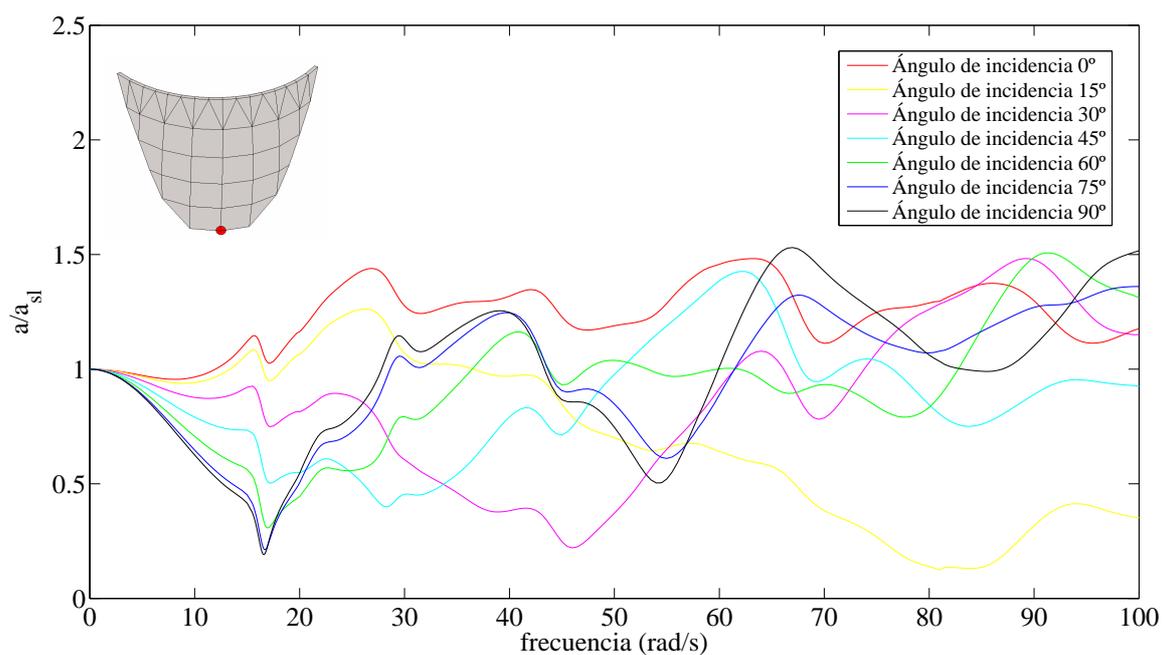


Figura 4.73. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 237. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

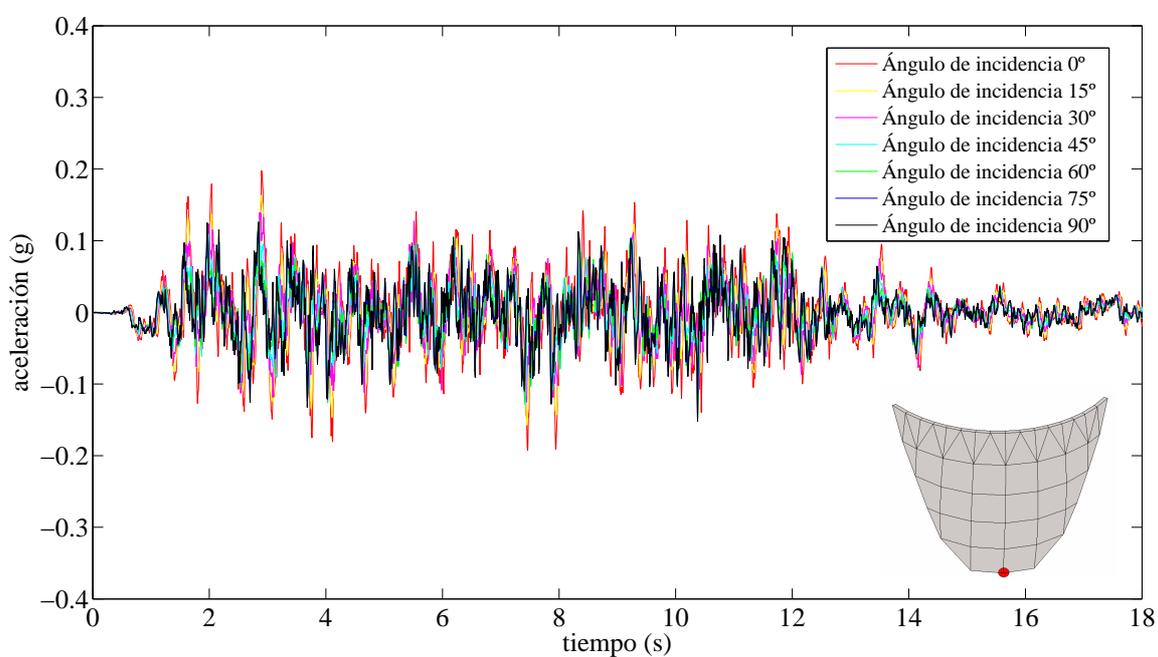


Figura 4.74. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 237. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

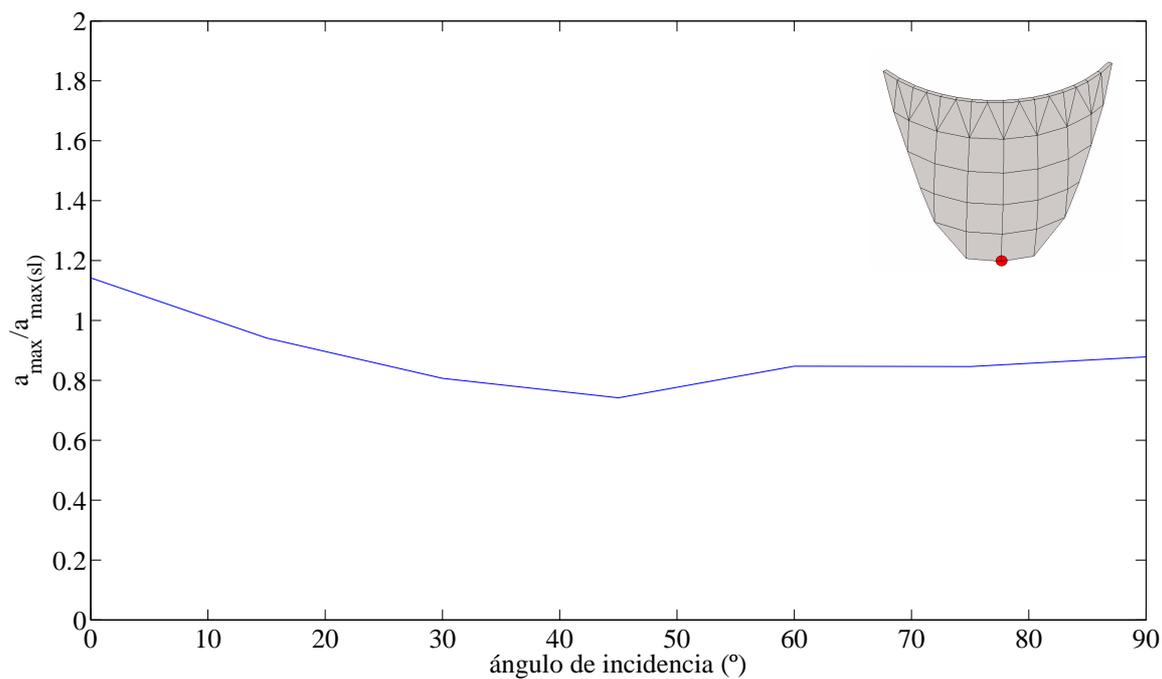


Figura 4.75. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 237 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

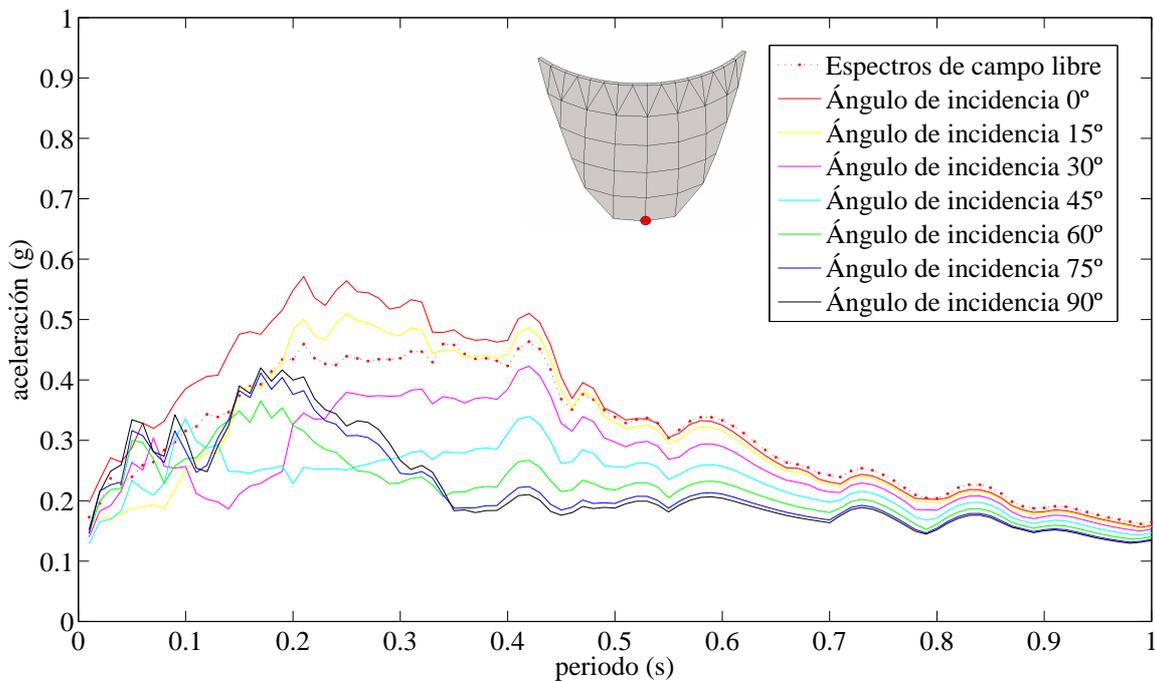


Figura 4.76. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 237. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

De este primer análisis se desprenden aspectos interesantes. En primer lugar destaca que no sea la incidencia vertical la más desfavorable. Las incidencias más desfavorables son en este caso la incidencia rasante y la incidencia 15° , con bastante diferencia respecto al resto. Si nos fijamos en los espectros de respuesta, para prácticamente todo el rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado la incidencia rasante provoca las aceleraciones máximas de dicho sistema.

Cabe destacar también que la respuesta es bastante baja, de forma que los espectros de respuesta provocados por las diferentes ondas (excepto las de incidencia 0° y 15°) se encuentran por debajo de los espectros de campo libre para casi todo el rango de periodos naturales del sistema de un grado de libertad. La respuesta es especialmente baja para periodos naturales altos.

Análisis en el nodo 233 y su especular. Nodos situados a una altura de 0.2 veces la altura total de la presa.

Conviene analizar estos nodos de forma conjunta ya que nos pueden dar una idea de la forma que tiene de moverse el muro ante las diferentes ondas incidentes, y así poder entender mejor lo que ocurre en otras zonas de la presa. Por ello se expondrán las curvas para los dos nodos a lo largo de este apartado. En cada una de ellas se indicará claramente el nodo que se analiza, con la ayuda de una imagen como la que se viene utilizando hasta ahora.

En las figuras 4.77 y 4.78 se expone el análisis en frecuencia para ambos nodos y para todas las incidencias estudiadas. Vemos que se aprecian importantísimas diferencias entre las respuestas de ambos nodos, excepto para la incidencia vertical, para la que son evidentemente idénticas.

En las figuras de la 4.79 a la 4.83 se puede consultar el análisis temporal frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño para cada uno de los nodos. Se estudian tanto aceleraciones temporales, como valores máximos de la aceleración en función del ángulo de incidencia y espectros de respuesta.

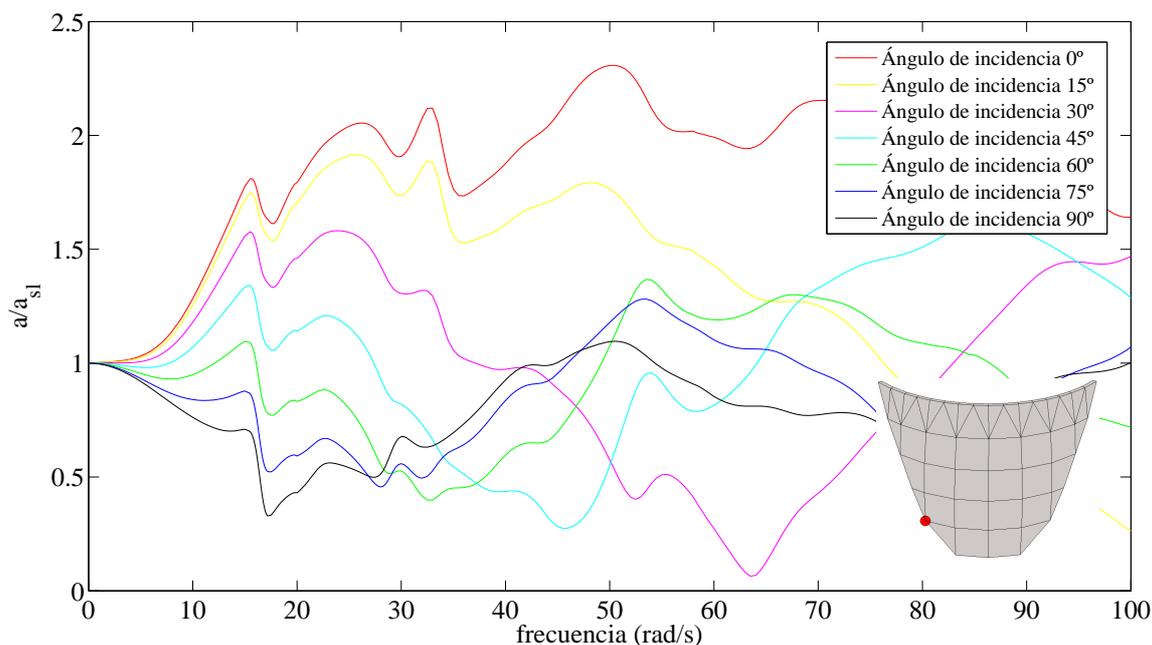


Figura 4.77. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 233. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

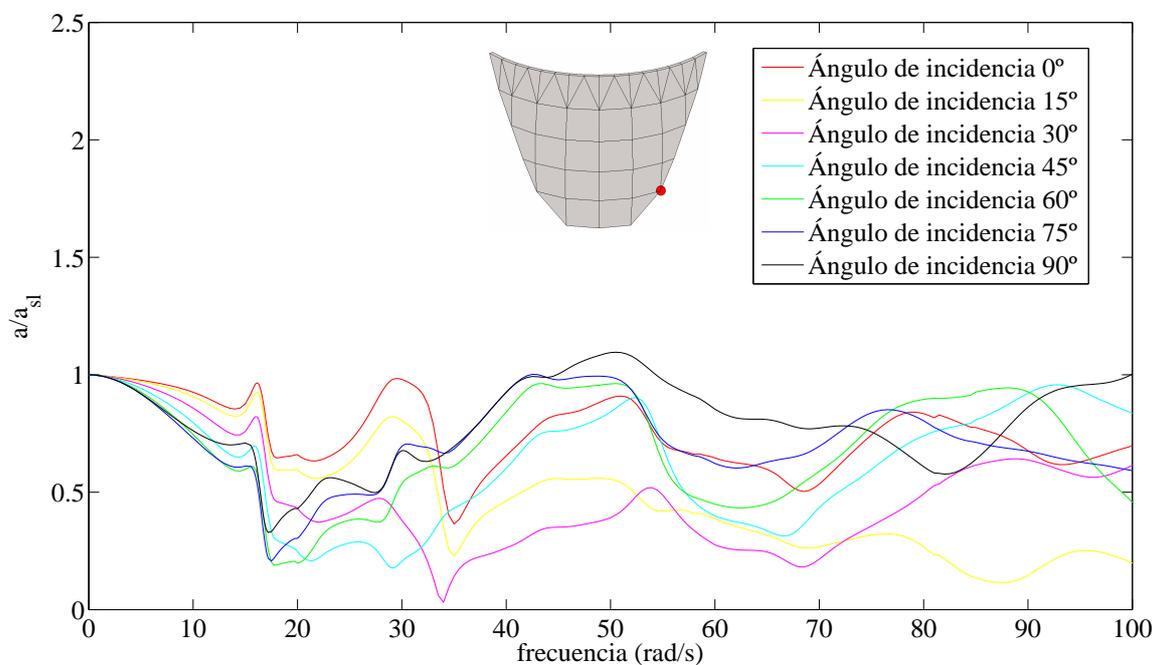


Figura 4.78. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo espejo al 233. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

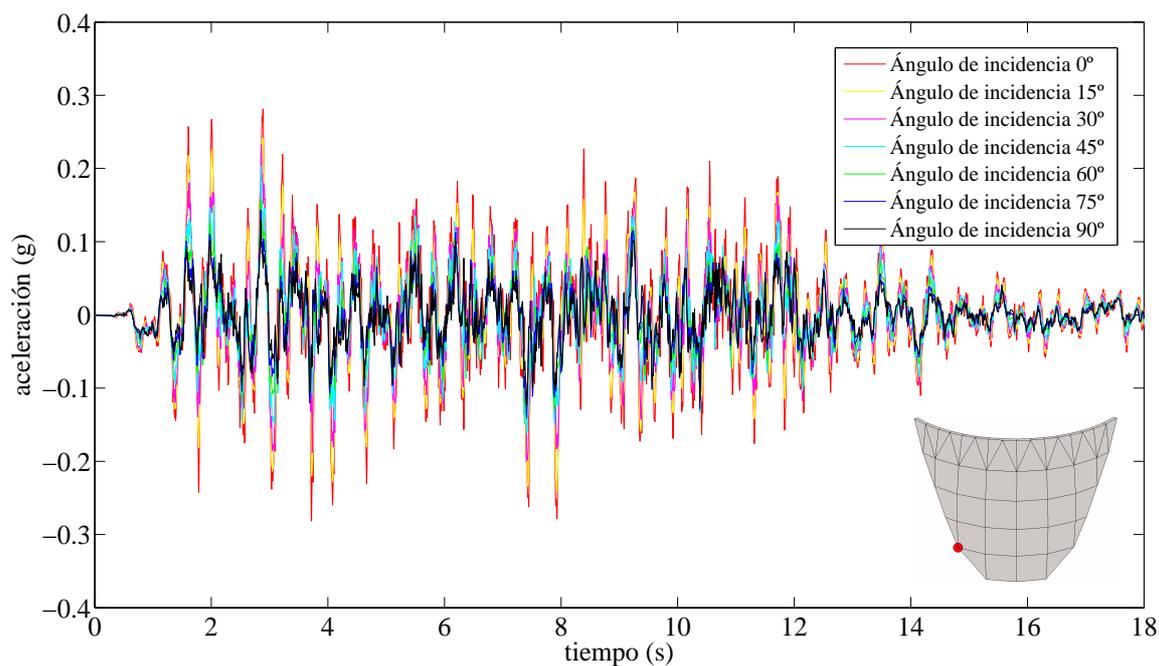


Figura 4.79. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 233. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

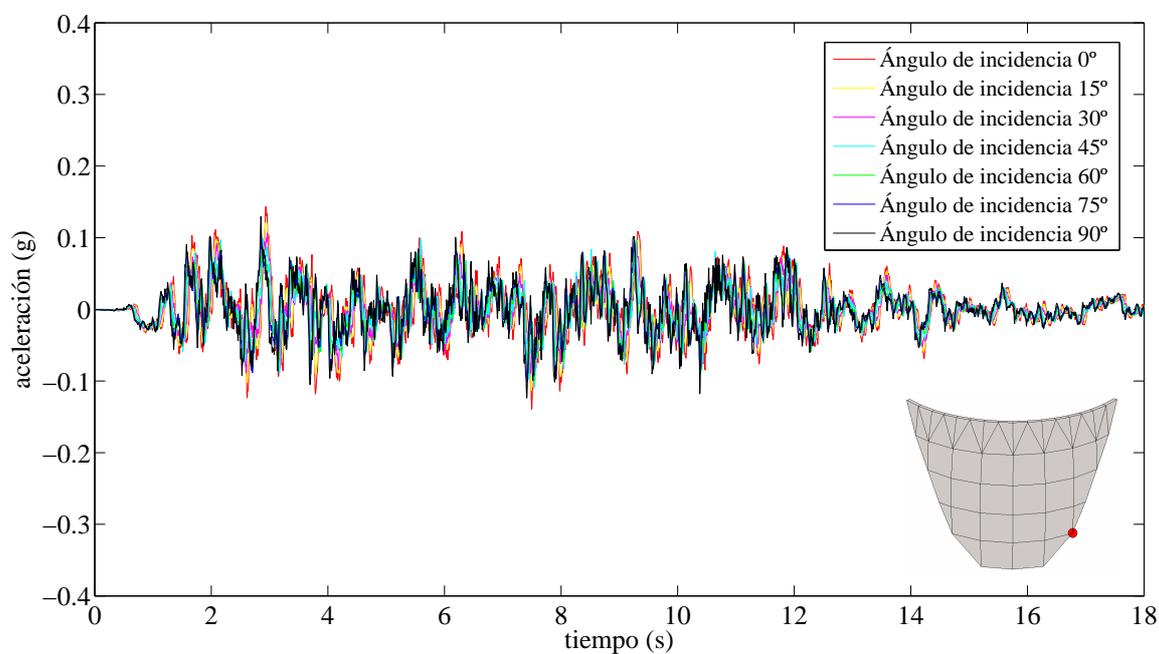


Figura 4.80. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejo al 233. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

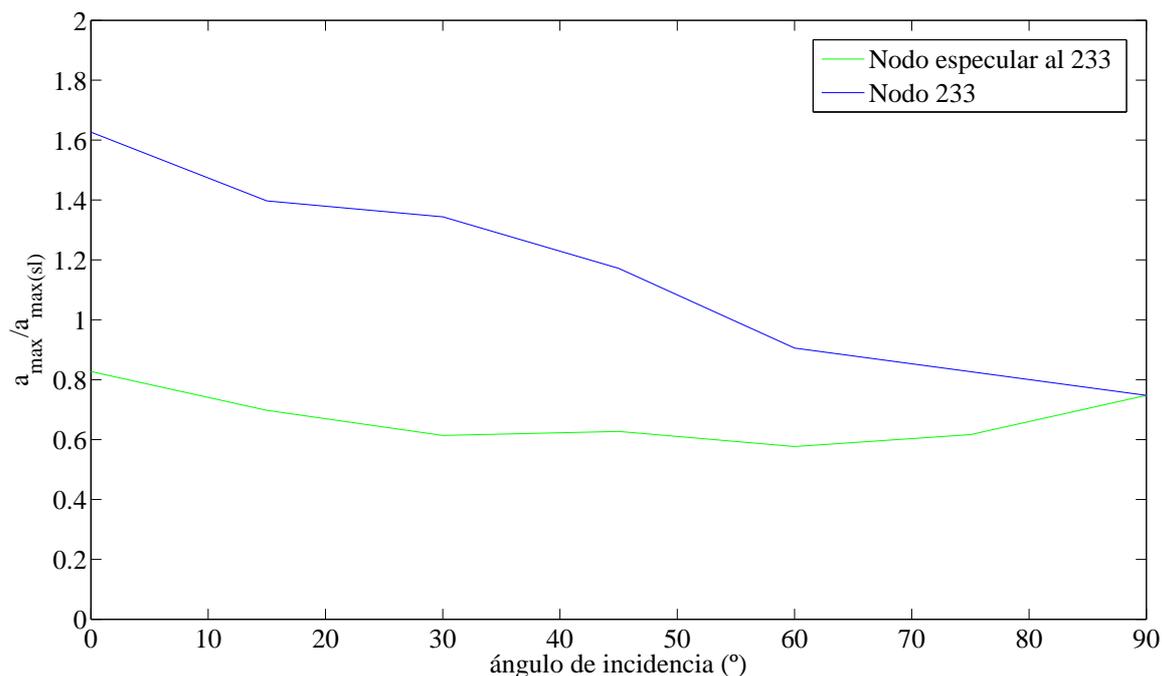


Figura 4.81. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 233 y su especular normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

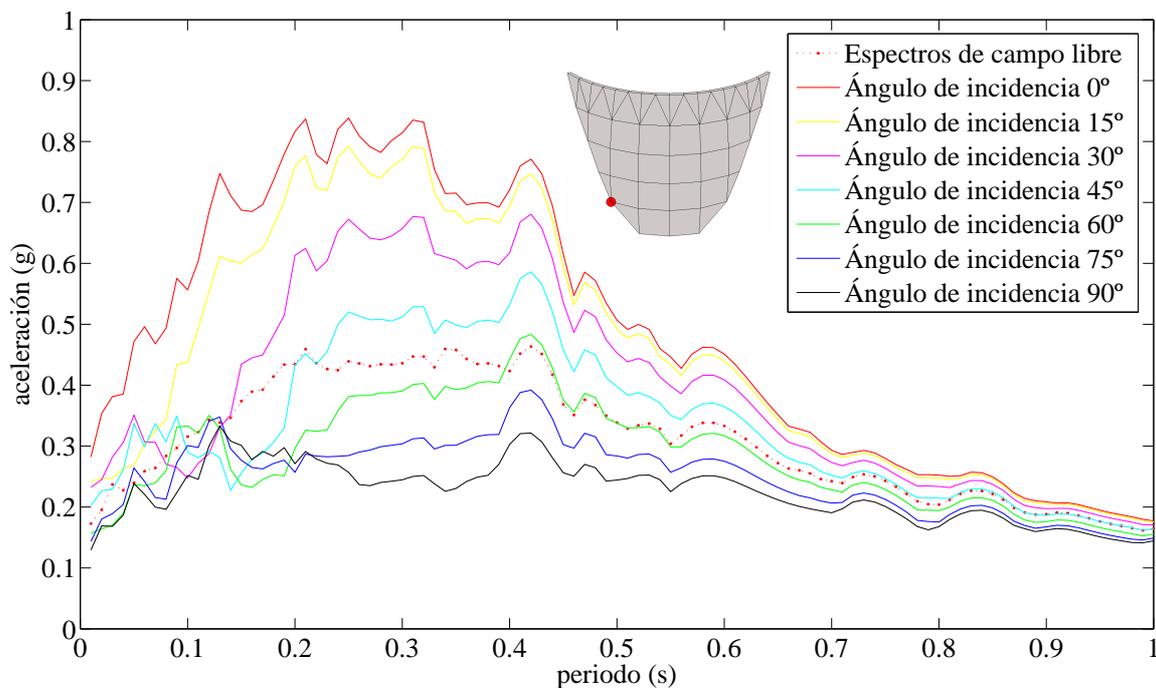


Figura 4.82. Embalse lleno. . Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 233. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

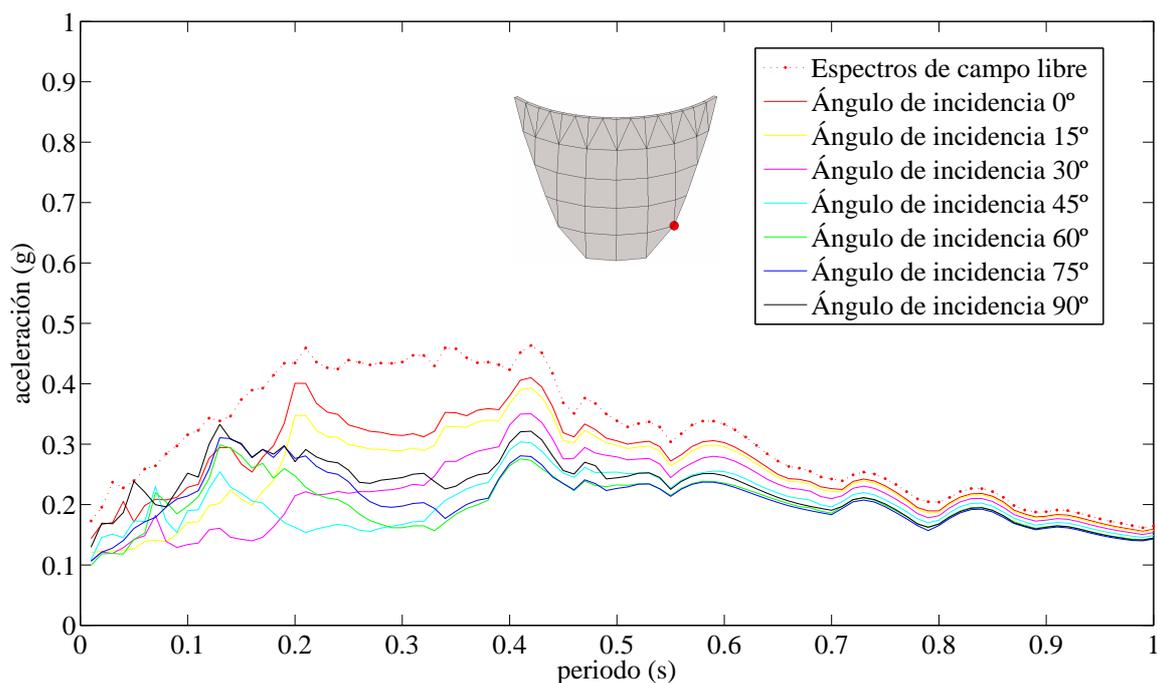


Figura 4.83. Embalse lleno. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejular 233. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Conviene detenernos a analizar con detalle los resultados obtenidos para estos nodos.

En primer lugar, como resulta evidente, la onda que incide verticalmente provoca idéntica respuesta en el nodo 233 y en su espejular, como se puede apreciar en las figuras anteriores. Para las excitaciones con una incidencia distinta a la vertical la situación cambia.

Conviene conocer exactamente como incide la onda sobre la estructura, para poder interpretar de forma correcta los resultados. El detalle del modelo estudiado y de los nodos que se analizan, así como la forma en la que incide una onda con un ángulo de incidencia genérico (θ) se muestran en la figura 4.84.

El lector puede comprobar que la onda incide sobre la estructura atacando directamente el estribo en el que se encuentra en nodo 233. Cuanto más pequeño sea el ángulo θ , la onda atacará de forma más directa el estribo izquierdo de la presa.

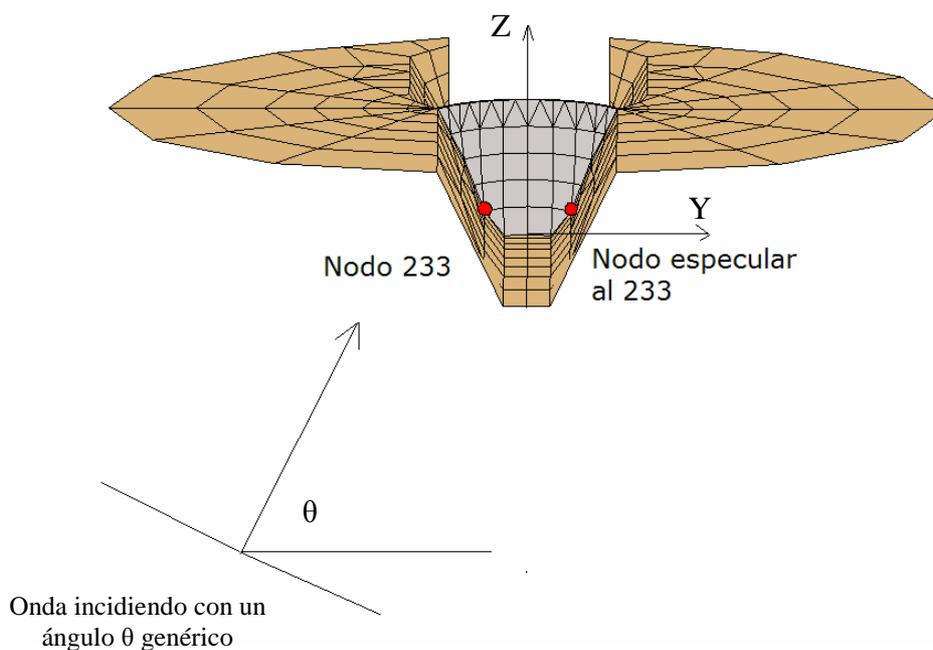


Figura 4.84. Onda incidiendo sobre la estructura con un ángulo genérico θ . Nodos 233 y su espejalar, cuyo movimiento se analiza

En el análisis para el nodo 233 y su espejalar se comprueba como la incidencia rasante y las cercanas a esta provocan una respuesta muy desfavorable en el nodo 233. Se obtienen aceleraciones máximas y espectros de respuesta máximos de más del doble de los provocados por la incidencia vertical. Esto resulta de gran interés ya que muchos de los estudios realizados utilizan como excitación ondas verticales exclusivamente. En este análisis se comprueba que la incidencia rasante provoca una respuesta extremadamente desfavorable, en relación con la provocada por ondas con ángulos de incidencia elevados.

En el nodo espejalar, la respuesta de todas las incidencias se encuentra mucho más equilibrada, aunque la incidencia rasante provoca una respuesta ligeramente más desfavorable. Sin embargo, lo que sí resulta claro es que para los ángulos de incidencia bajos la respuesta es mucho más desfavorable en el nodo 233 que en su espejalar.

En la figura 4.81, en la que se analizan las aceleraciones máximas en relación con la aceleración máxima de campo libre para cada nodo, se observa de forma muy ilustrativa la diferencia entre la respuesta de ambos puntos.

Esta forma en la que se mueven los estribos de la presa tiene mucho que ver con la respuesta en coronación de la misma. Con excitaciones no simétricas el movimiento tan particular de los estribos provoca que la respuesta en coronación en muchos de los casos no sea tan desfavorable como la que se pueda obtener para incidencias verticales.

Para la incidencia vertical los puntos de los estribos se mueven en fase y con la misma amplitud del movimiento, lo que provoca que, por ejemplo, en el punto central de la coronación, el movimiento se vea muy amplificado respecto al de los estribos. Cuando la excitación no es simétrica, la amplificación del movimiento en coronación no es tan alta, debido al movimiento desfasado y con distinta amplitud en puntos especulares del estribo.

Tras estas primeras conclusiones de valioso interés vamos a seguir avanzando en el análisis en los diferentes nodos del estribo.

Análisis en el nodo 230 y su especlar. Estos nodos se encuentran situados a una altura de 0.5 veces la altura total de la presa.

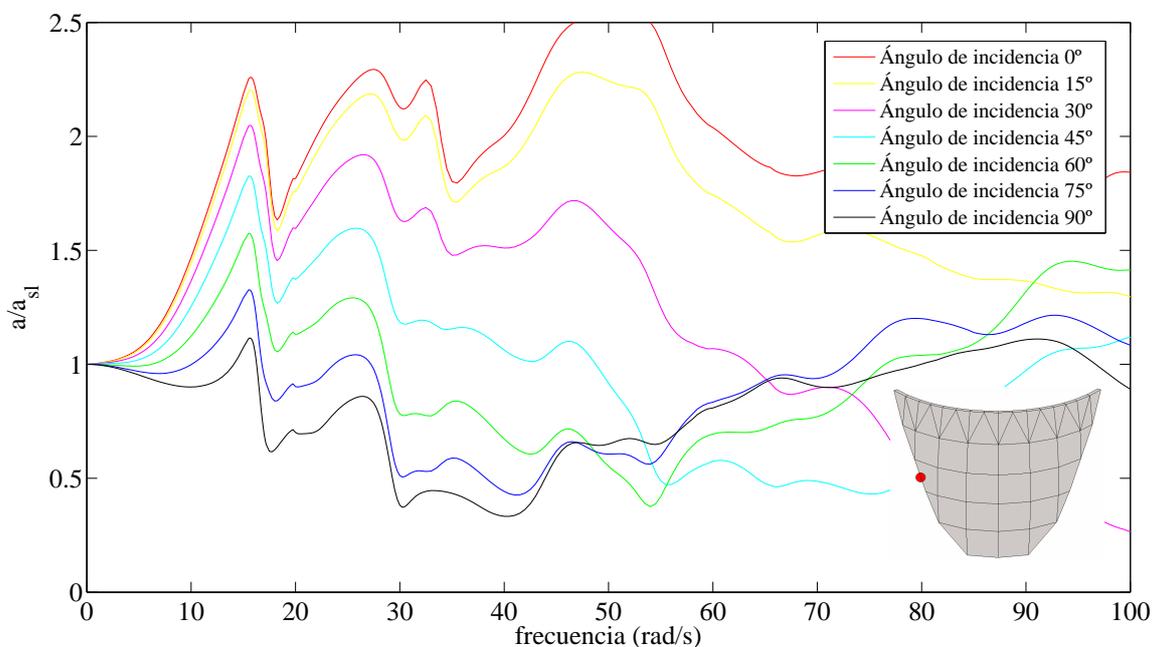


Figura 4.85. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 230. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

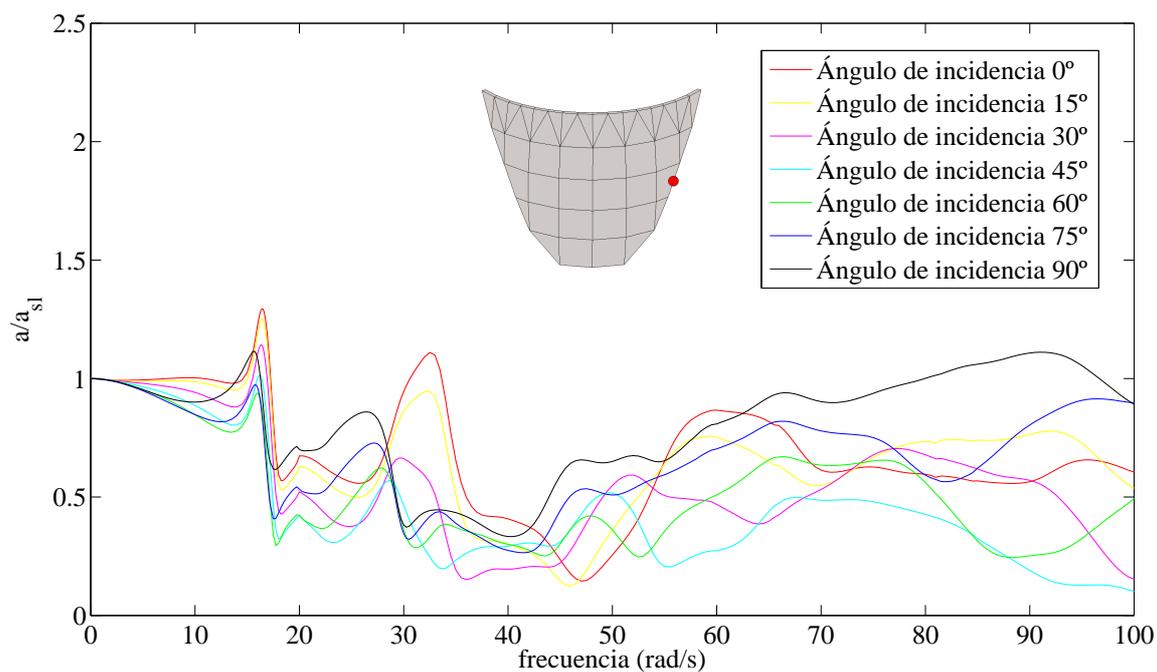


Figura 4.86. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo especular al 230. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

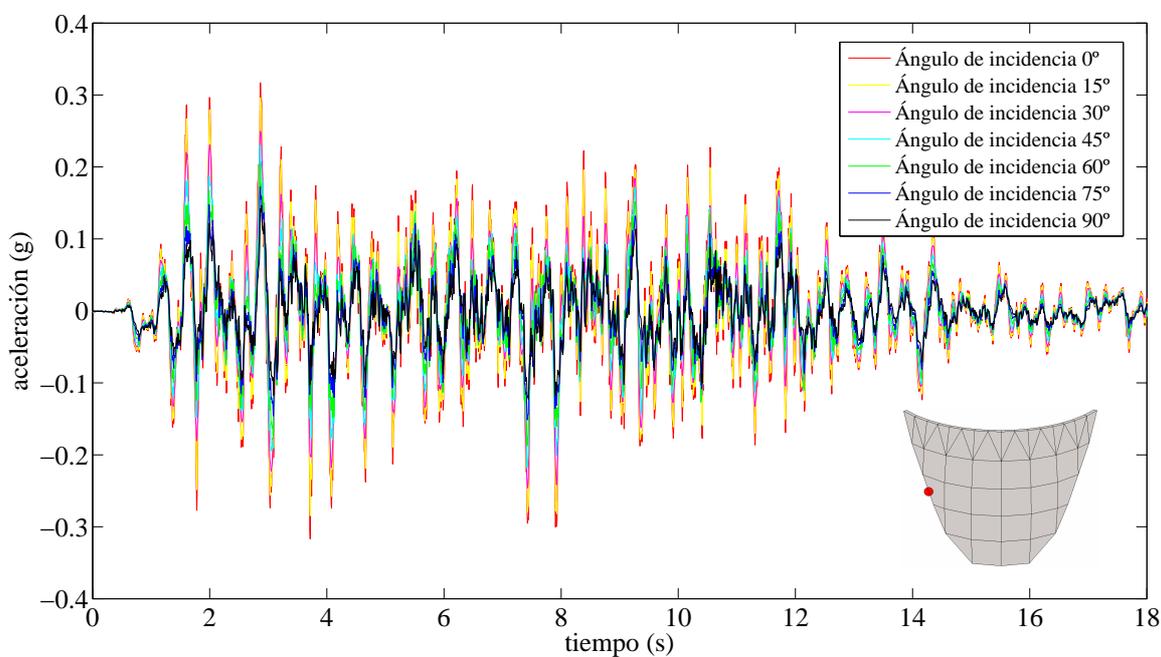


Figura 4.87. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

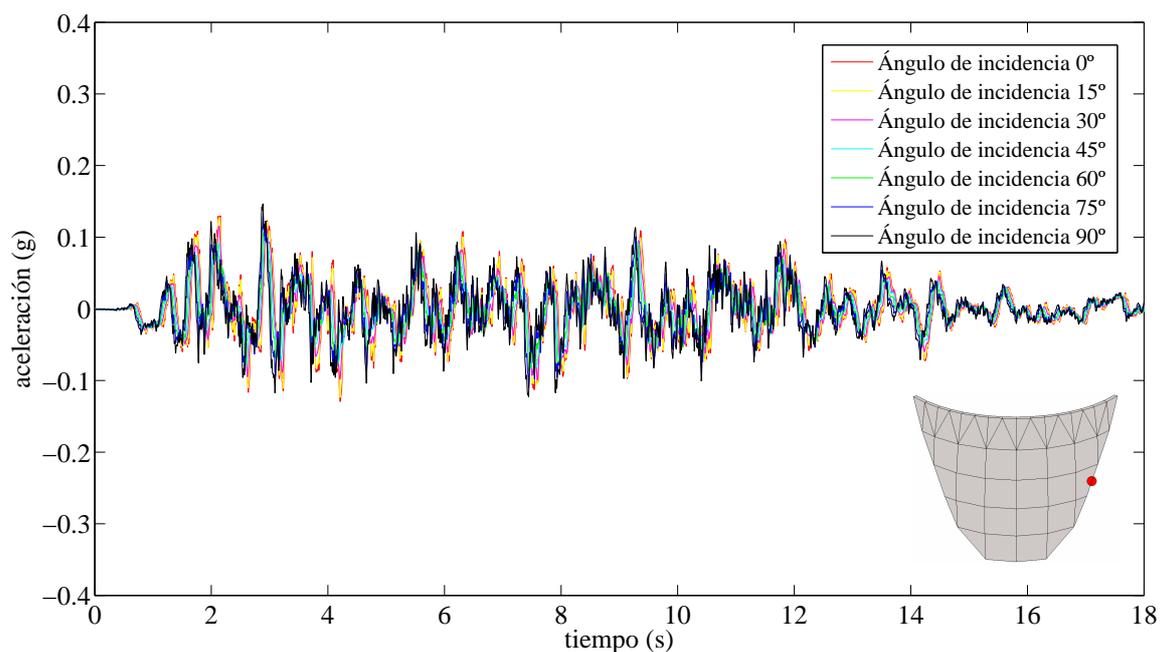


Figura 4.88. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

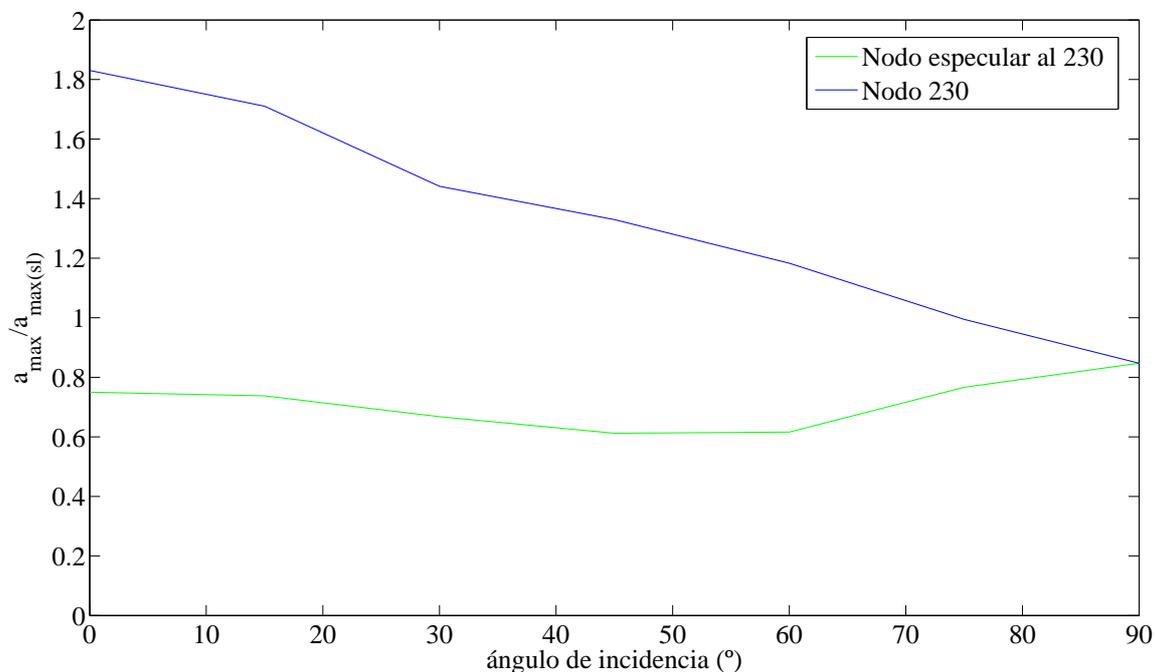


Figura 4.89. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 230 y su especular normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

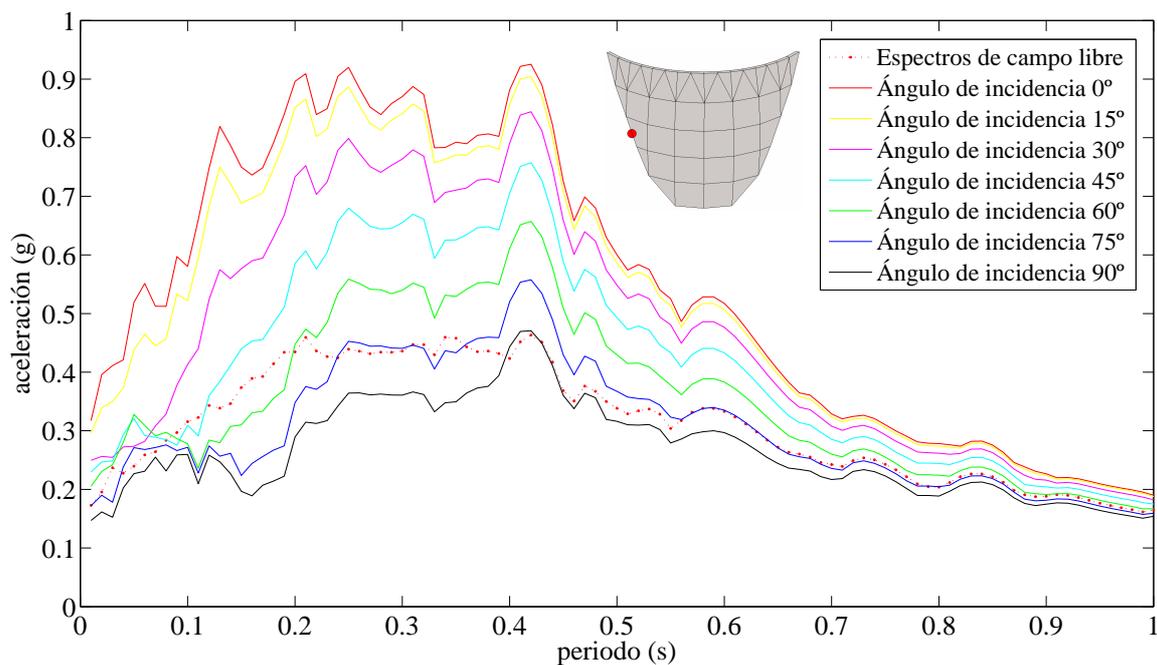


Figura 4.90. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

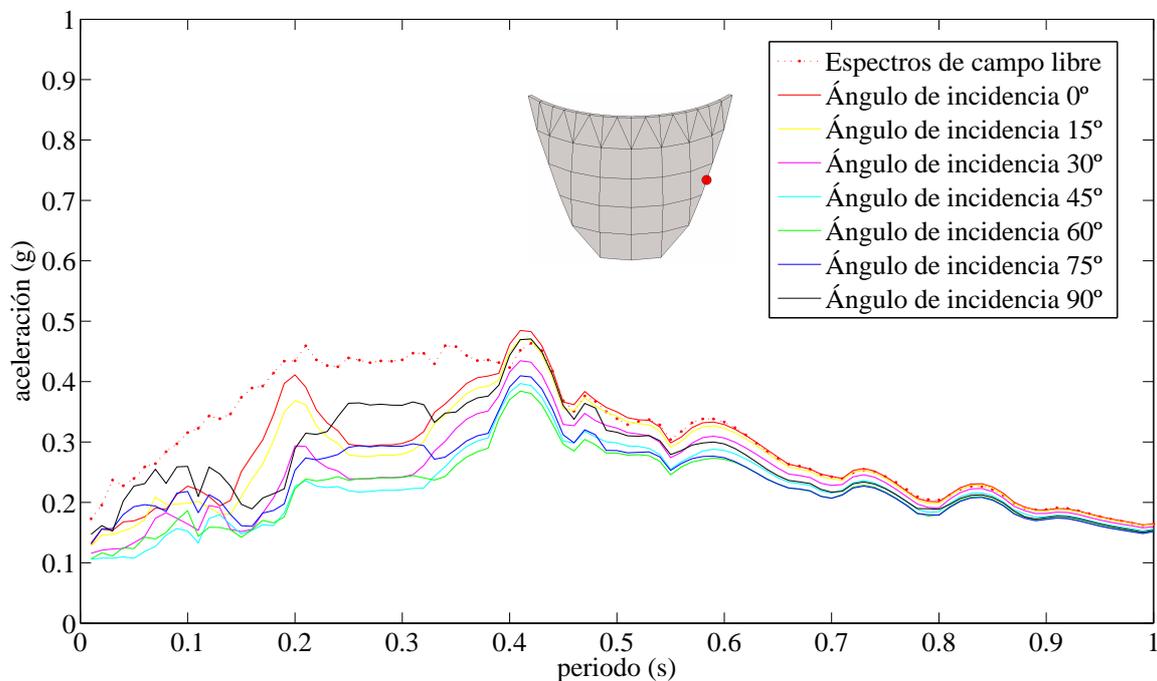


Figura 4.91. Embalse lleno. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejo al 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

El análisis de estos nodos no hace más que confirmar lo que ya se avanzaba desde el análisis de los nodos anteriores. En este caso se obtiene una respuesta aún más desfavorable para la incidencia rasante y las cercanas a ésta, en el nodo del estribo situado en el lado por el que incide la onda. En el nodo espejular se sigue teniendo una respuesta muy baja y una mayor igualdad entre las ondas que atacan a la estructura con diferente ángulo de incidencia.

Análisis en el nodo 228 y su espejular. Estos nodos se encuentran situados a una altura de 0.7 veces la altura total de la presa.

El análisis de estos nodos, mostrado en las figuras de la 4.92 a la 4.98, evidencia que la tendencia de nodos anteriores se mantiene. Se tienen incluso mayores diferencias entre las respuestas provocadas por las diferentes incidencias en el nodo 228. La respuesta es muy elevada ante excitaciones cercanas a la rasante y la propia incidencia rasante.

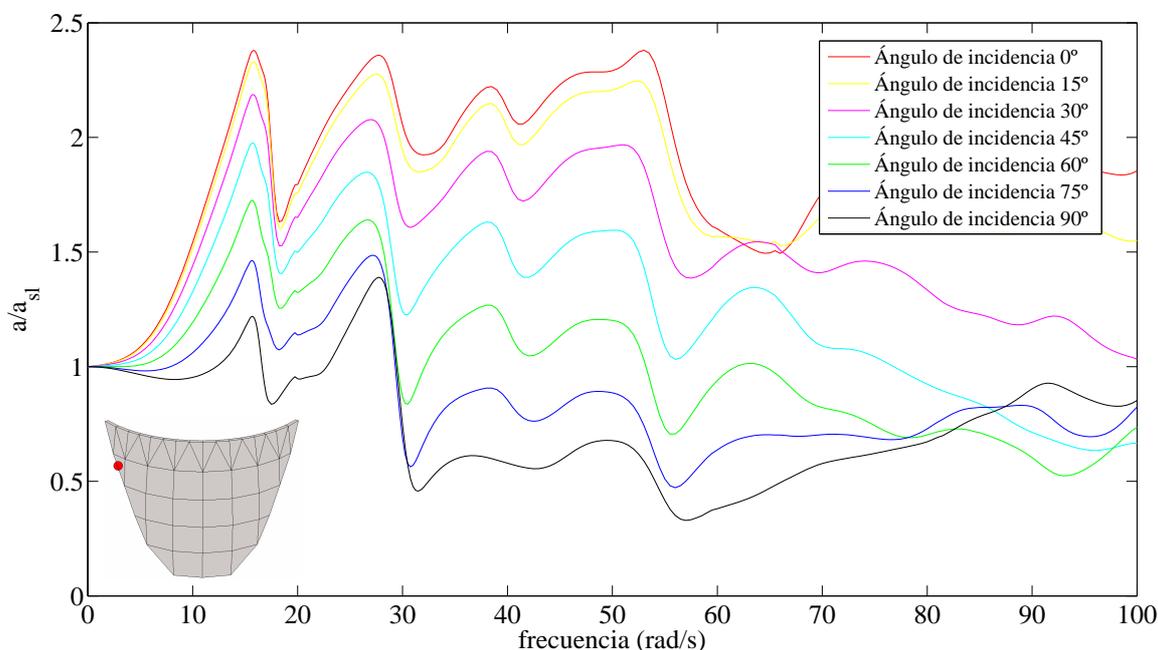


Figura 4.92. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 228. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

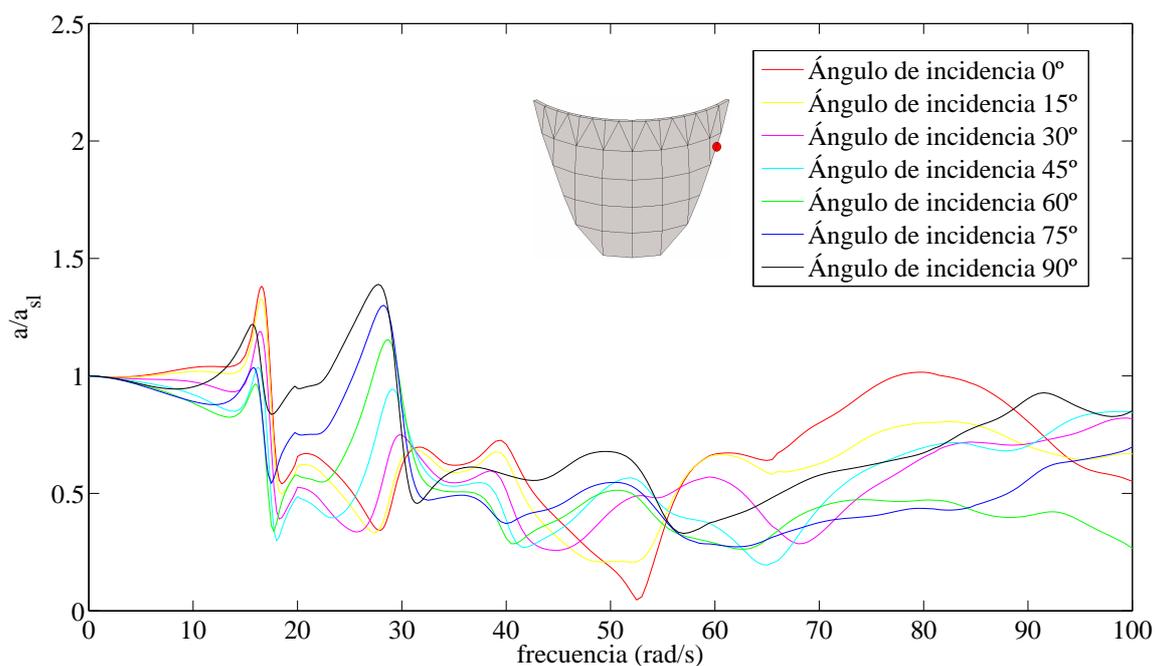


Figura 4.93. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo especular al 228. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

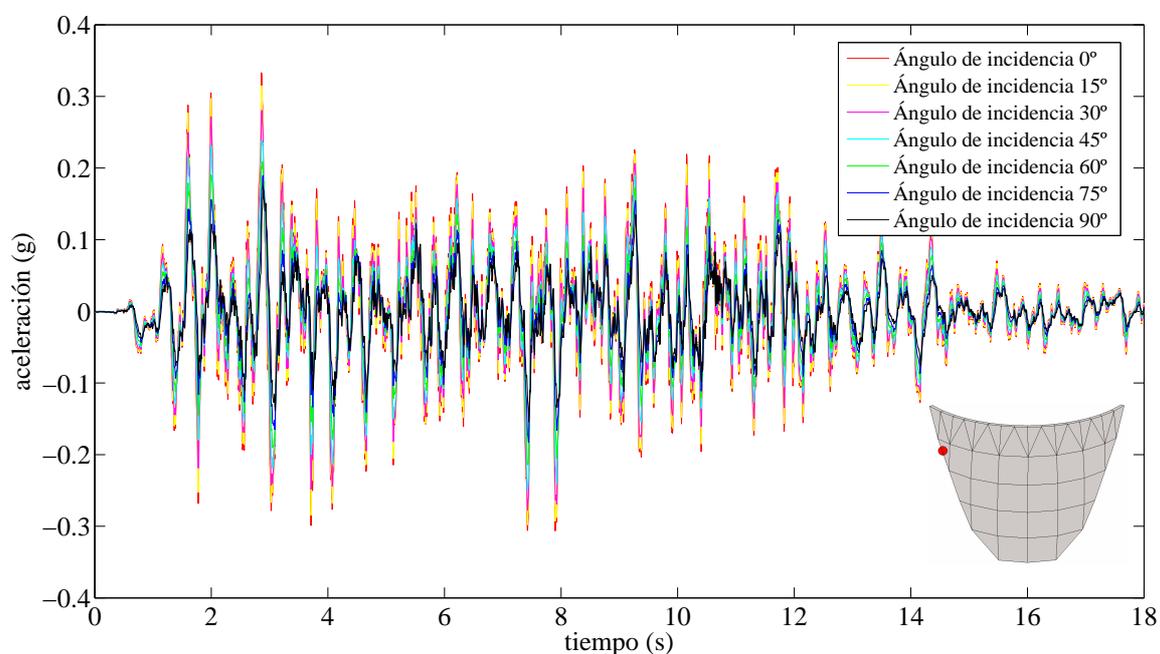


Figura 4.94. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 228. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

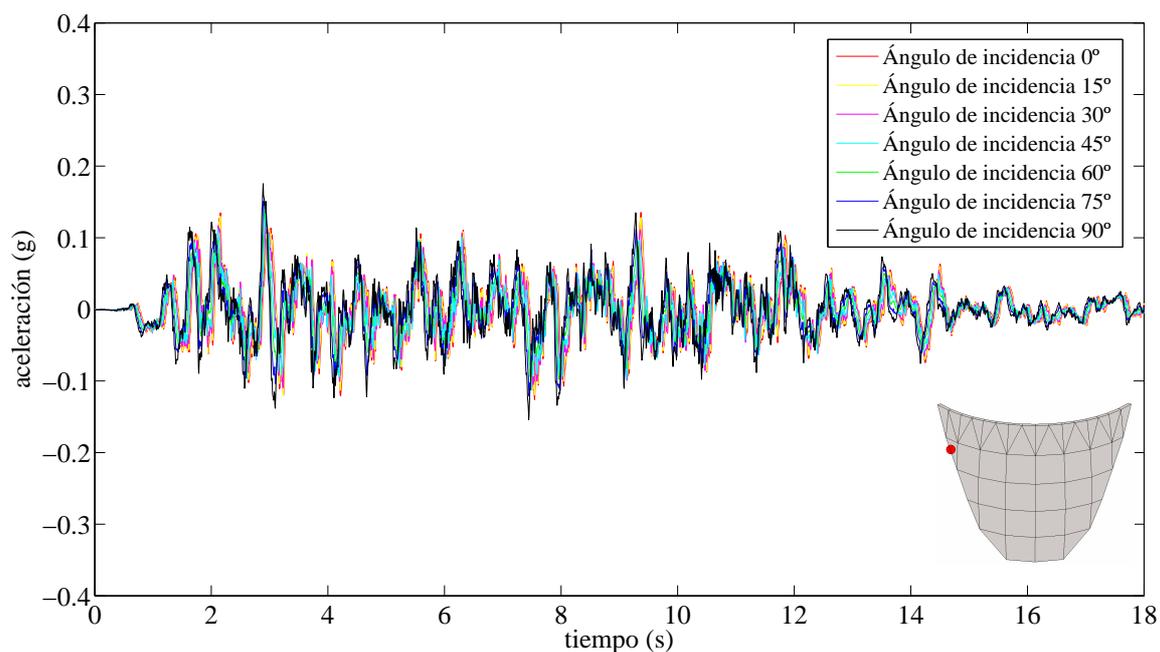


Figura 4.95. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 228. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

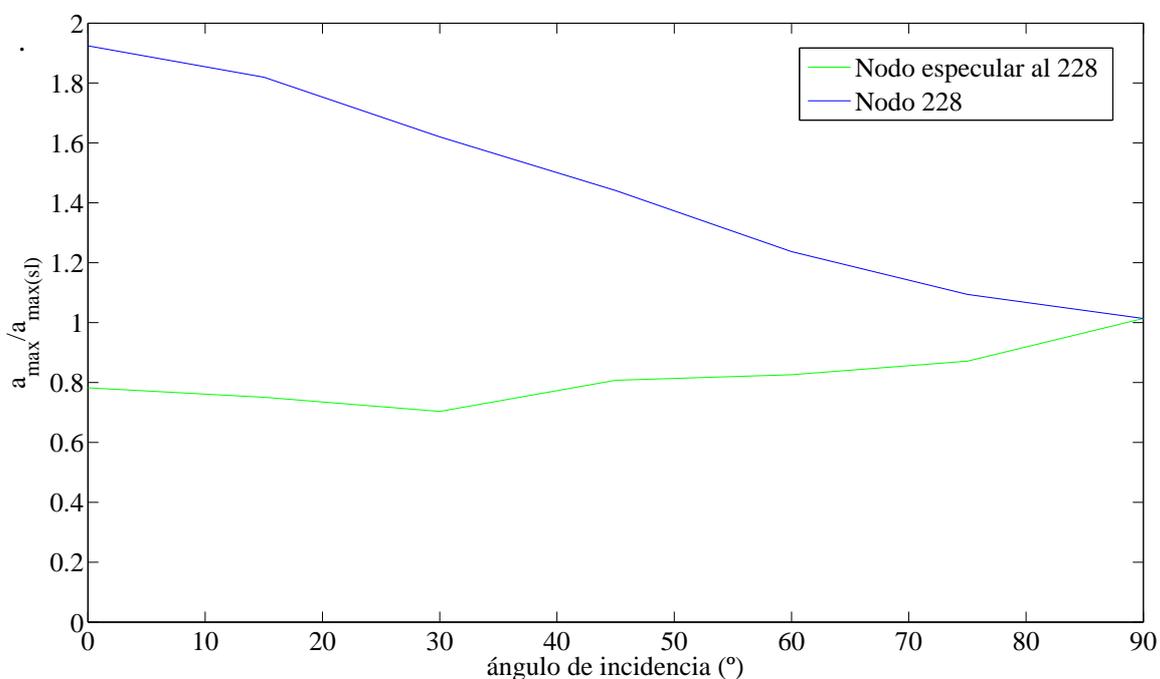


Figura 4.96. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 228 y su especular normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

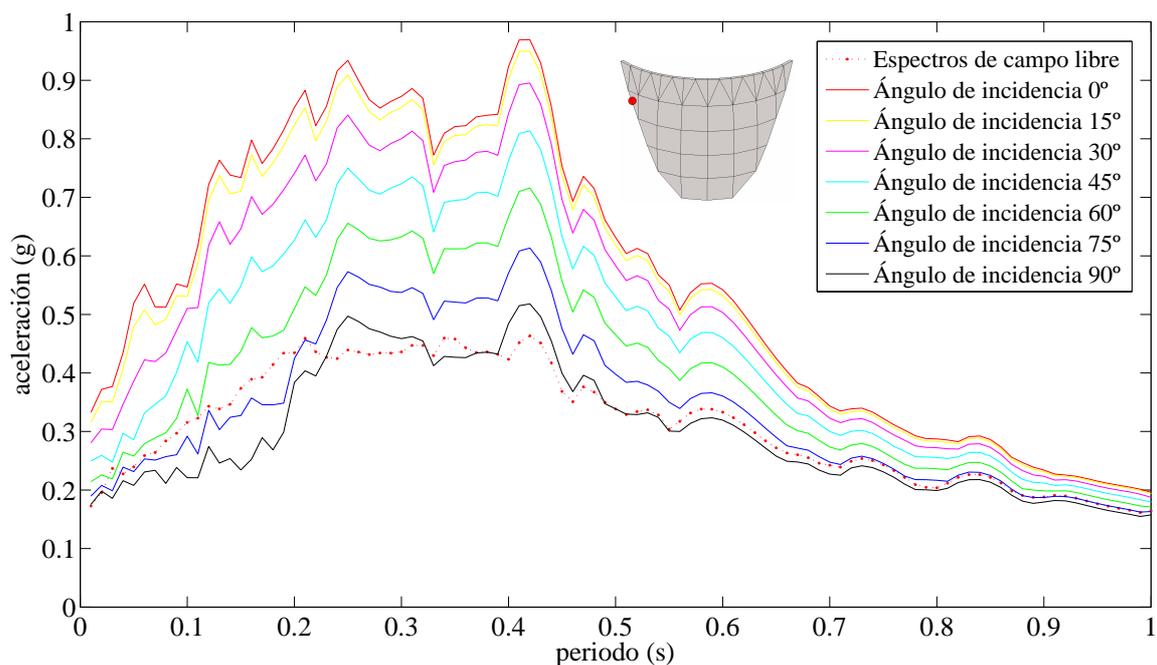


Figura 4.97. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 228. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

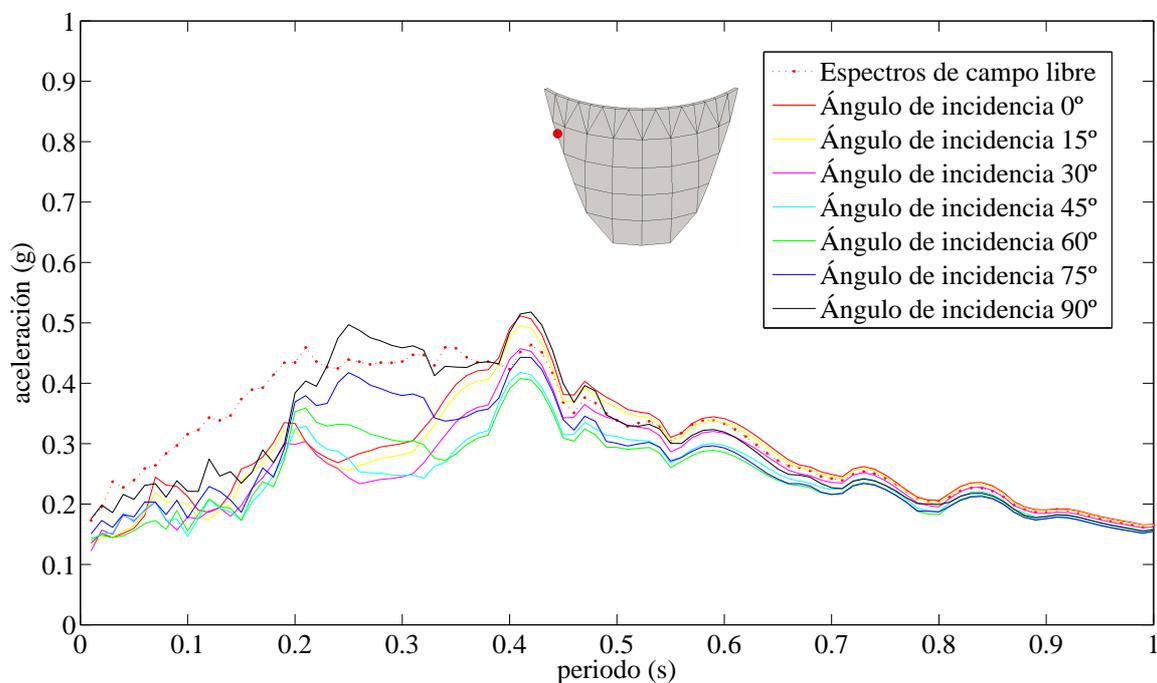


Figura 4.98. Embalse lleno. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejo al 228. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Análisis en el nodo 87 y su especlar. Estos nodos se encuentran altura de la coronación de la presa.

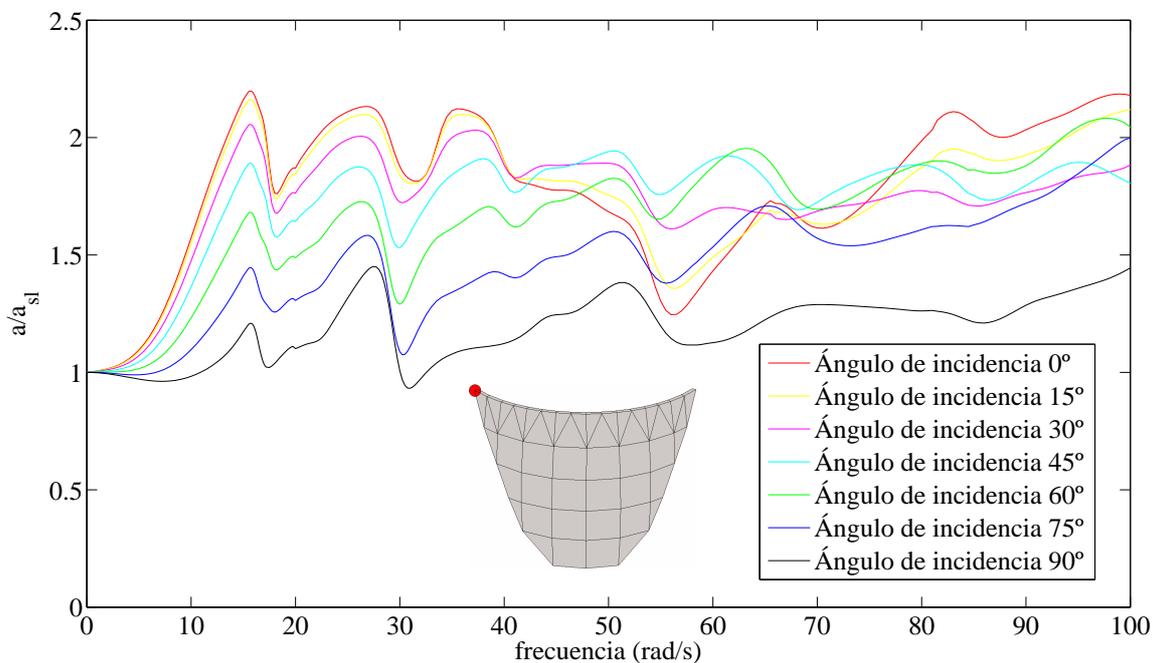


Figura 4.99. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 87. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

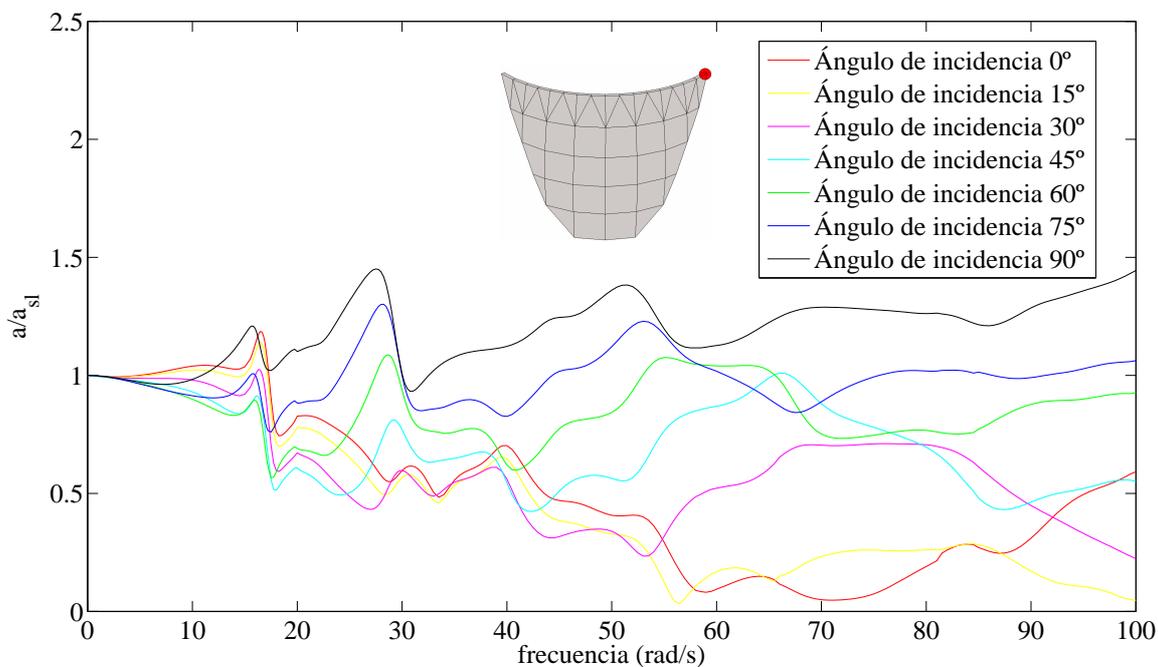


Figura 4.100. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo especlar al 87. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

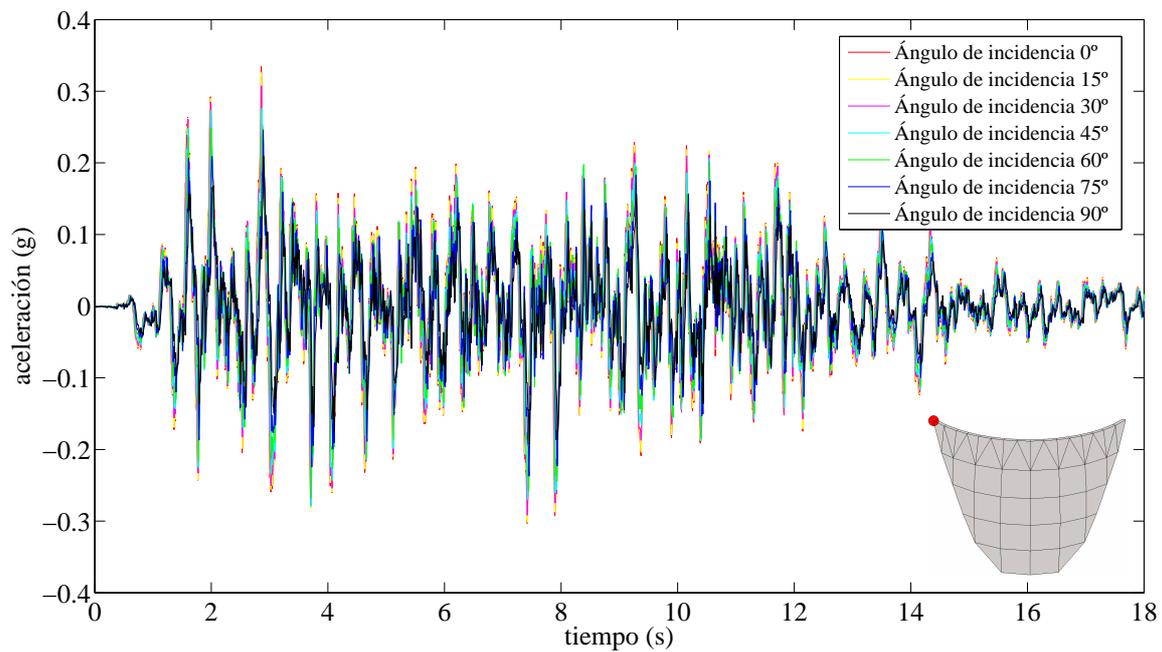


Figura 4.101. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

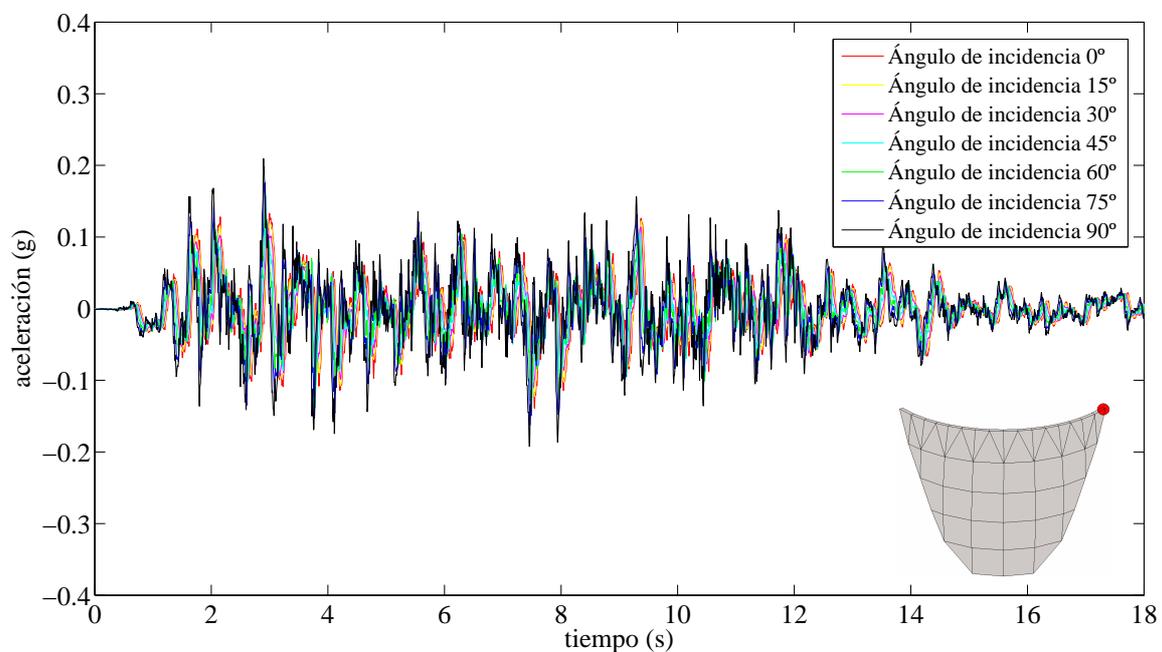


Figura 4.102. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejo al 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

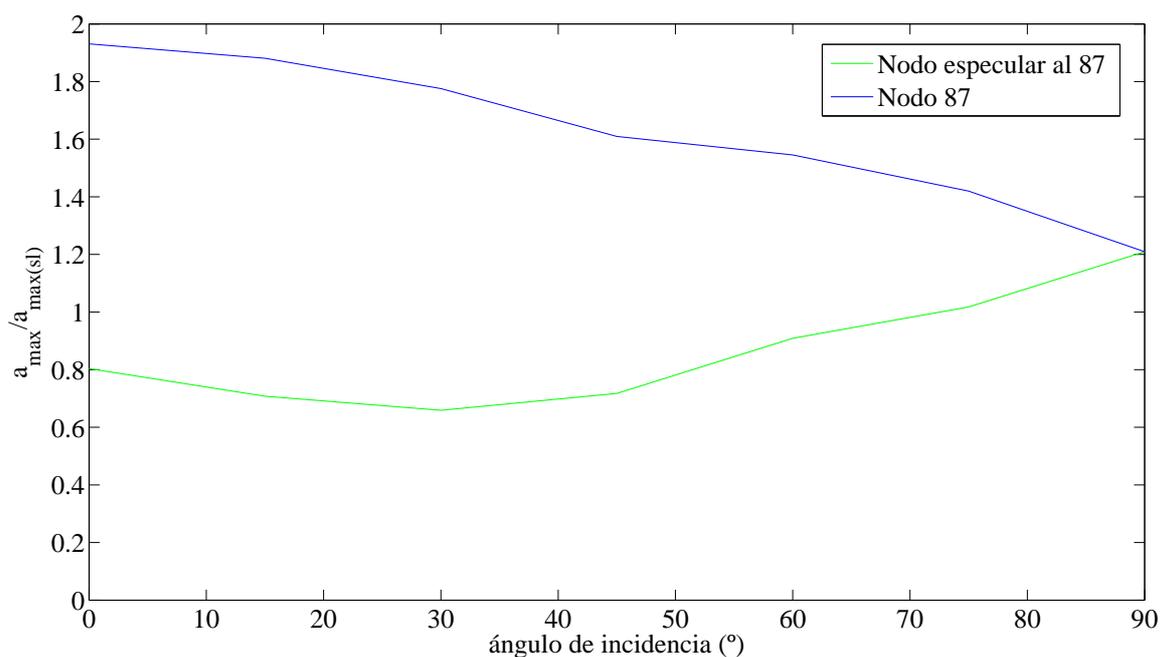


Figura 4.103. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 87 y su especlar normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

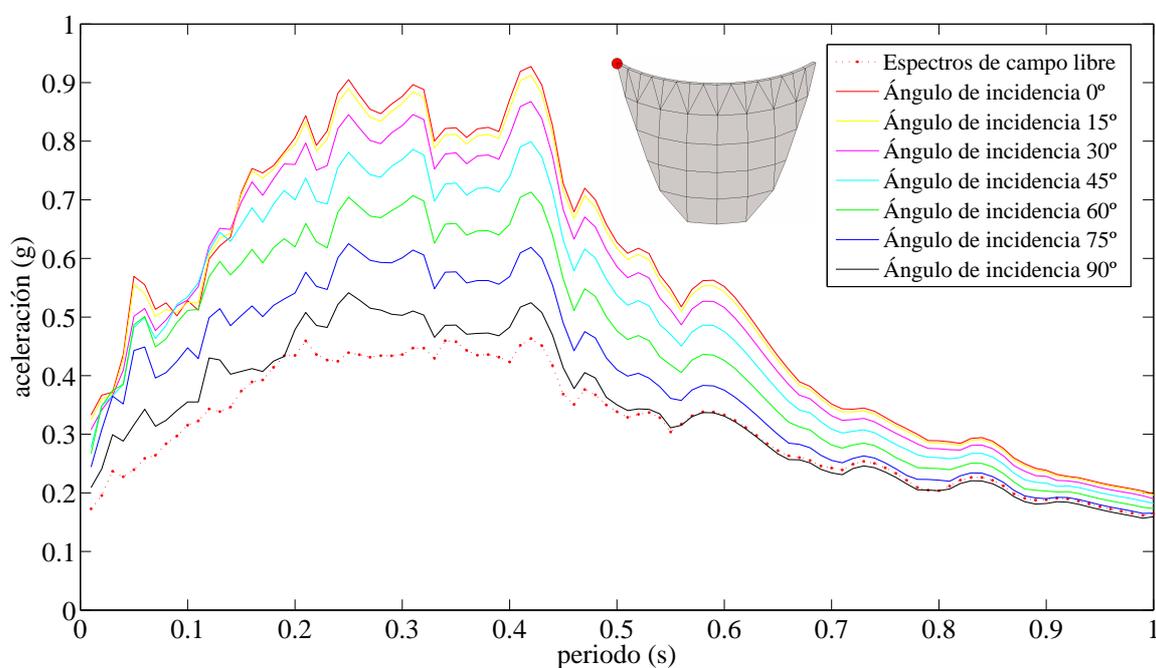


Figura 4.104. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

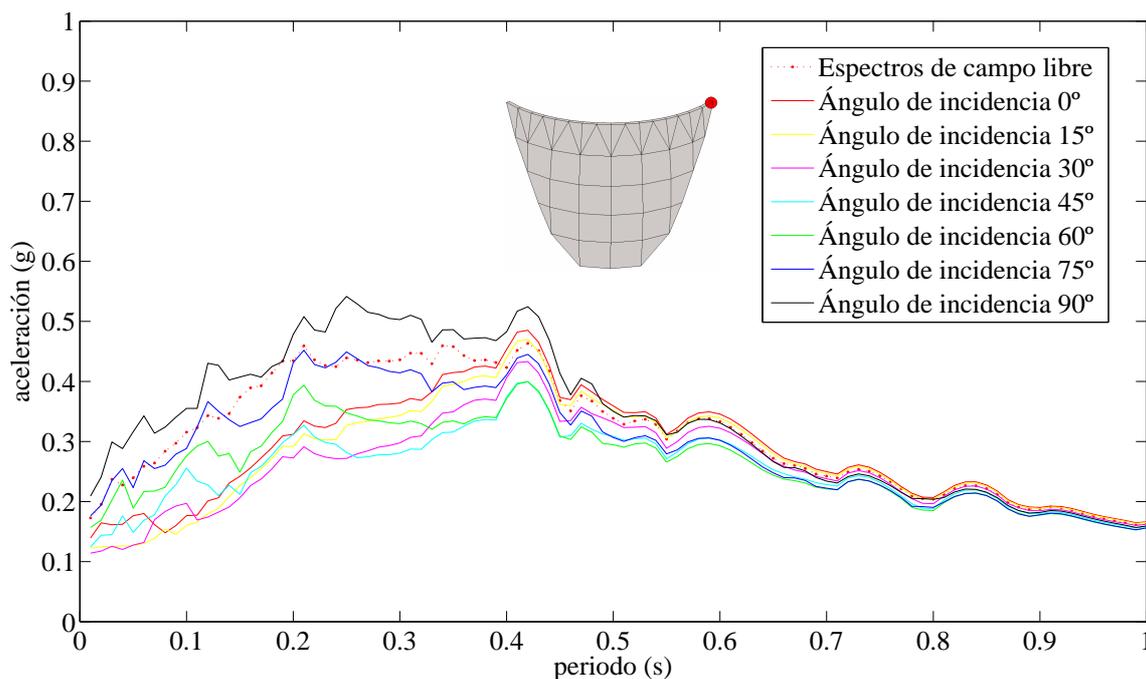


Figura 4.105. Embalse lleno. . Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

En estos nodos la incidencia vertical ha aumentado la respuesta considerablemente. Sigue existiendo una diferencia muy importante entre la incidencia rasante y la incidencia vertical para el nodo 87. En el nodo especular al 87 la incidencia más desfavorable es de forma clara la vertical.

Una vez analizados todos los nodos del estribo podemos extraer ya conclusiones definitivas sobre la influencia del ángulo de incidencia en la respuesta dinámica en esta zona. Como hemos visto el ángulo de incidencia es el factor más decisivo en la respuesta sísmica, y no sólo eso, sino que es la incidencia rasante (y las cercanas a esta) la que provoca una respuesta mucho más desfavorable, justamente en el estribo que se encuentra en la zona por la que la onda ataca a la estructura.

Además, ante excitaciones no simétricas los estribos de la presa no se mueven en fase ni con la misma amplitud, lo que provoca que el movimiento en coronación no sea tan desfavorable como el que se puede obtener para excitación vertical. La incidencia vertical provoca un desplazamiento idéntico y en fase a ambos lados del estribo, que tiende a amplificar la respuesta en la zona central de la coronación de la presa.

Estas tendencias se conservan en todos los nodos analizados en el estribo, por lo que se puede afirmar que las ondas con ángulo de incidencia bajo tienen mayores posibilidades de provocar un fallo en la cimentación de la estructura o en sistemas de un grado de libertad (por ejemplo turbinas) situados cerca de dicha zona.

4.3.1.2.2- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE

Se realizará un breve análisis de la influencia del nivel de llenado del embalse. Para ellos se escoge la incidencia rasante, que es la más desfavorable, según se vio en el apartado anterior. Se va a realizar el análisis en el nodo 228, recordemos que es un nodo situado a una altura de 0.7 veces al altura total de la presa, en el estribo que es atacado directamente por la onda incidente (ver figura 4.72). El objetivo es confirmar que el nivel de llenado del embalse tiene poca influencia en la respuesta sísmica de los estribos, sobre todo si la comparamos con la influencia del ángulo de incidencia de la onda.

Téngase en cuenta que este caso es en el que mayores diferencias se aprecian entre los diferentes niveles de llenado. Para nodos con cota más baja e incidencias más próximas a la vertical la influencia del ángulo de incidencia es menor que en este caso.

Se estudian tres niveles de llenado: Embalse vacío, embalse con cota de agua de 0.6 H y embalse lleno.

El análisis en frecuencia pone de manifiesto algunas diferencias entre los diferentes niveles de llenado (figura 4.106).

El análisis sísmico ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño se expone en las figuras 4.107 y 4.108. La diferencia entre las respuestas para los diferentes niveles no es de gran importancia.

Lo que si se debe destacar es que para la incidencia rasante, el caso más desfavorable no es el embalse lleno, por lo que la respuesta en el nodo analizado es todavía un poco más desfavorable para embalse vacío o para niveles de llenado inferiores al máximo.

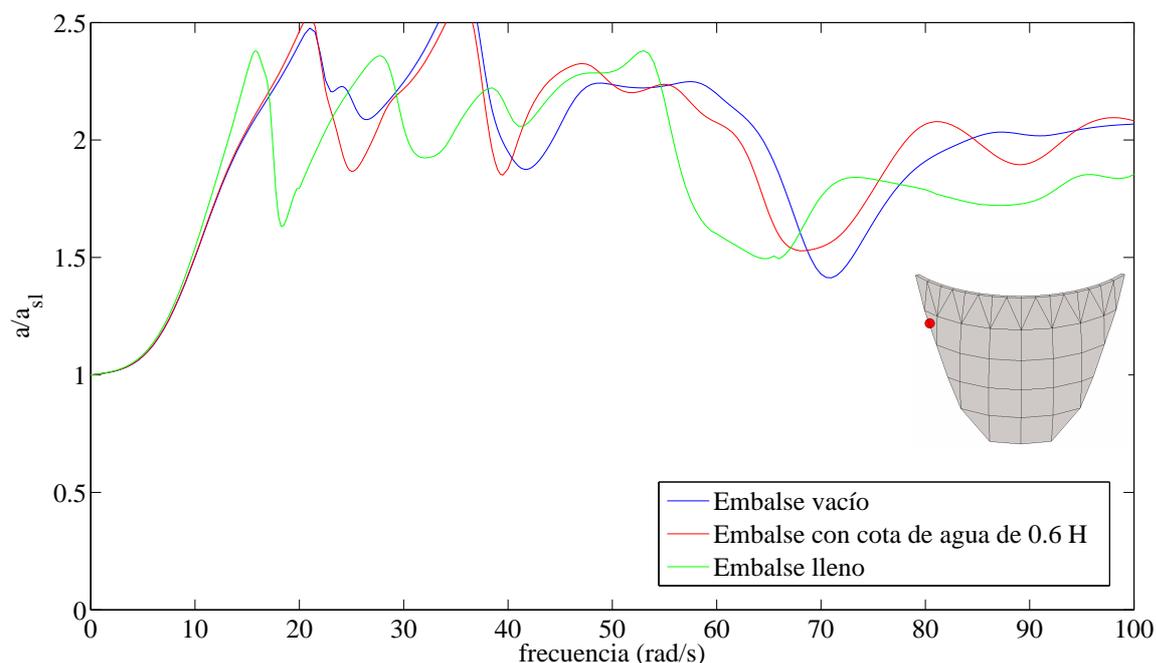


Figura 4.106. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 228. Onda SH atacando la estructura con incidencia rasante. Diferentes niveles de llenado del embalse

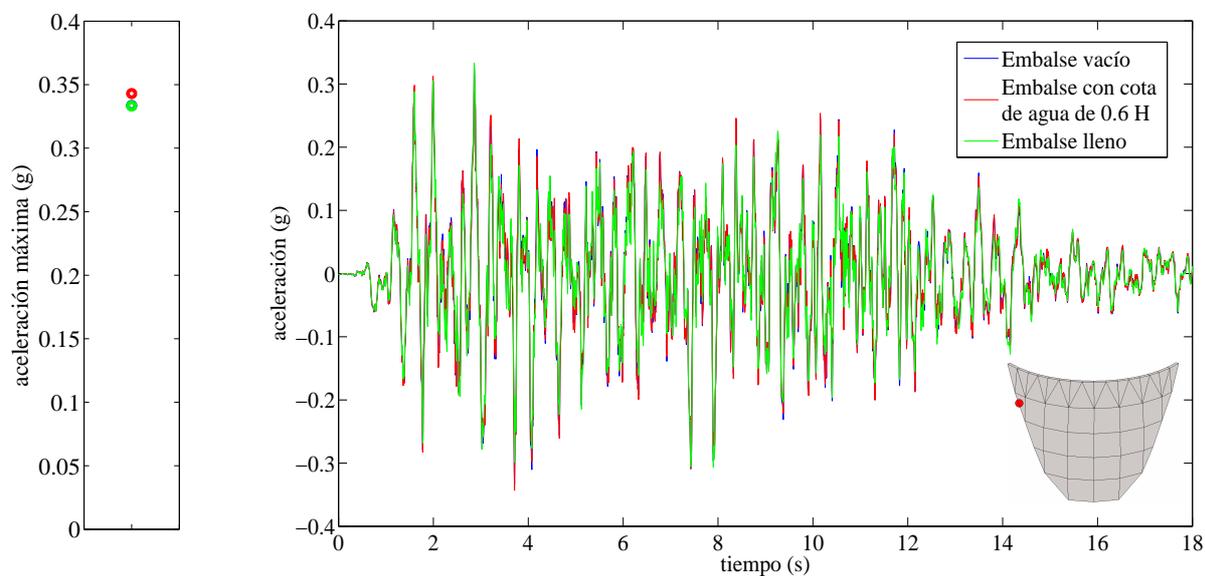


Figura 4.107. Incidencia rasante. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 228 a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los tres niveles de llenado estudiados. b) Aceleraciones temporales para los tres niveles de llenado estudiados

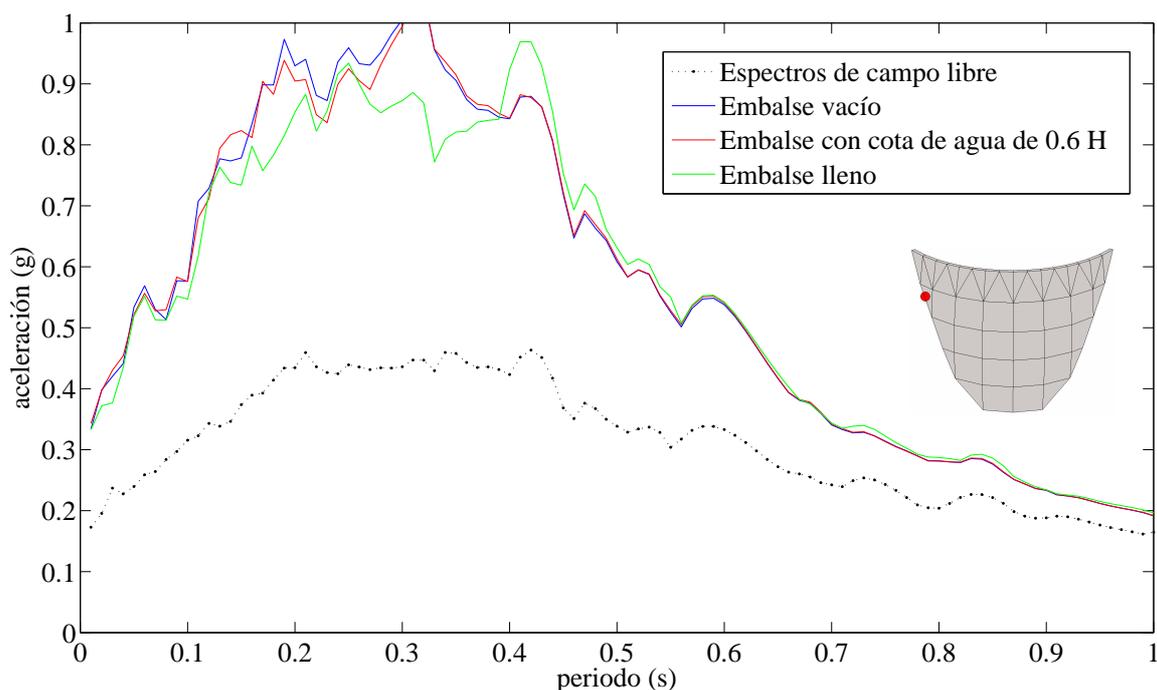


Figura 4.108. Incidencia rasante. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 228

En los espectros de respuesta, para periodos naturales de un sistema de un grado de libertad bajos, es el embalse vacío el caso más desfavorable, mientras que para periodos naturales altos el embalse lleno provoca la respuesta más elevada.

Se ha comprobado que el nivel de llenado del embalse representa un factor de influencia secundario cuando se compara con la incidencia de la onda, siempre que se analicen puntos pertenecientes a los estribos. Pese a la poca influencia, en algunos puntos y para algunas incidencias, es un factor que también se ha de tener presente.

4.3.1.2.3.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA A LO LARGO DEL ESTRIBO

En este último apartado estudiaremos la evolución de la respuesta a lo largo del estribo y conoceremos cual es la zona más desfavorable del mismo. Se van a analizar ambas partes del estribo, para excitación rasante y embalse lleno. Se utiliza la excitación rasante por ser en líneas generales la más desfavorable de las analizadas, y el embalse lleno por ser el caso más probable, puesto que las presas se construyen para albergar su nivel máximo de agua o un nivel cercano a éste.

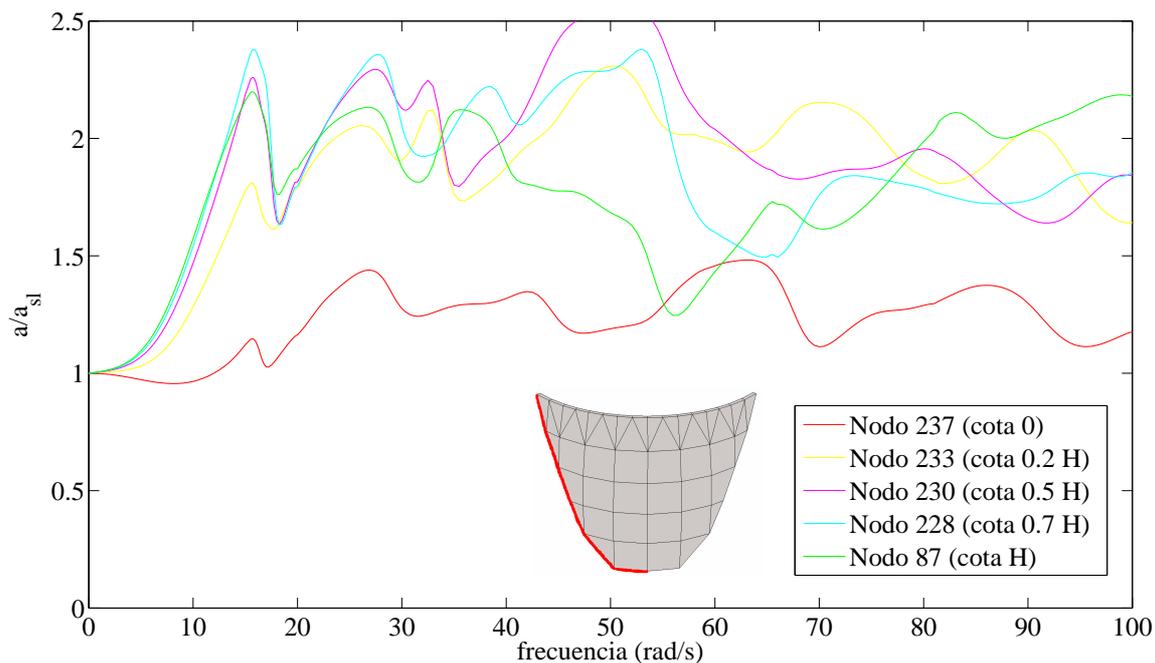


Figura 4.109. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH atacando la estructura con incidencia rasante. Análisis en los puntos del estribo izquierdo de la presa

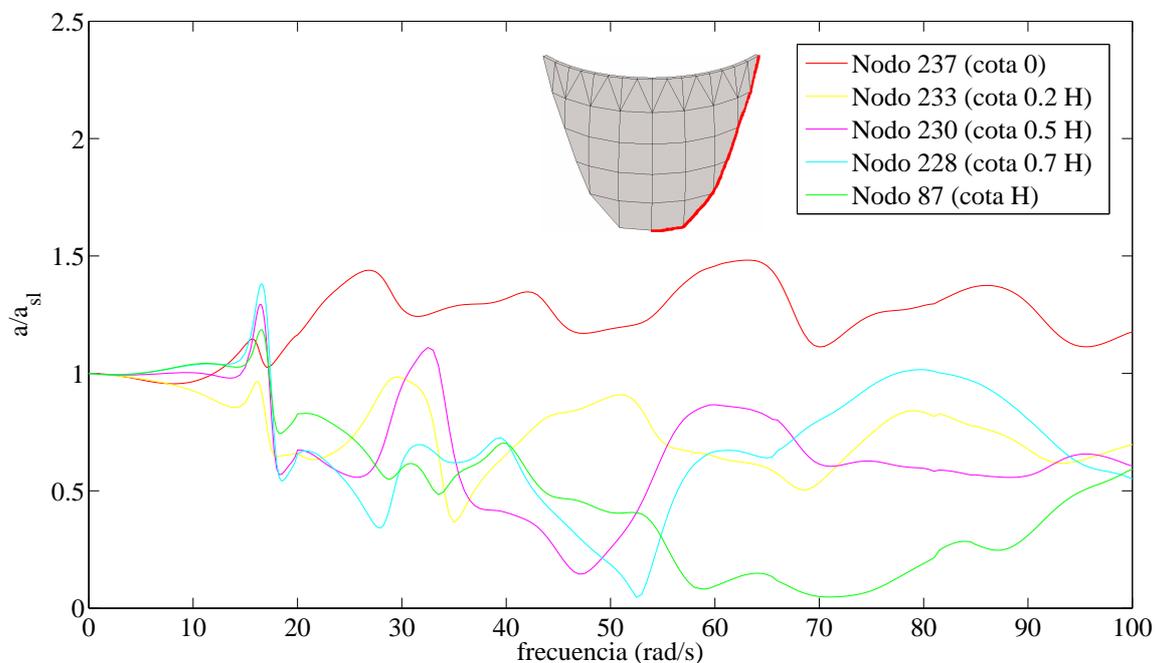


Figura 4.110. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH atacando la estructura con incidencia rasante. Análisis en los puntos del estribo derecho de la presa

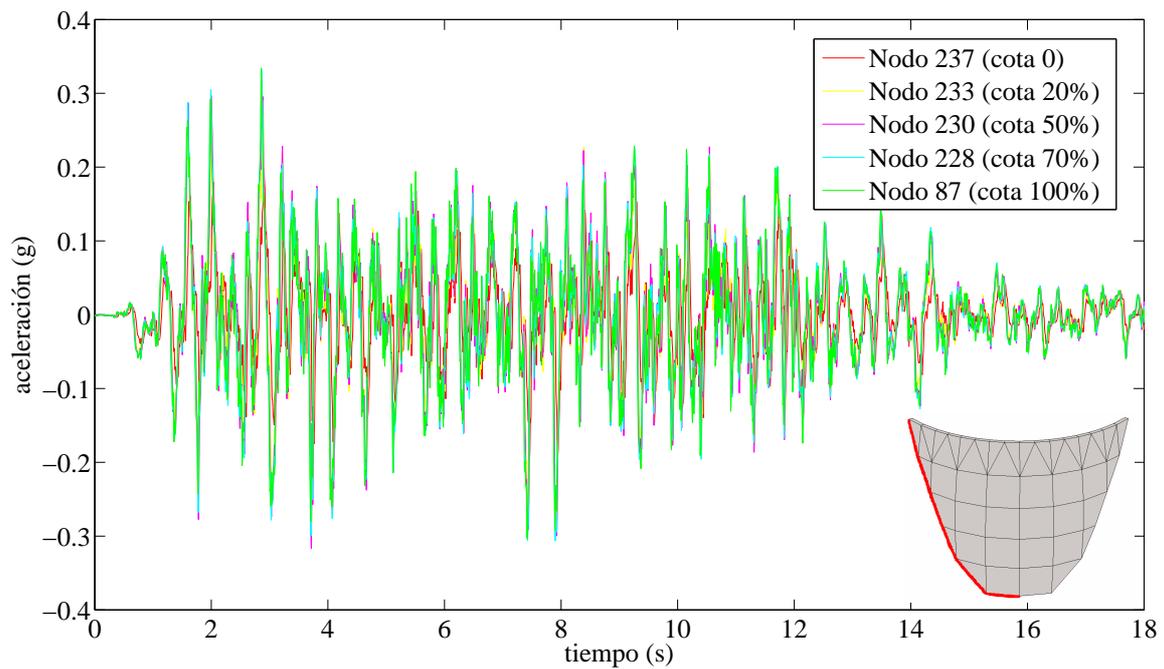


Figura 4.111. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Incidencia rasante. Análisis en el estribo izquierdo de la presa

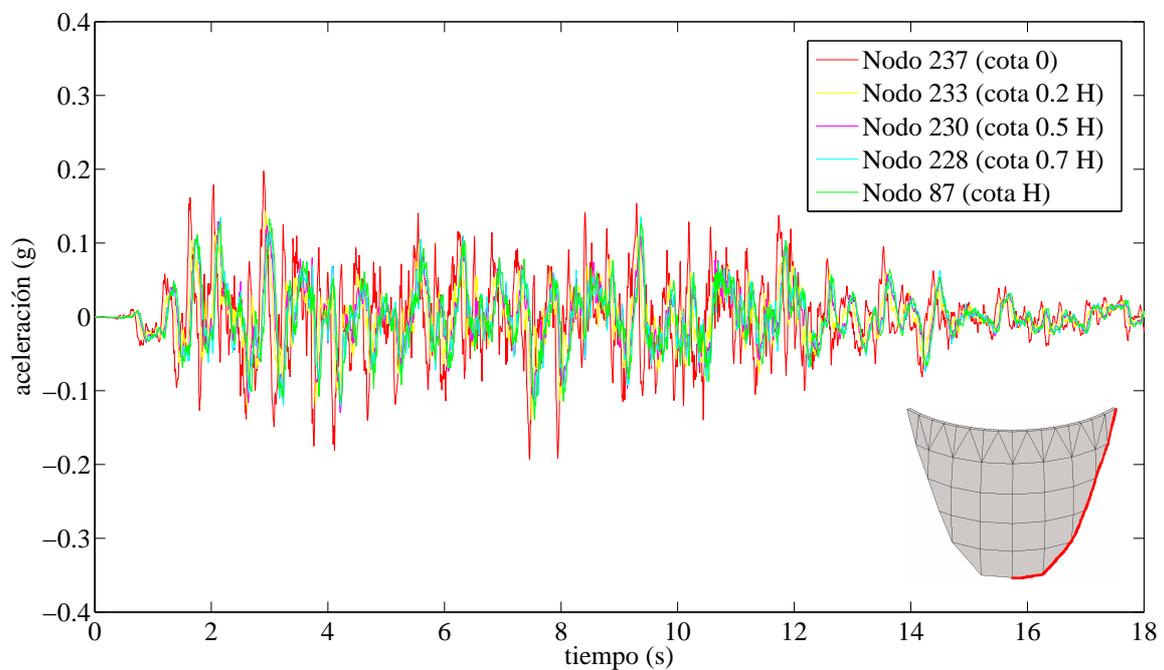


Figura 4.112. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Incidencia rasante. Análisis en el estribo derecho de la presa

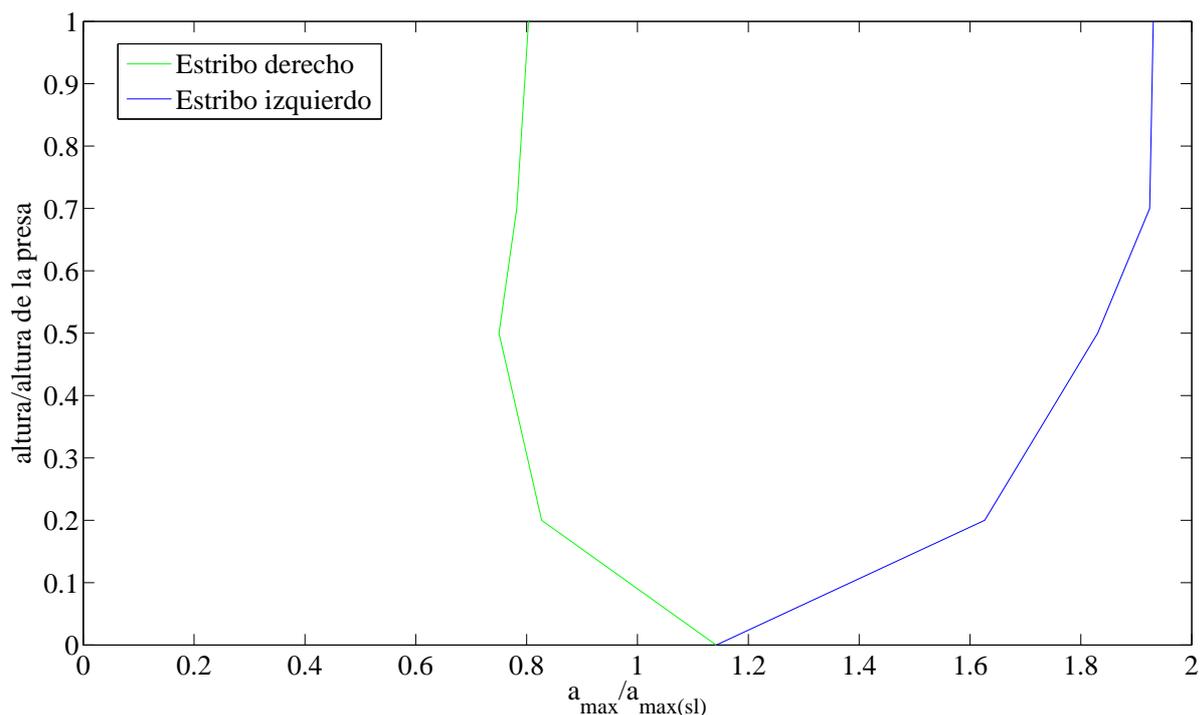


Figura 4.113. Embalse lleno. Análisis de la evolución a lo largo de los estribos de la tensión máxima en dirección anteroposterior en valor absoluto normalizada con la aceleración máxima de campo libre.

Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

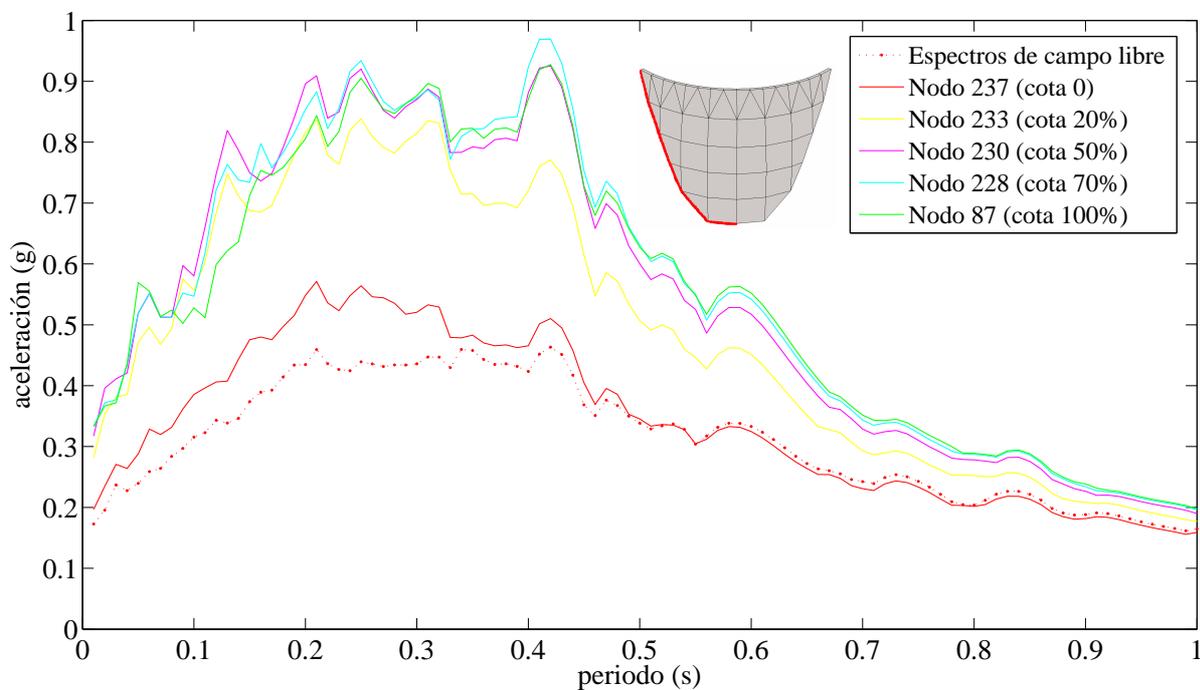


Figura 4.114. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Curvas para incidencia rasante. Análisis en el estribo izquierdo de la presa

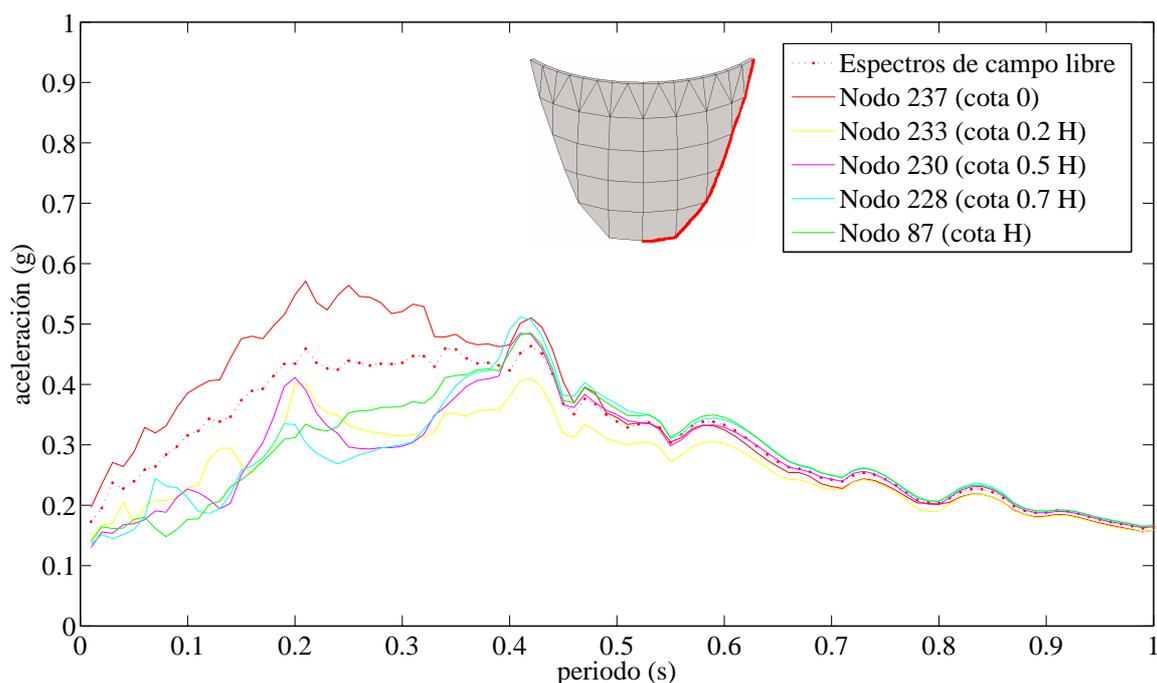


Figura 4.115. Embalse lleno. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Curvas para incidencia rasante. Análisis en el estribo derecho de la presa

En las funciones de transferencia (figura 4.109 y 4.110) aparece una curva para cada uno de los nodos del estribo. Se analiza en cada figura una de las partes del estribo. Recordemos que la parte izquierda del estribo es la que es atacada directamente por la onda. En las figuras de la 4.111 a la 4.115 puede consultarse la respuesta temporal en los estribos ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño

Las curvas obtenidas en ese análisis son muy claras. La respuesta más desfavorable se tiene en la zona alta del estribo izquierdo, que recordemos que es atacado directamente por la onda con incidencia rasante. En el estribo contrario se obtiene una respuesta bastante baja.

Si observamos la curva de aceleraciones máximas (figura 4.113) la tendencia es evidente, obteniéndose los valores máximos de la aceleración en los puntos más altos del estribo izquierdo. La aceleración máxima empieza a disminuir hasta llegar al nodo con cota 0 y sigue disminuyendo a medida que ascendemos a lo largo del estribo derecho.

Este comportamiento resulta lógico ya que la onda rasante se encuentra de lleno con el estribo derecho en su recorrido, lo que hace que se tengan respuestas elevadísimas en los puntos más altos del estribo, dónde se tiene la unión entre la meseta y el cañón. Al encontrarse la onda con el cañón, éste impide que la onda siga propagándose con tanta energía a través del terreno hacia los puntos situados en el otro lado. Esto explica que la respuesta en el lado derecho del estribo sea muy baja, sobre todo en los puntos más altos del mismo. Esto ocurre para todas las excitaciones con un ángulo de incidencia bajo. Cuando el ángulo de incidencia es alto (75° , 90°) la onda se propaga verticalmente (o casi) por lo que afecta por igual a ambos lados del cañón. Por lo tanto, la respuesta en puntos especulares del estribo es la misma para incidencia vertical y similar para incidencias cercanas a ésta.

Las figuras 4.114 y 4.115 nos pueden ofrecer una idea de cuánto mayor es la respuesta en los puntos más altos del estribo que es atacado directamente por la onda. Son las curvas correspondientes a los expectora de respuesta. En el estribo izquierdo (figura 4.114) se obtienen aceleraciones de aproximadamente el doble que las del espectro de campo libre. Mientras, en el estribo derecho (figura 4.115), las aceleraciones están, para prácticamente todo el rango de periodos naturales, por debajo de las del espectro de campo libre.

4.3.2- MODELO DE CANAL BAJO CON EMBALSE CERRADO

Para este modelo se va a realizar un análisis mucho menos extenso que para el modelo de embalse abierto que se estudió durante el apartado anterior. Examinaremos el movimiento en coronación de la presa, prestando especial interés a la influencia del ángulo de incidencia de la onda en la respuesta.

Uno de los objetivos que perseguimos en este apartado es conocer como afecta a la influencia del ángulo de incidencia de la onda la consideración de embalse cerrado o abierto.

Si se quieren conocer los detalles del modelo de canal bajo con embalse cerrado puede consultarse el apartado 3.3.3.1. del capítulo III.

4.3.2.1- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA

Se estudian tres niveles de llenado diferentes del embalse, los mismos que se estudiaron para el modelo anterior: Embalse vacío, embalse con cota de agua de 0.6 veces la altura total de la presa y embalse lleno.

EMBALSE VACÍO

Se seguirá la línea de exposición de resultados que se viene utilizando, presentando en primer lugar las funciones de transferencia (figura 4.116) y posteriormente el análisis sísmico frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño (figuras de la 4.117 a la 4.119), incluyéndose tanto aceleraciones temporales, como valores máximos de aceleración y espectros de respuesta.

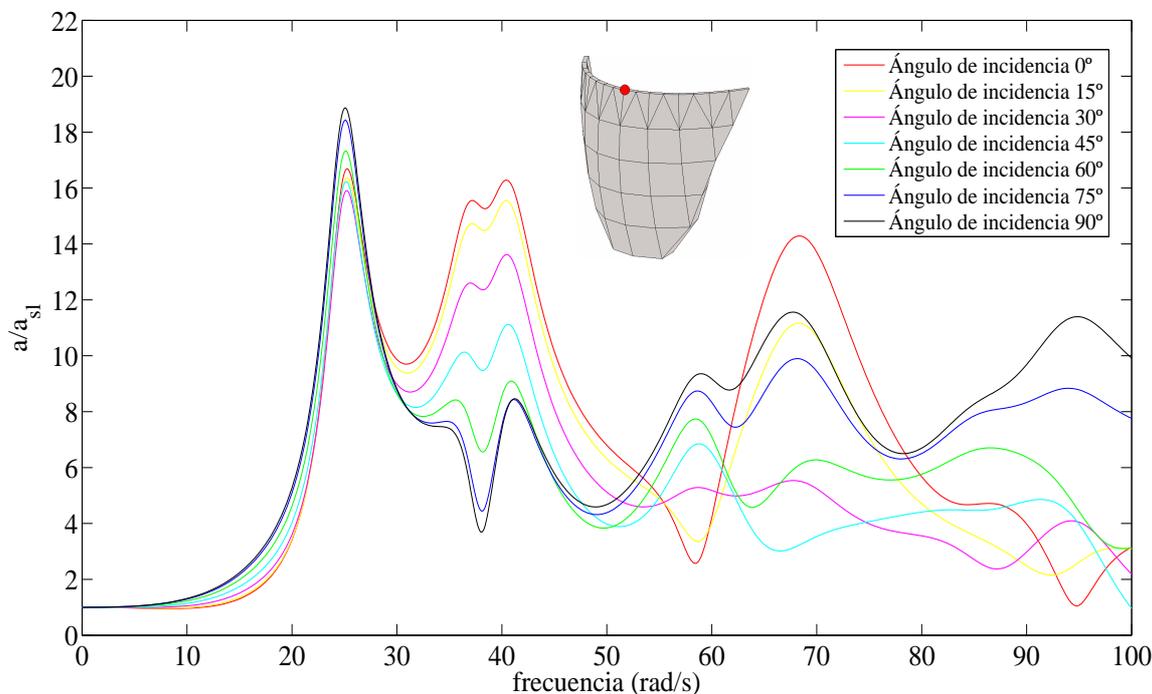


Figura 4.116. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

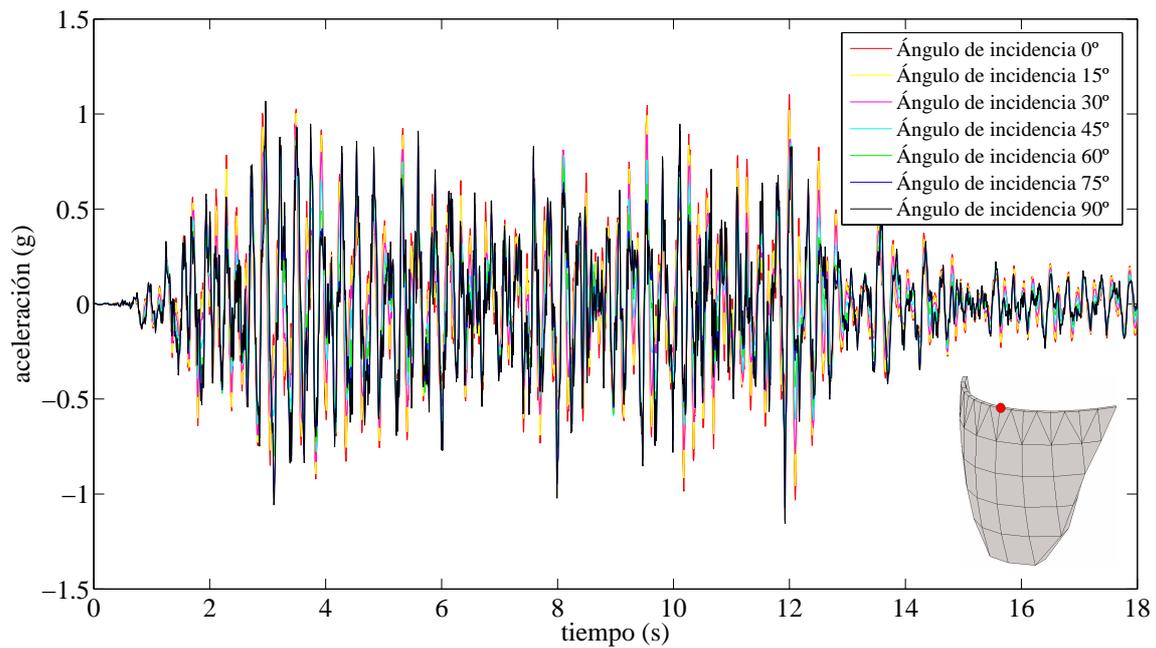


Figura 4.117. Embalse vacío. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

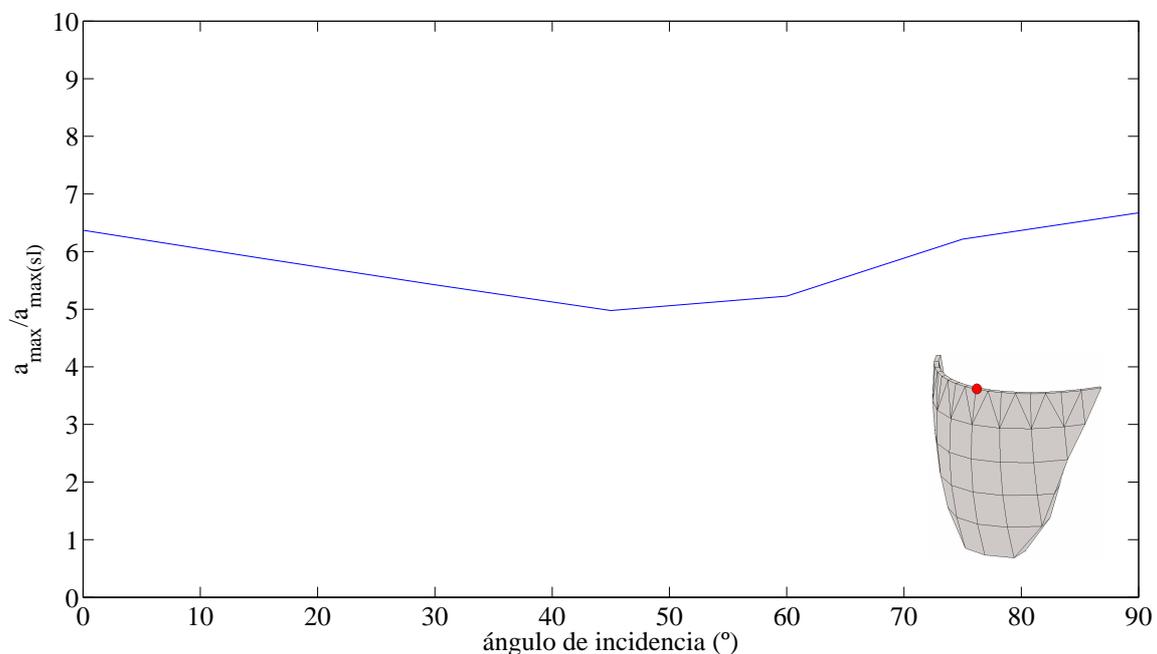


Figura 4.118. Embalse vacío. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

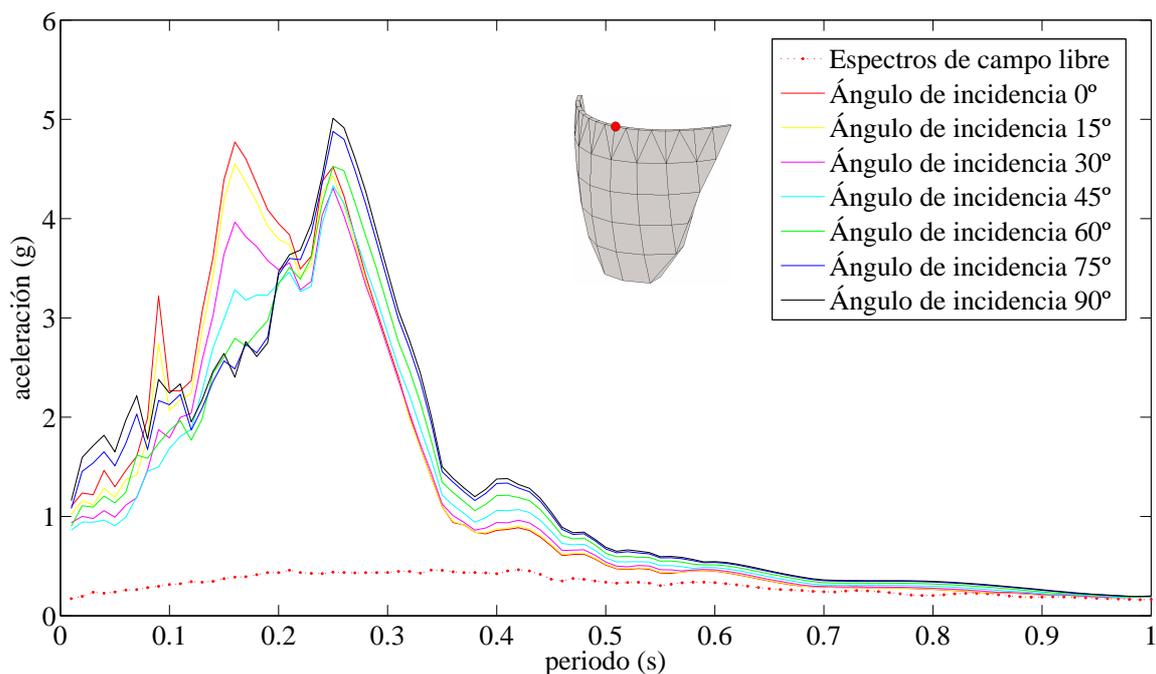


Figura 4.119. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Este caso es idéntico al caso de canal bajo con embalse abierto para embalse vacío que se estudio en el apartado 4.3.1.1. del presente capítulo. Como ya se demostró en el capítulo anterior la consideración de embalse cerrado o abierto no tiene influencia cuando el embalse se encuentra vacío o con niveles muy bajos de llenado.

EMBALSE CON COTA DE AGUA DE 0.6 H

El análisis para este nivel de llenado puede consultarse en las figuras de la 4.120 a la 4.123.

El aumento del nivel de agua ha provocado que la incidencia vertical pase a ser de forma clara la más desfavorable. La respuesta más baja la proporciona la incidencia rasante. Se produce un aumento significativo de la respuesta en relación con la obtenida para embalse vacío.

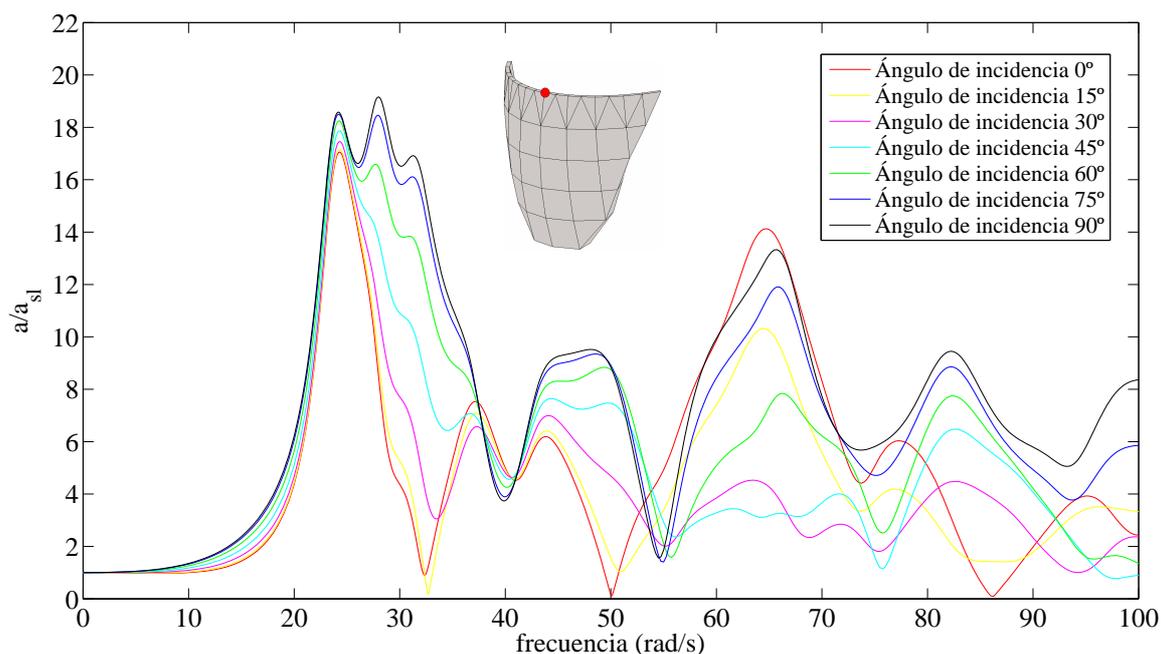


Figura 4.120. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

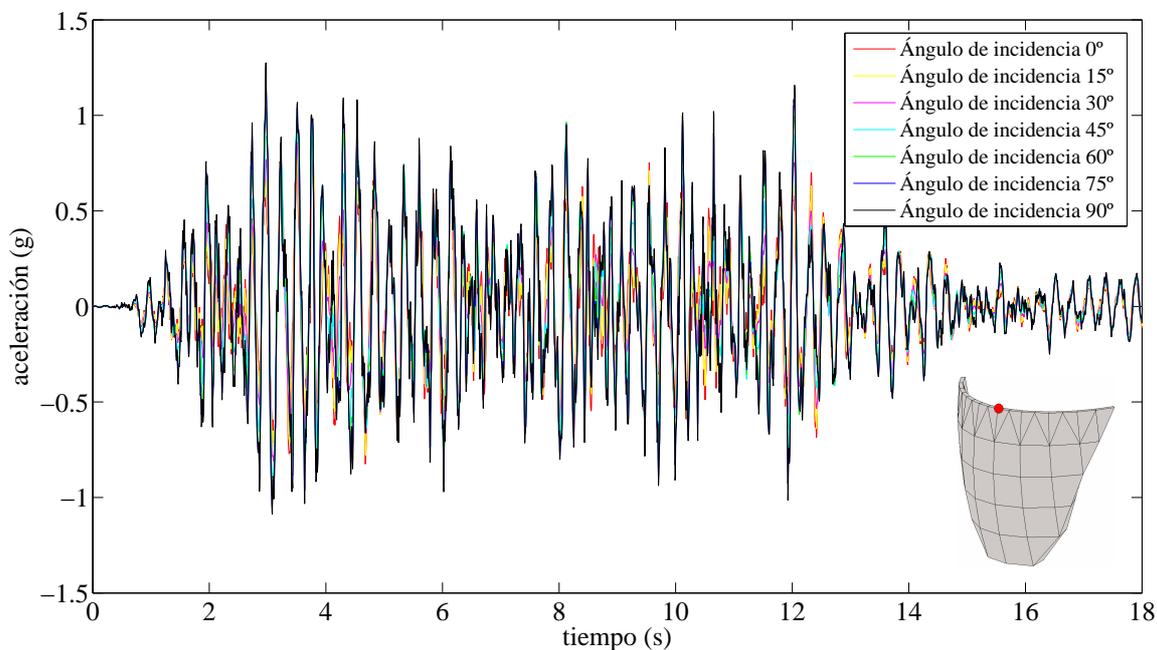


Figura 4.121. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

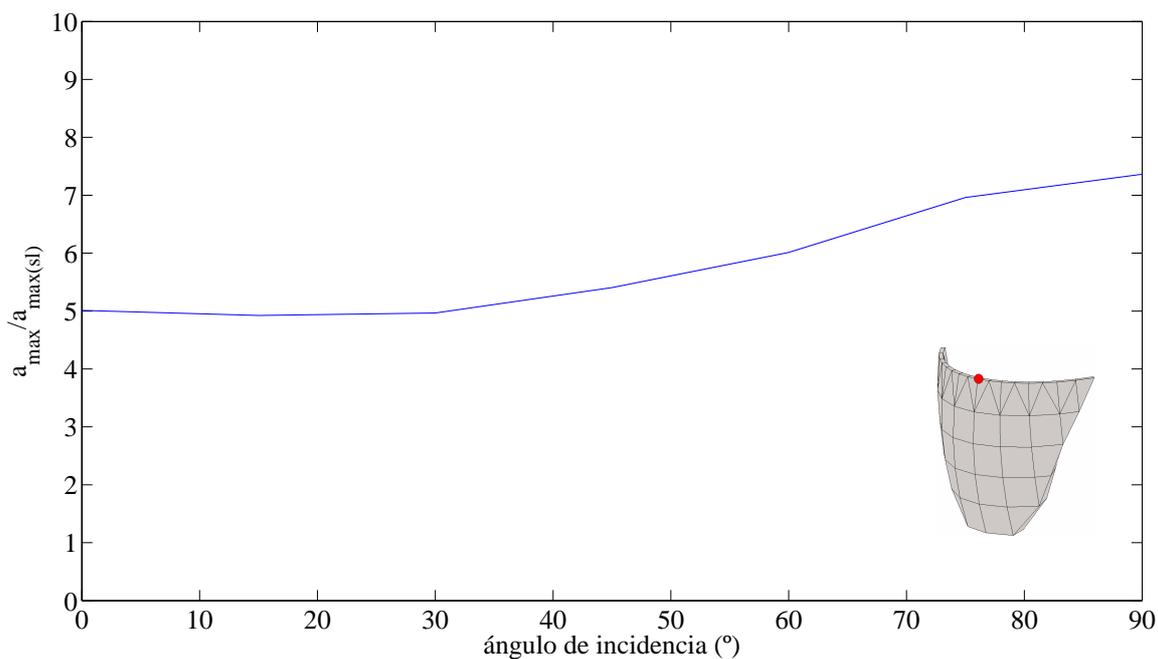


Figura 4.122. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

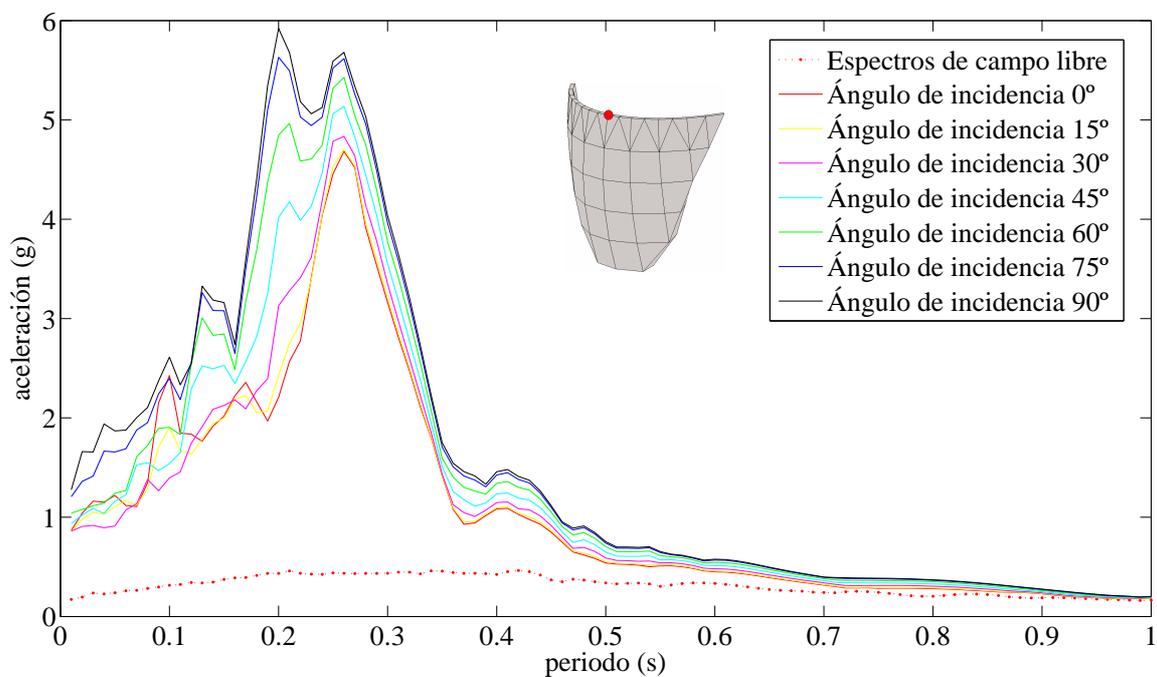


Figura 4.123. Embalse con cota de agua de 0.6 H. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

EMBALSE LLENO

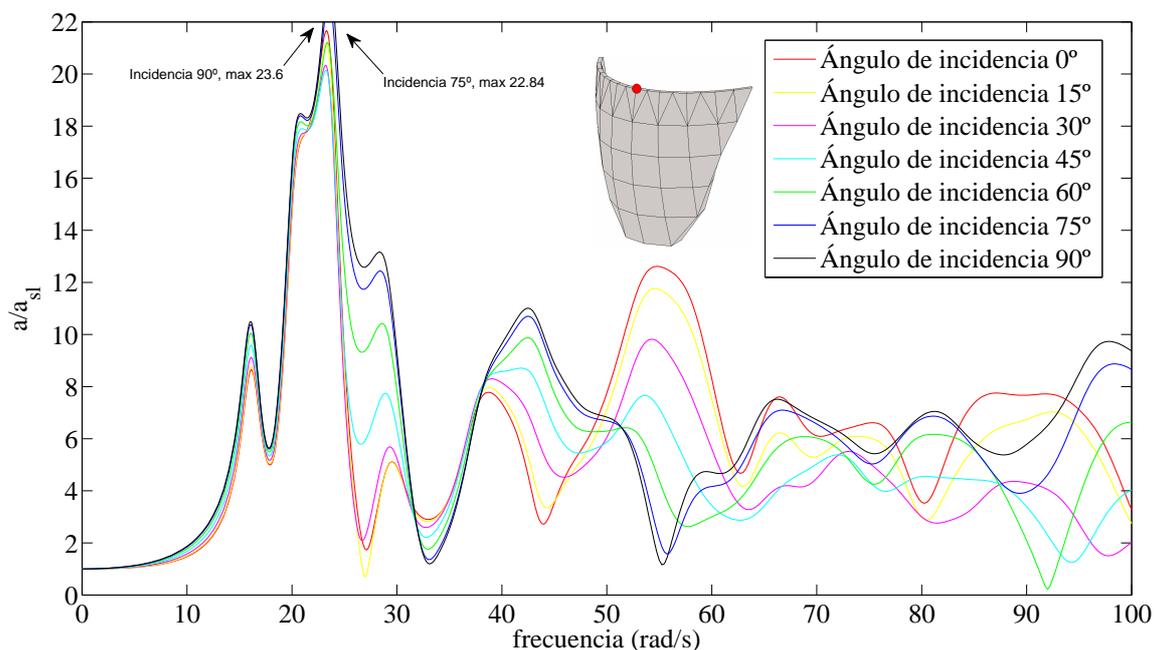


Figura 4.124. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

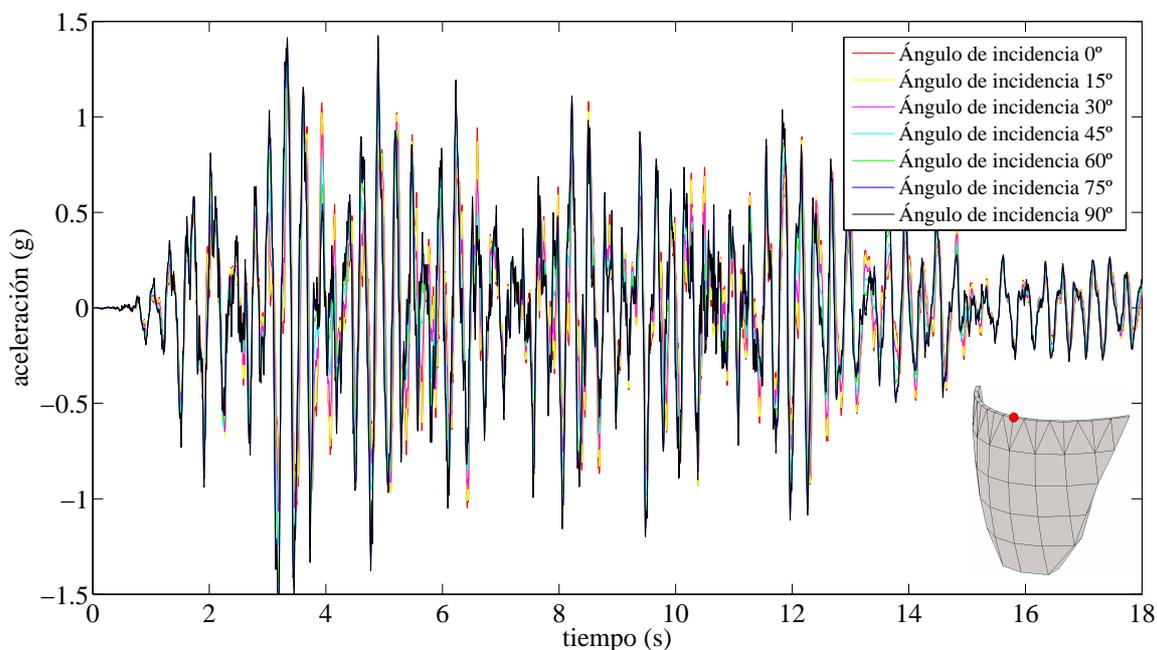


Figura 4.125. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

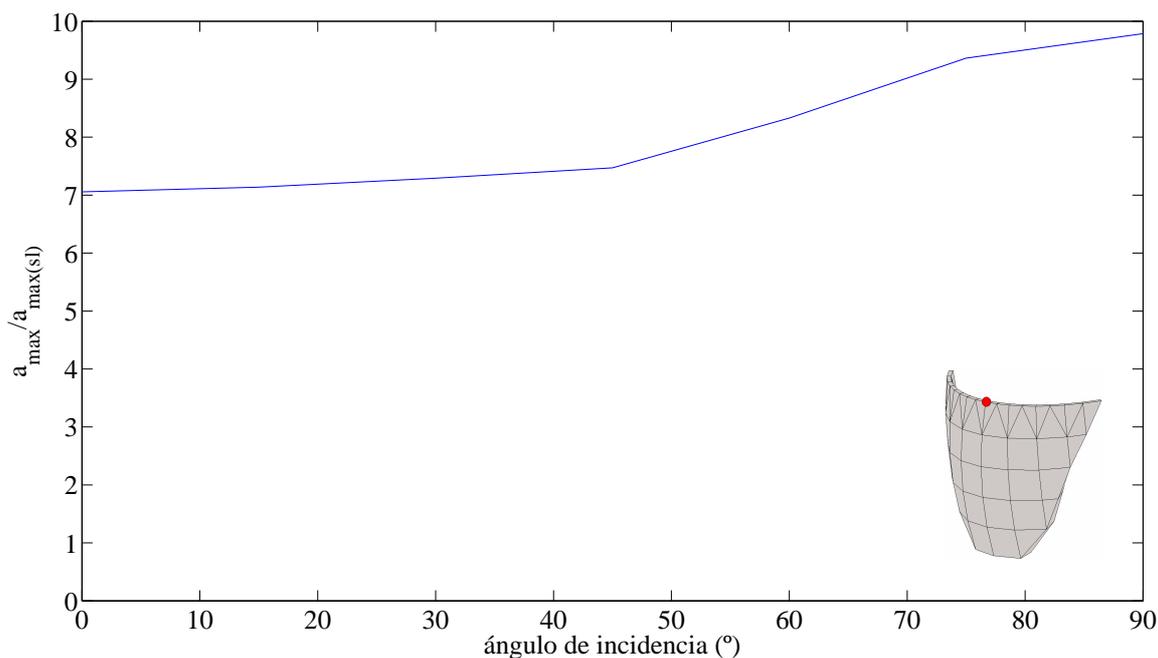


Figura 4.126. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

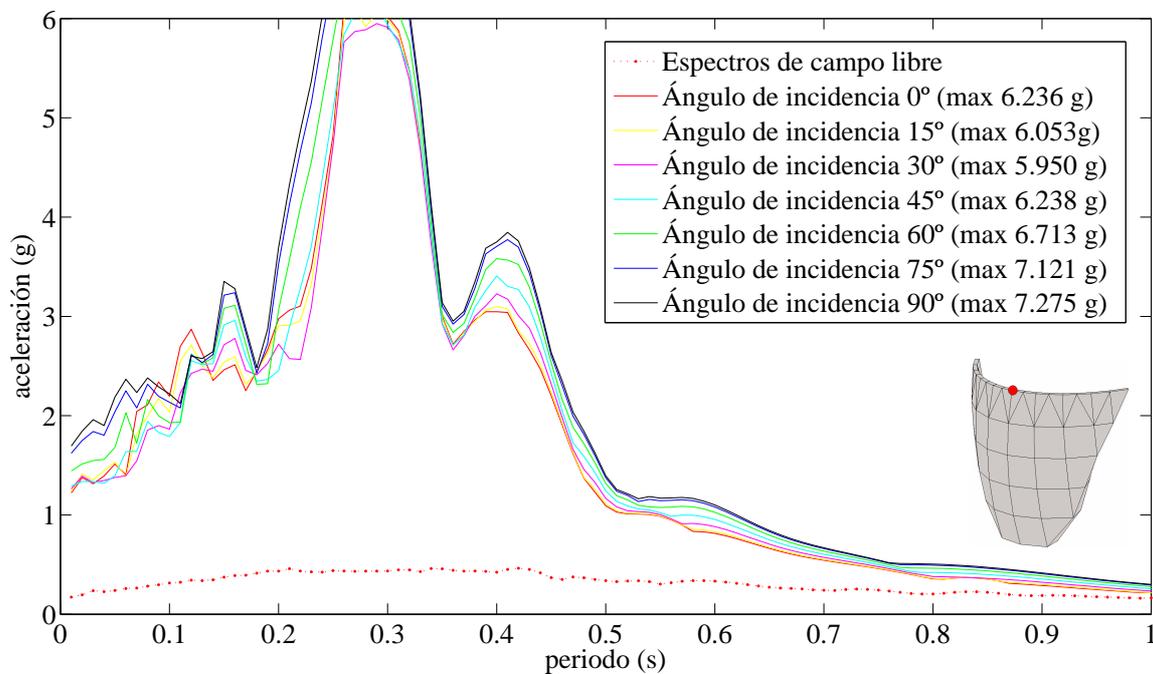


Figura 4.127. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

La respuesta da un importante salto para todas las incidencias cuando se considera el embalse lleno. Sin embargo, sigue siendo la incidencia más desfavorable la incidencia vertical. Por lo tanto, en cuanto a la respuesta en coronación, para niveles elevados de llenado del embalse, la incidencia más desfavorable es siempre la vertical para modelos de la presa de Morrow Point, independientemente de si se utiliza un modelo con embalse abierto o cerrado.

Conviene analizar la aceleración máxima normalizada con la aceleración de campo libre para los diferentes niveles de llenado estudiados (figura 4.128), de forma que se pueda estudiar conjuntamente y de forma muy ilustrativa, la influencia del ángulo de incidencia, del nivel de llenado y de la consideración de embalse abierto o cerrado.

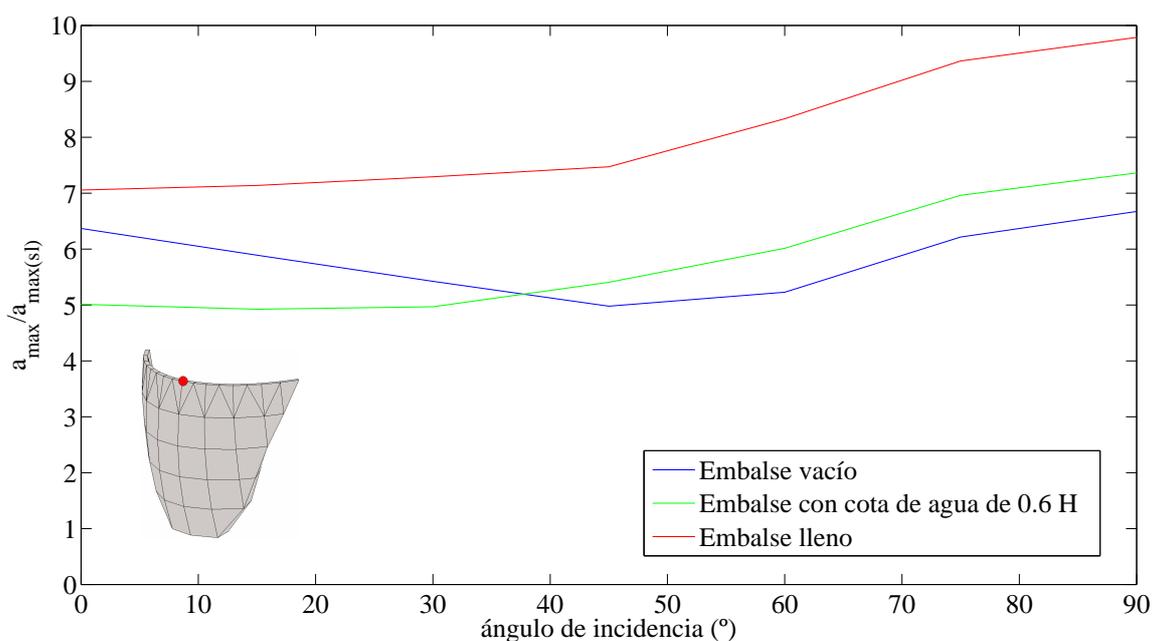


Figura 4.128. Todos los niveles de llenado estudiados. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

Se ve la importante amplificación que sufre la respuesta para embalse lleno, para todos los ángulos de incidencia estudiados, debido a la imposibilidad de disipación de energía a través del canal. La forma en la que influye el ángulo de incidencia de la onda es muy similar a la del modelo con embalse abierto.

Esta claro que en coronación, las ondas con ángulo incidente bajo provocan respuestas bajas en comparación con el resto de ondas incidentes. Este aspecto se analizó en profundidad en el apartado anterior y todo parece indicar a que es debido al movimiento irregular que tiene lugar a ambos lados del cañón cuando la onda incidente ataca la estructura con ángulos incidentes bajos.

Los que si se confirma es que ambos factores tienen una importancia muy significativa en la respuesta sísmica en coronación de la presa.

4.3.3- MODELO DE CANAL PROFUNDO CON EMBALSE ABIERTO

Mediante el estudio de este modelo se determinará la influencia del ángulo de incidencia en un modelo con una geometría diferente, en el que el cañón consta del doble de altura que el muro de la presa.

Se efectuará un análisis bastante profundo, tanto en coronación de la presa como en los estribos de la misma. Muchos resultados seguirán la línea de los modelos anteriores, pero el nuevo modelo nos aportará resultados interesantes, derivados de la nueva geometría.

Todo lo referente a la definición del modelo puede consultarse en al apartado 3.3.4.1. del capítulo III, dónde se realizó un análisis de este modelo, que tenía el objetivo de evaluar la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica.

4.3.3.1- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN DE LA PRESA

Se analizarán sólo dos niveles de llenado: embalse vacío y embalse lleno. Se seguirá la línea de exposición de resultados que se viene utilizando.

EMBALSE VACÍO

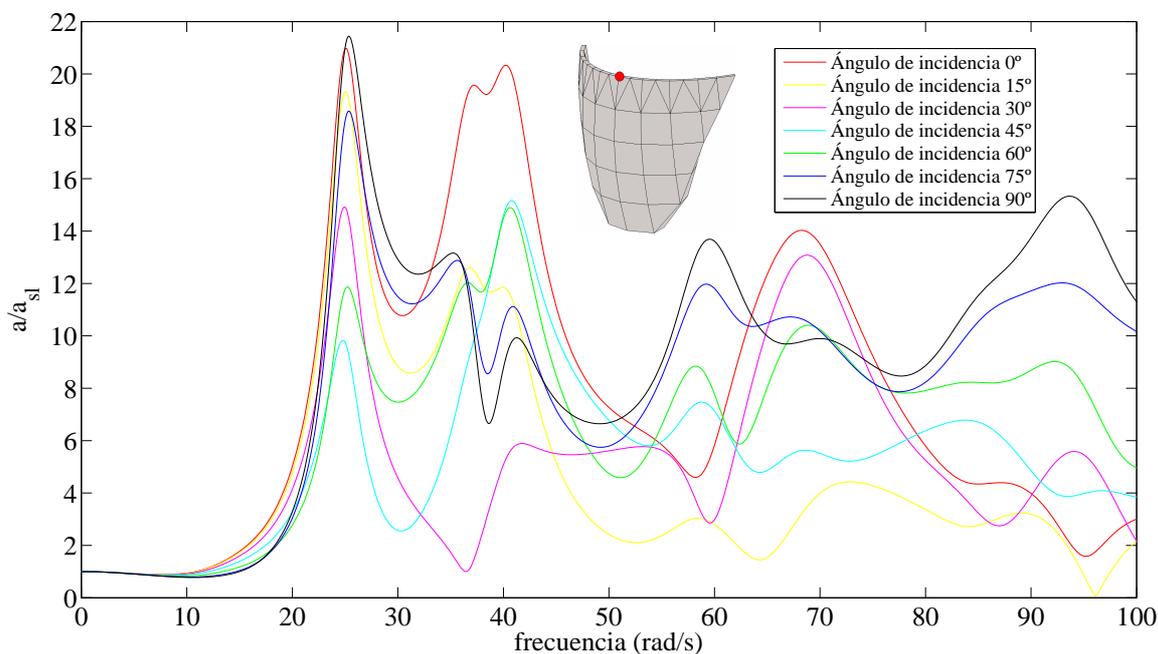


Figura 4.129. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

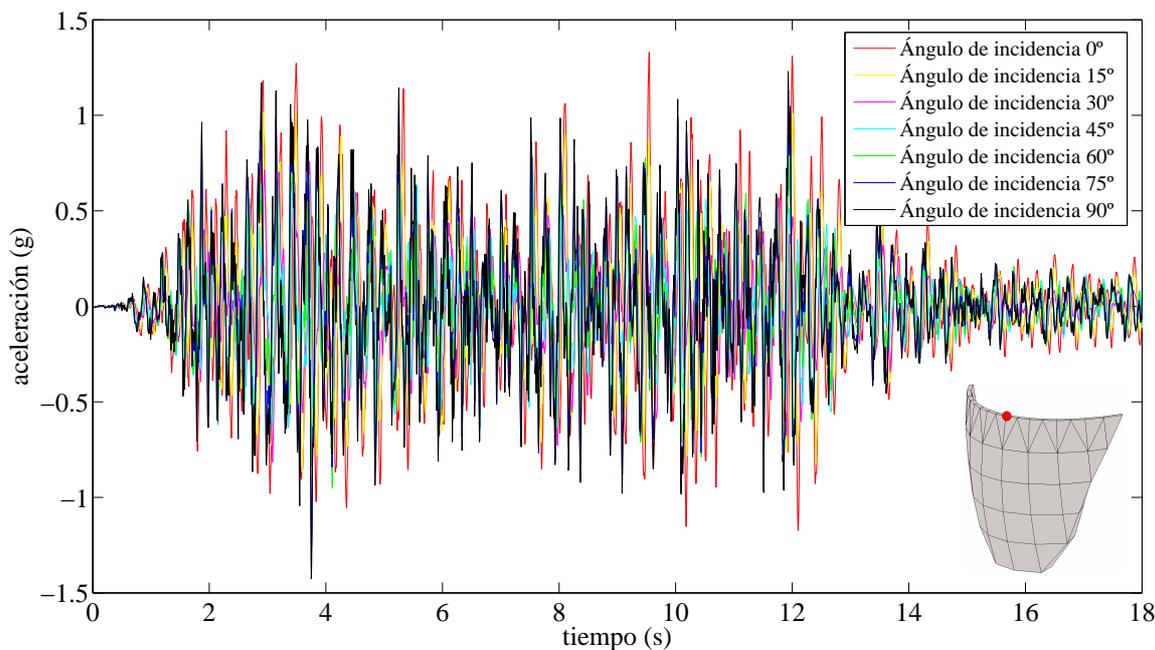


Figura 4.130. Embalse vacío. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

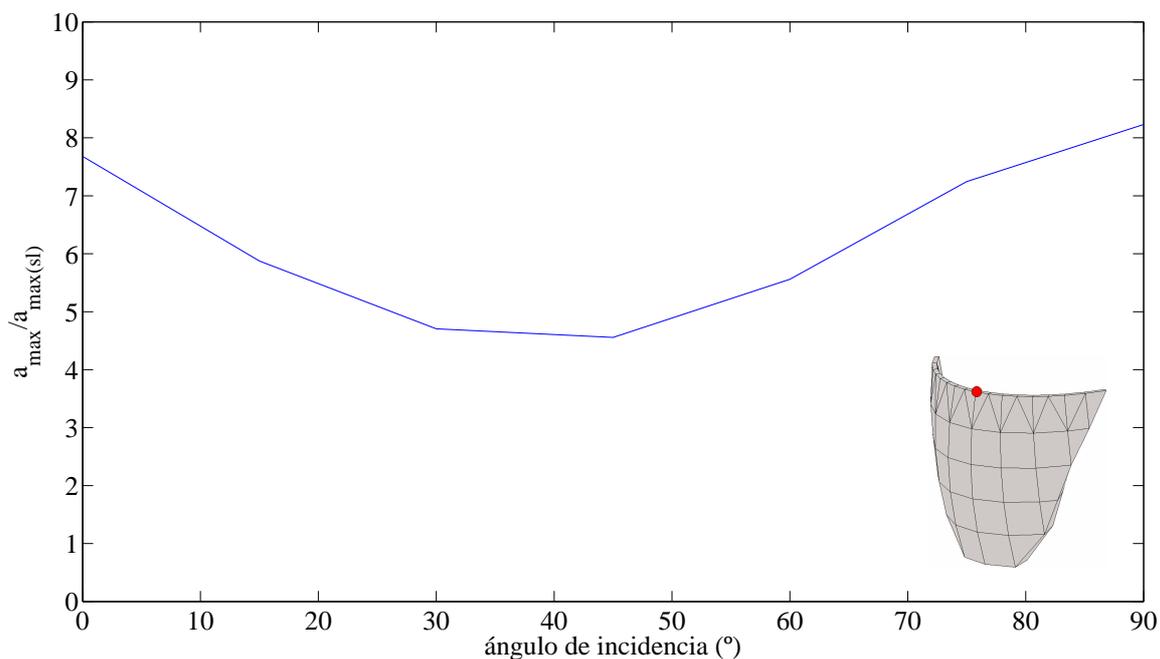


Figura 4.131. Embalse vacío. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

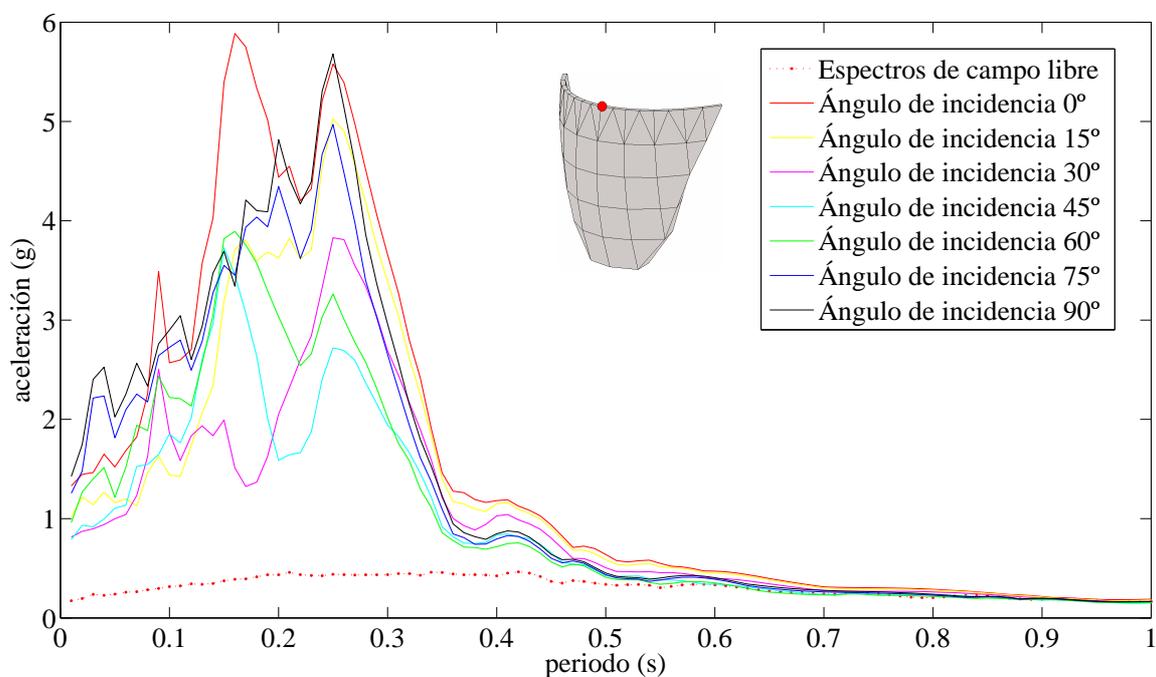


Figura 4.132. Embalse vacío. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

Para embalse vacío se conserva la tendencia de los modelos anteriores. La respuesta más desfavorable la proporcionan la incidencia vertical y la rasante, estando la respuesta para las incidencias intermedias por debajo de estas dos. Se observa también un incremento en la respuesta debido al cambio de geometría del cañón.

Para la mayoría de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado (figura 4.132), la incidencia rasante provoca una respuesta de dicho sistema mucho más desfavorable.

Siempre que se ha estudiado el embalse vacío para cualquier modelo de la presa de Morrow Point, se ha obtenido que la incidencia rasante provoca una respuesta tanto o más desfavorable que la provocada por la incidencia vertical, en la coronación de la presa. Así mismo, las incidencias intermedias siempre presentan una respuesta muy baja en comparación con estas dos.

EMBALSE LLENO

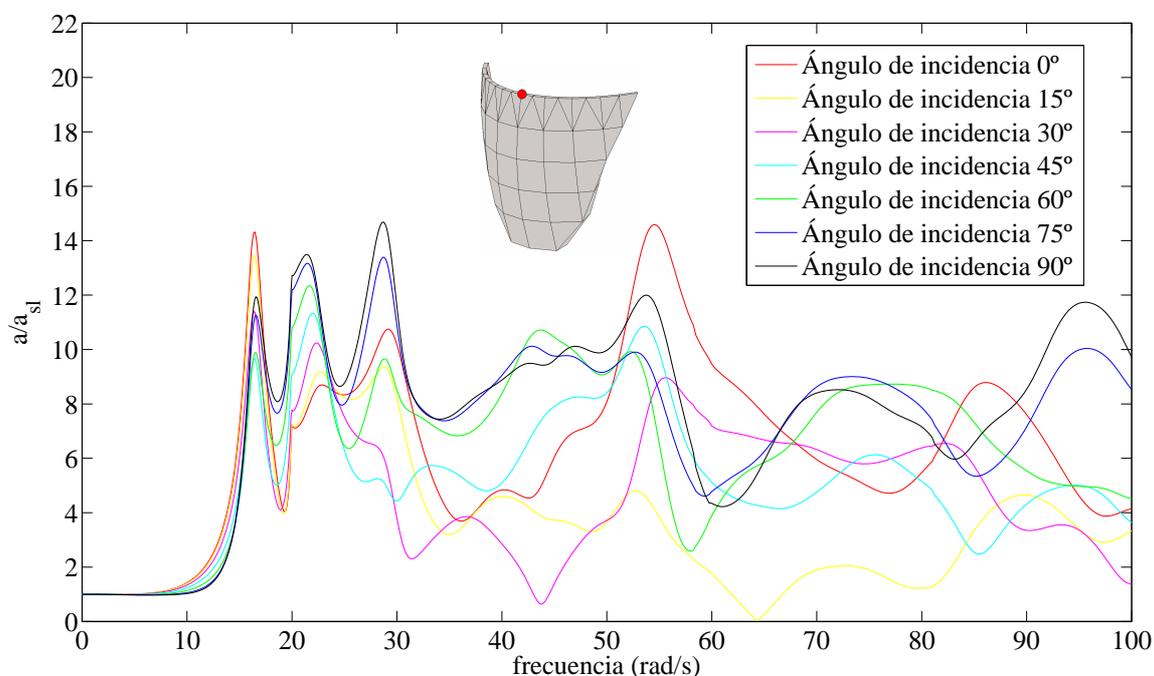


Figura 4.133. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

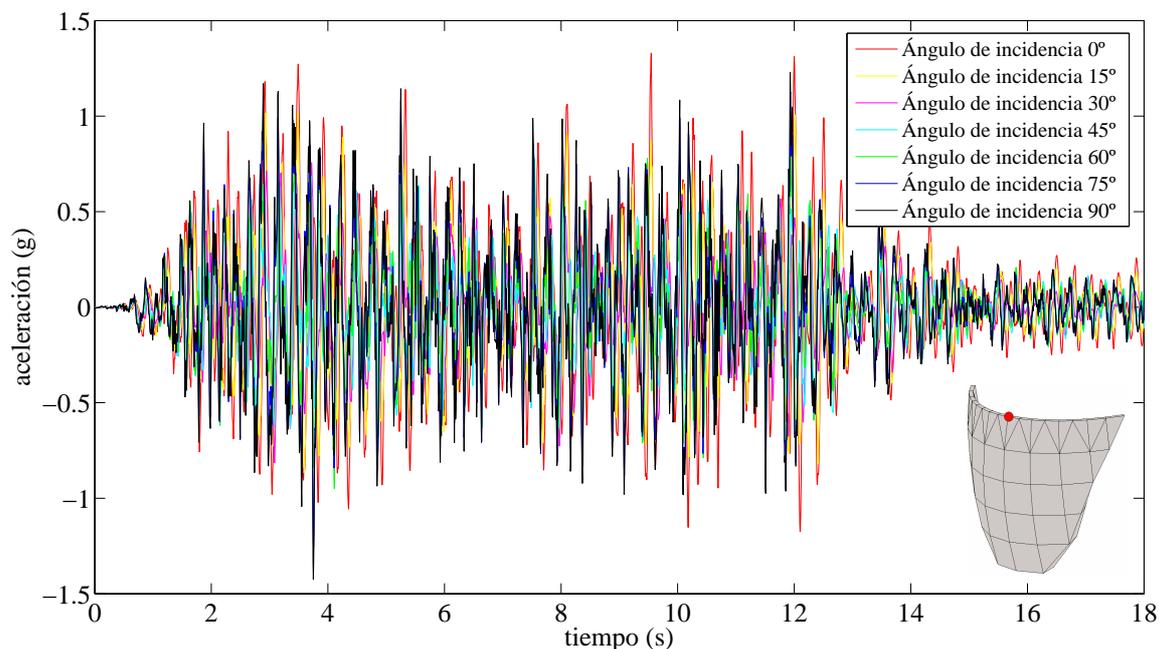


Figura 4.134. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

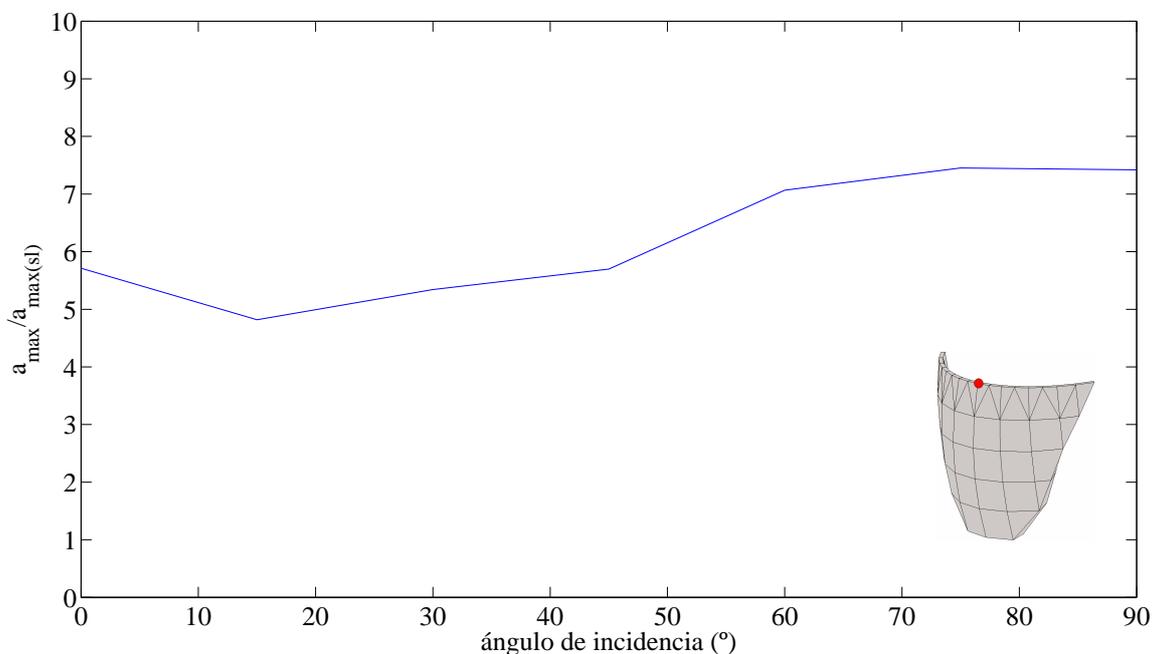


Figura 4.135. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

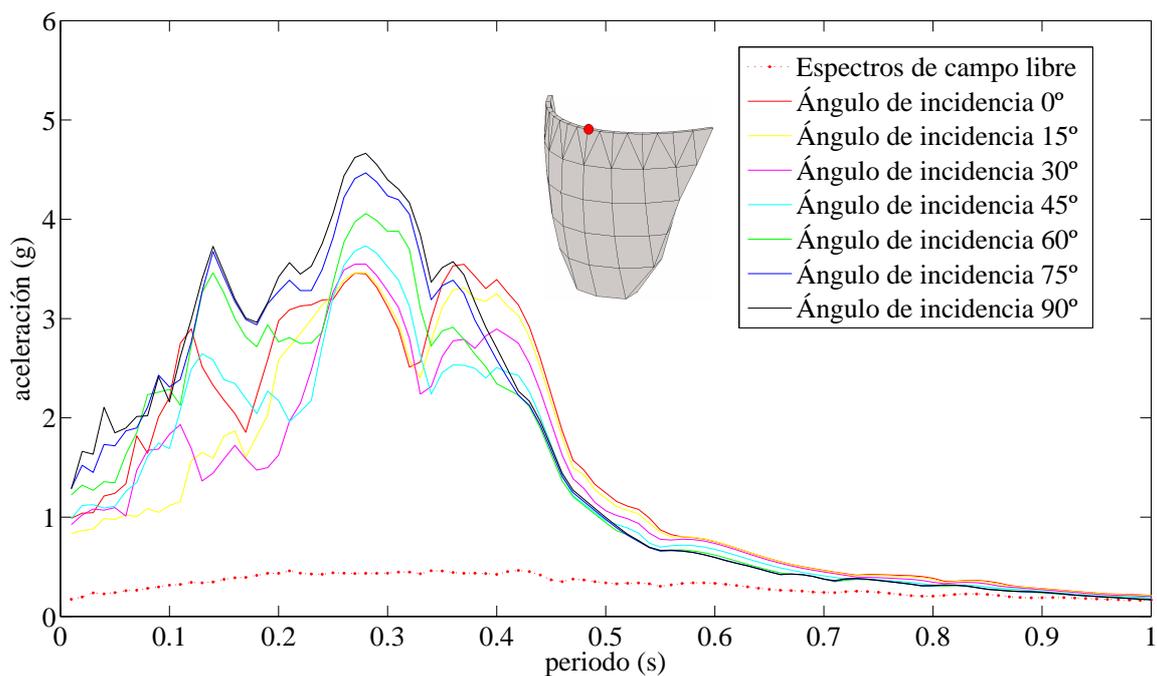


Figura 4.136. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

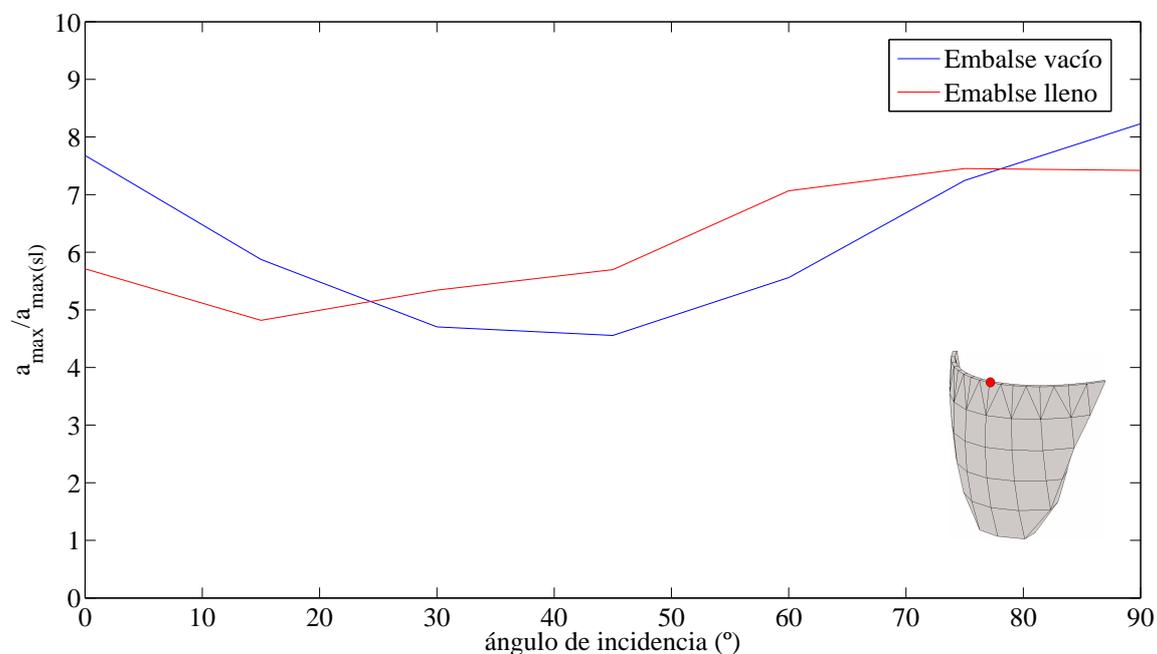


Figura 4.137. Todos los niveles de llenado estudiados. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo central de la coronación normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

En la figura 4.137 se comparan las aceleraciones máximas en función del ángulo de incidencia para los dos niveles de llenado estudiados.

Para embalse lleno también se conserva la tendencia de los modelos anteriores, siendo la incidencia vertical la más desfavorable y provocando la rasante y las cercanas a esta una respuesta bastante baja.

Recordemos que la consideración de embalse abierto provoca que la respuesta para embalse lleno sea menor que la que se tendría si se hubiera utilizado un modelo de embalse cerrado, como ya se comprobó para los modelos de canal bajo.

El comportamiento es muy similar al del canal bajo con embalse abierto, pero con el incremento en la respuesta para ambos niveles de llenado del embalse que provoca la nueva geometría.

Se confirma para este modelo la respuesta baja en la coronación de la presa que provocan las ondas con incidencias rasantes o cercanas a esta, sobre todo para niveles elevados de llenado de embalse.

4.3.3.2- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN LOS ESTRIBOS DE LA PRESA

Conviene realizar para esta nueva geometría del cañón un nuevo análisis en los estribos de la presa, similar al realizado en el apartado 4.3.1.2. para el modelo de canal bajo con embalse abierto. Interesa confirmar los resultados obtenidos para dicho modelo, por las importantes conclusiones que se consiguieron extraer

Los puntos analizados a lo largo del estribo son los mismos que ya se escogieron para el modelo de canal bajo con embalse abierto. Pueden consultarse en la figura 4.138.

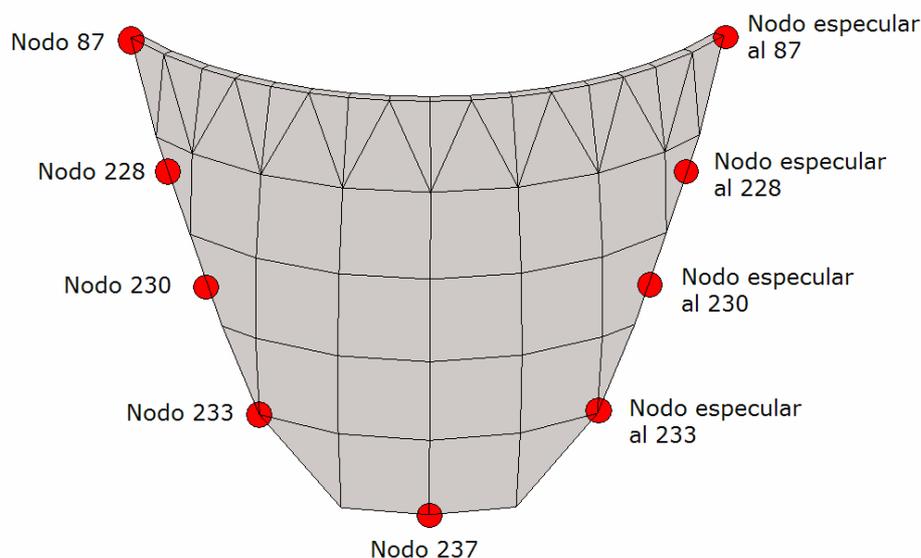


Figura 4.138. Nodos del estribo de la presa de Morrow Point cuyo movimiento se analiza

En el primer apartado trataremos la influencia del ángulo de incidencia en la respuesta de algunos nodos del estribo. En el segundo apartado se tratará la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta. Por último se analizará la evolución de la respuesta al movernos por el estribo, identificando la zona más desfavorable.

4.3.3.2.1.- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA

En este caso se ha decidido exponer los resultados correspondientes al embalse lleno, por tratarse del caso más acorde con la realidad, aunque la respuesta sea menos desfavorable que para embalse vacío.

Pese a que el estudio se ha realizado para todos los nodos del estribo indicados en la figura 4.138. Se ha decidido exponer los resultados correspondientes a cinco de esos nodos. Esto será suficiente para definir completamente la influencia del ángulo de incidencia de la onda en el movimiento de los estribos.

En primer lugar se procederá al análisis en el nodo de cota cero. A continuación se estudiarán los nodos con una cota de 0.5 veces la altura total de la presa. Finalmente se analizarán los nodos de los estribos que se encuentran en los extremos de la coronación de la presa.

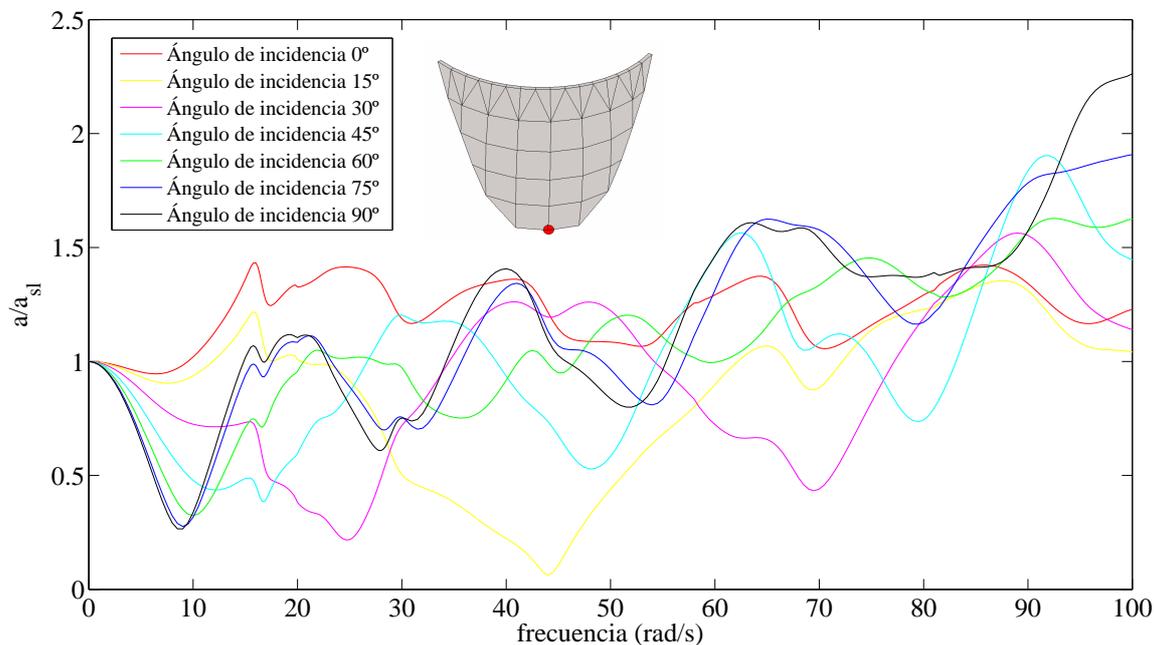
Análisis en el nodo 237. (cota 0)

Figura 4.139. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 237. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

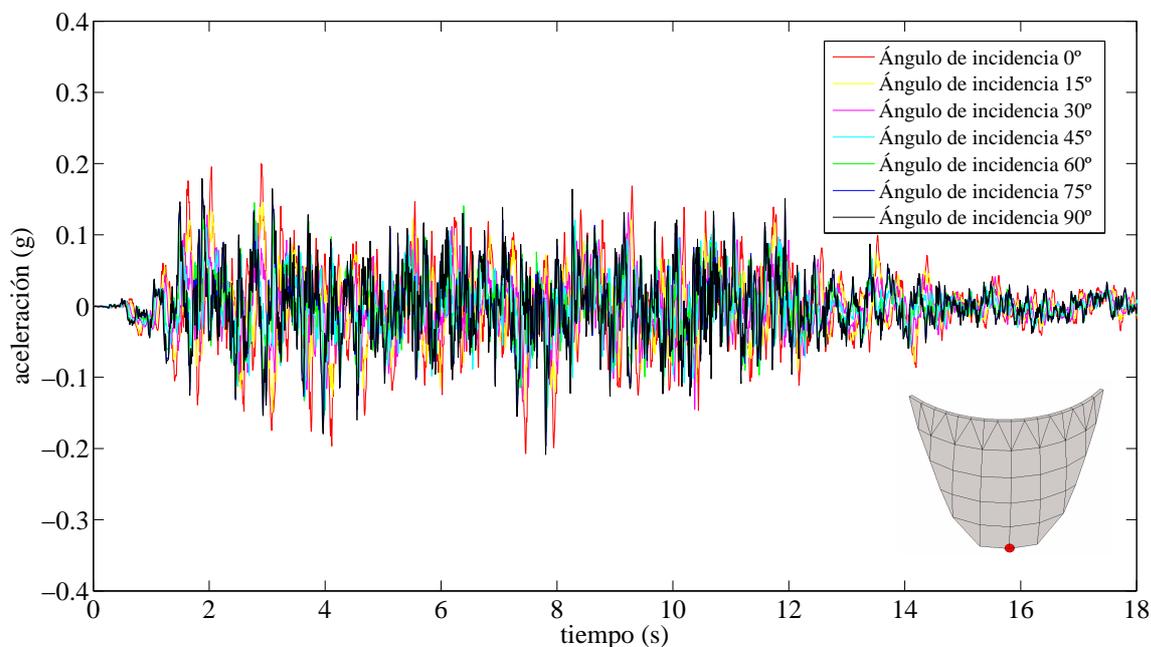


Figura 4.140. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 237. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

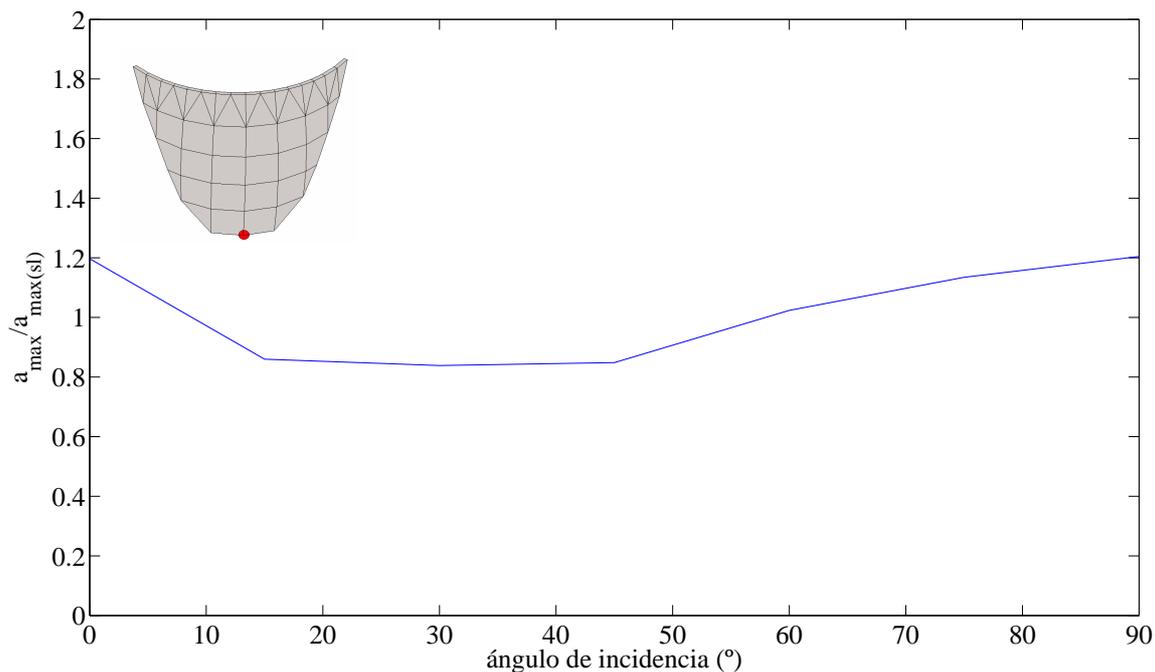


Figura 4.141. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 237 normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

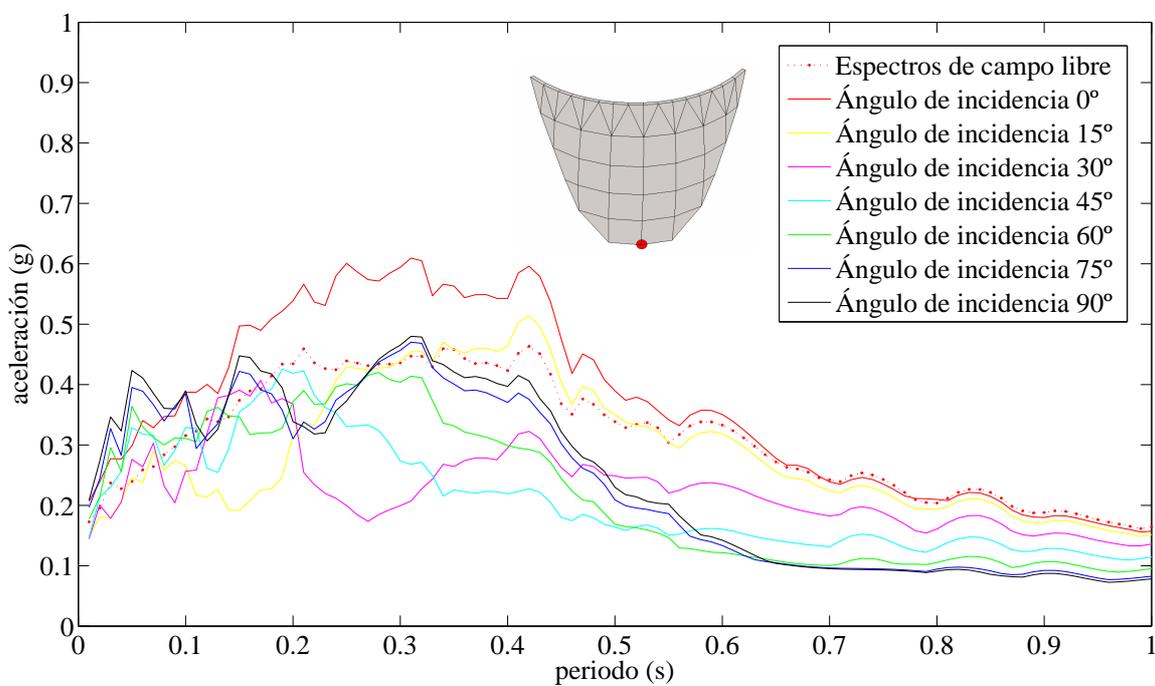


Figura 4.142. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 237. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

En cuanto a aceleraciones máximas se tienen prácticamente los mismos valores para incidencia rasante que para incidencia vertical. En cambio, si analizamos la curva de los espectros de respuesta, comprobamos que para periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado superiores a 0.1 s la incidencia rasante es claramente la más desfavorable, siendo prácticamente la única que provoca aceleraciones máximas superiores a las de campo libre.

La situación es muy similar a la que ya se tenía para el modelo de embalse abierto con canal bajo.

Análisis en el nodo 230 y su especular. Nodos con cota de agua 0.5 veces la altura total de la presa.

El análisis en frecuencia para estos dos nodos se representa en las figuras 4.143 y 4.144. La respuesta sísmica frente a la componente Norte Sur del terremoto de diseño puede consultarse en las figuras de la 4.145 a la 4.149.

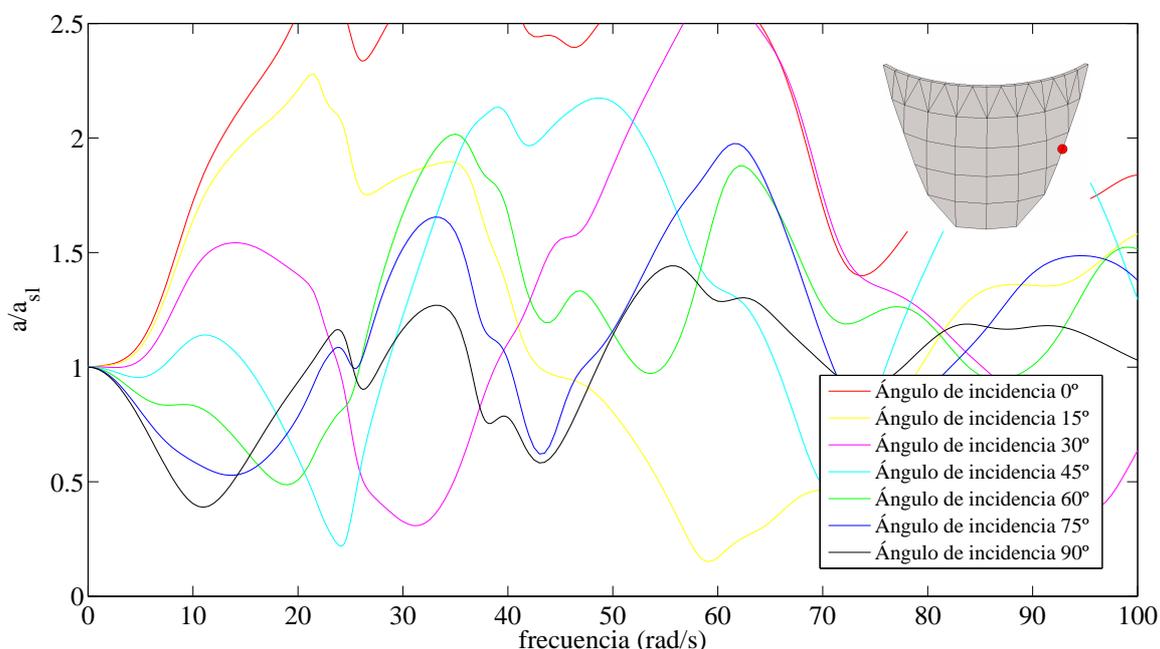


Figura 4.143. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 230. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

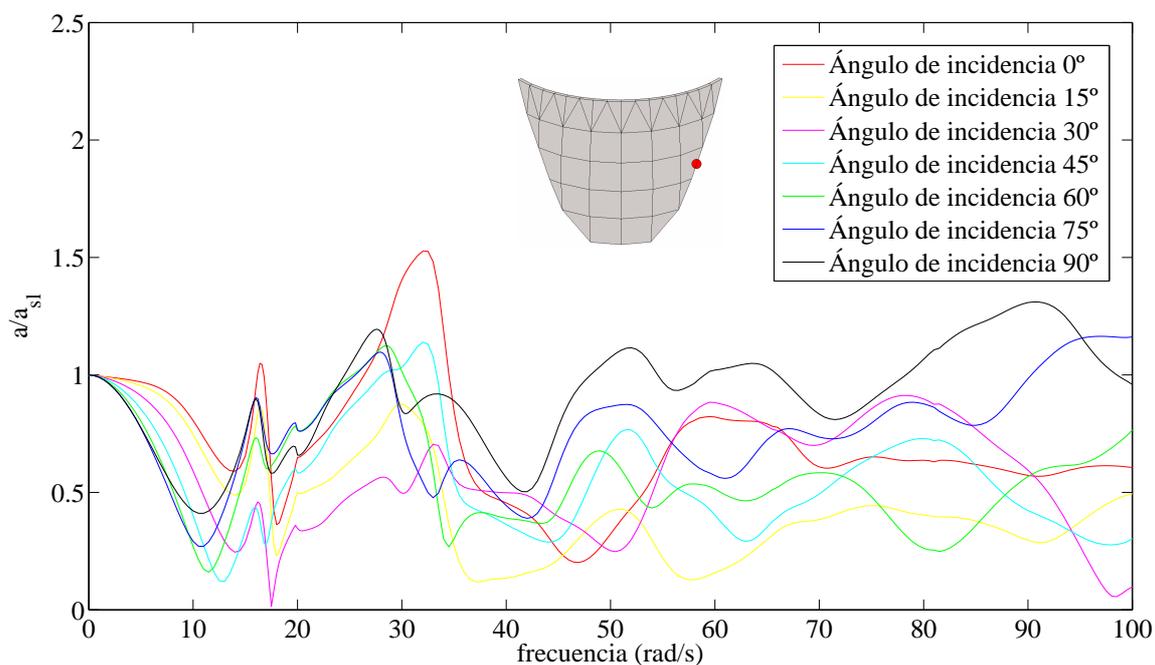


Figura 4.144. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo especular al 230. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

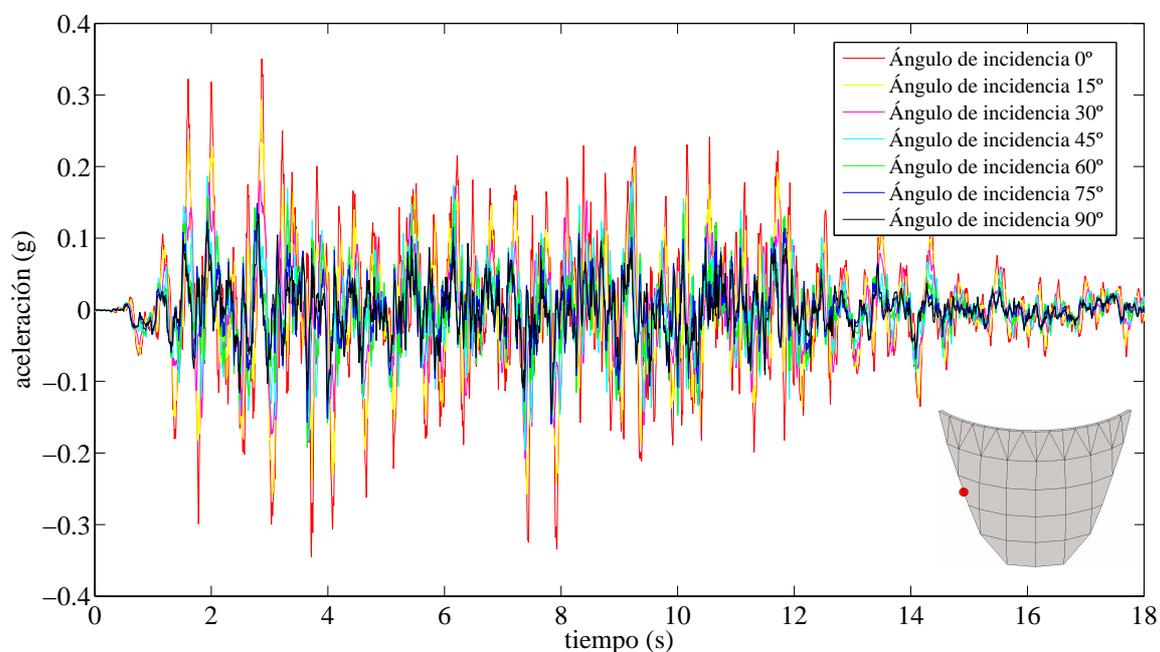


Figura 4.145. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

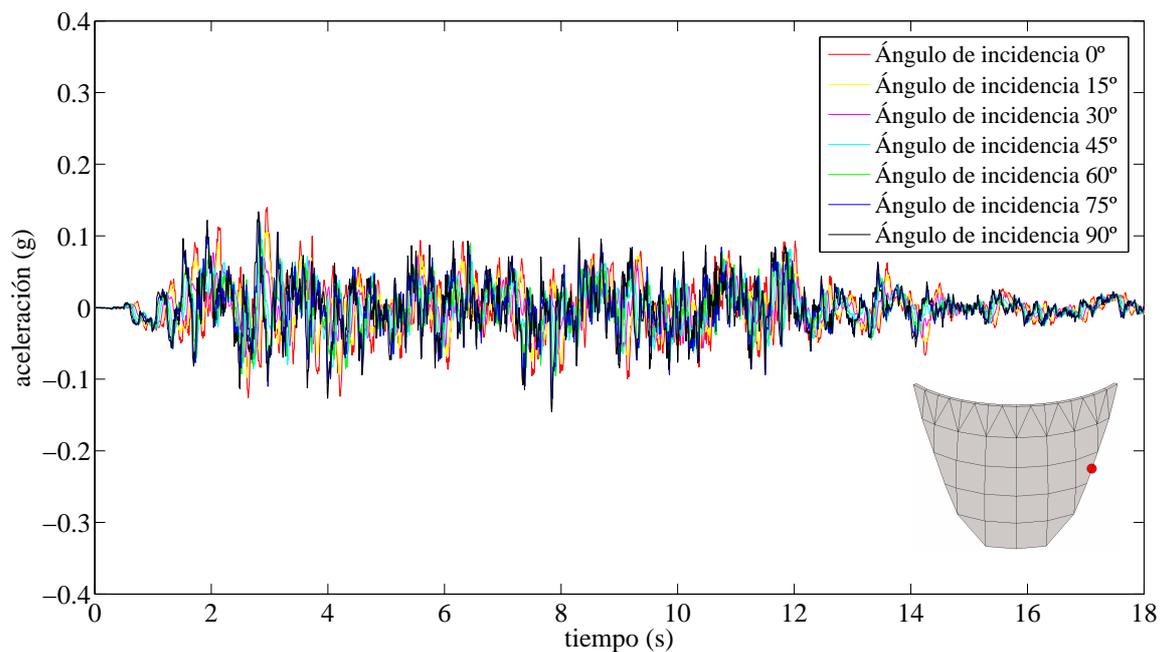


Figura 4.146. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

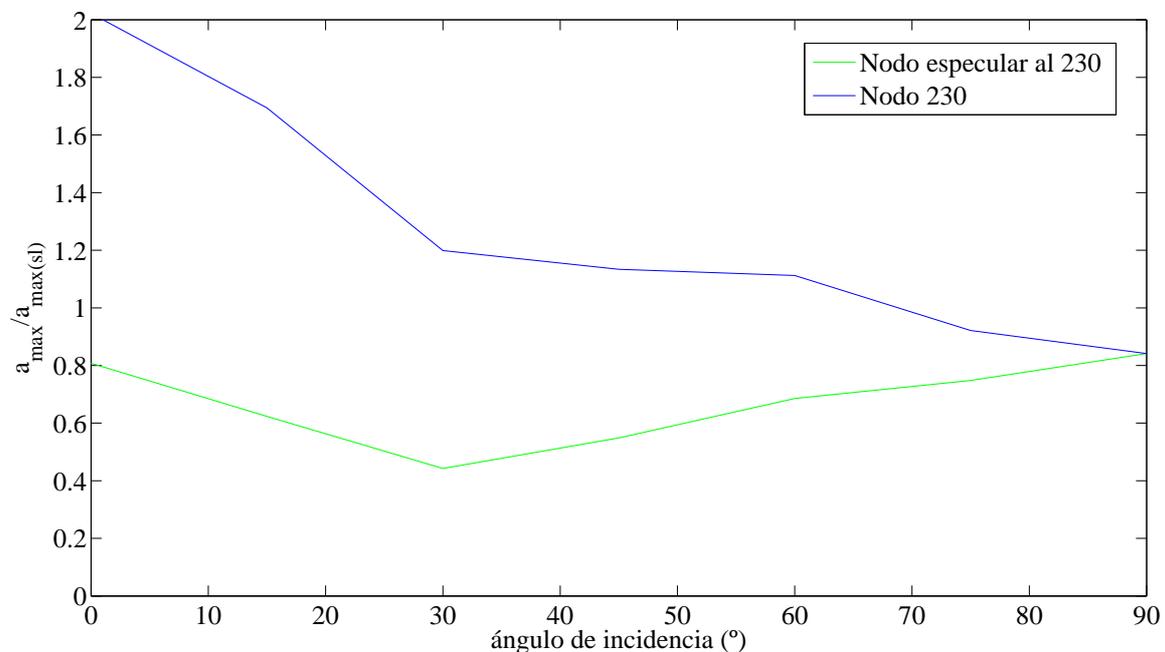


Figura 4.147. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 230 y su especular normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

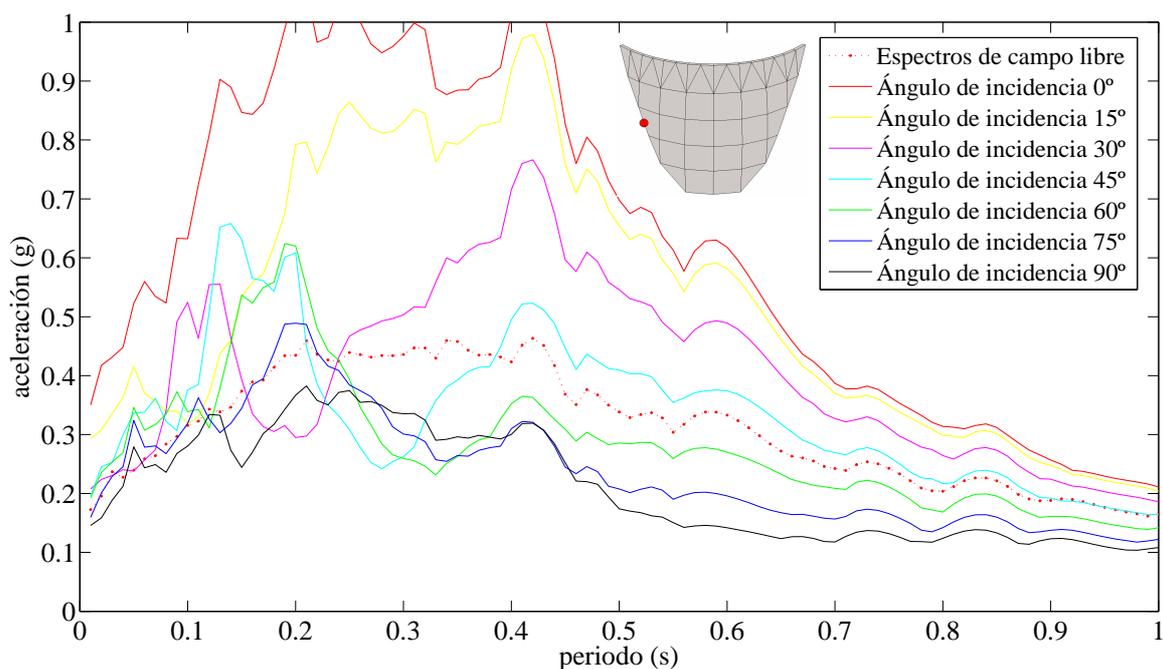


Figura 4.148. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

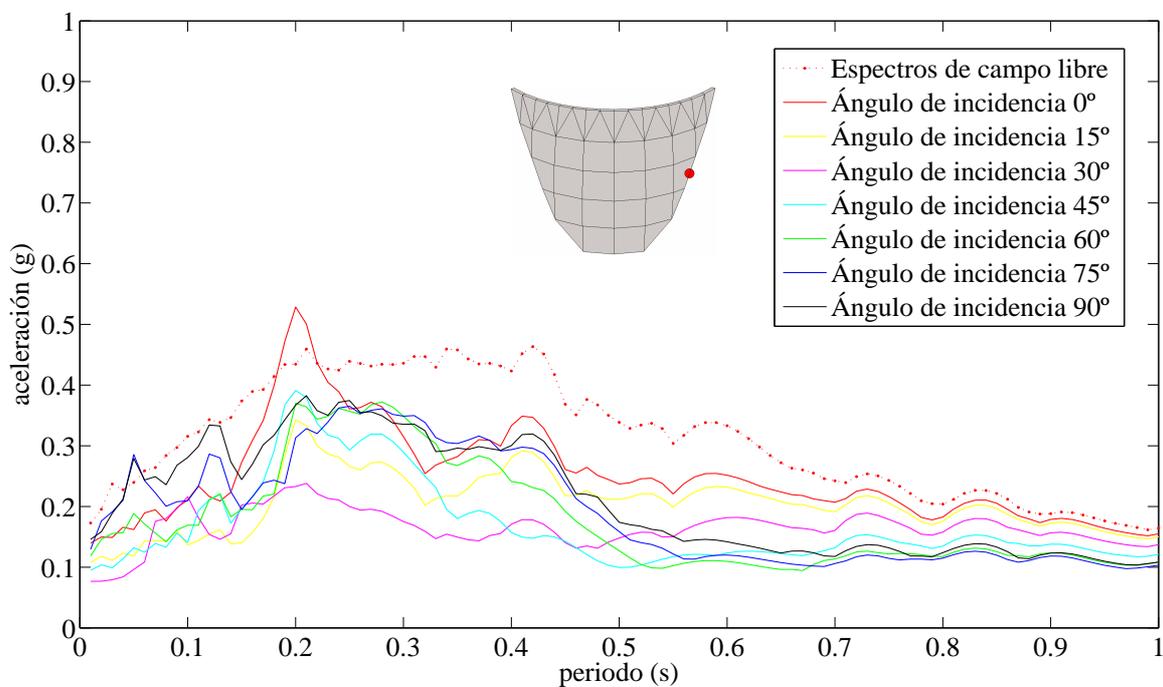


Figura 4.149. Embalse lleno. . Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejo al 230. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

A lo largo de este análisis se puede comprobar como la incidencia rasante y las cercanas a ésta provocan una respuesta extremadamente desfavorable en el estribo al que la onda ataca directamente. En los espectros de respuesta se tienen, por ejemplo, aceleraciones máximas de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado de más del doble de las de campo libre. La respuesta es aún mayor que para el canal bajo con embalse abierto debido al cambio de geometría, pero la tendencia es la misma.

La respuesta en el nodo espejular al 230 es muy baja para todas las incidencias, incluida la vertical.

Se confirma que a la hora de analizar los estribos hay que tener especialmente presente la incidencia rasante y las cercanas a ésta, cualquiera que sea la geometría del cañón y del problema. Dependiendo de esta geometría la respuesta puede ser mayor o menor pero la tendencia parece ser siempre similar.

Análisis en el nodo 87 y su espejular. Nodos situados en el estribo a la altura de la coronación de la presa

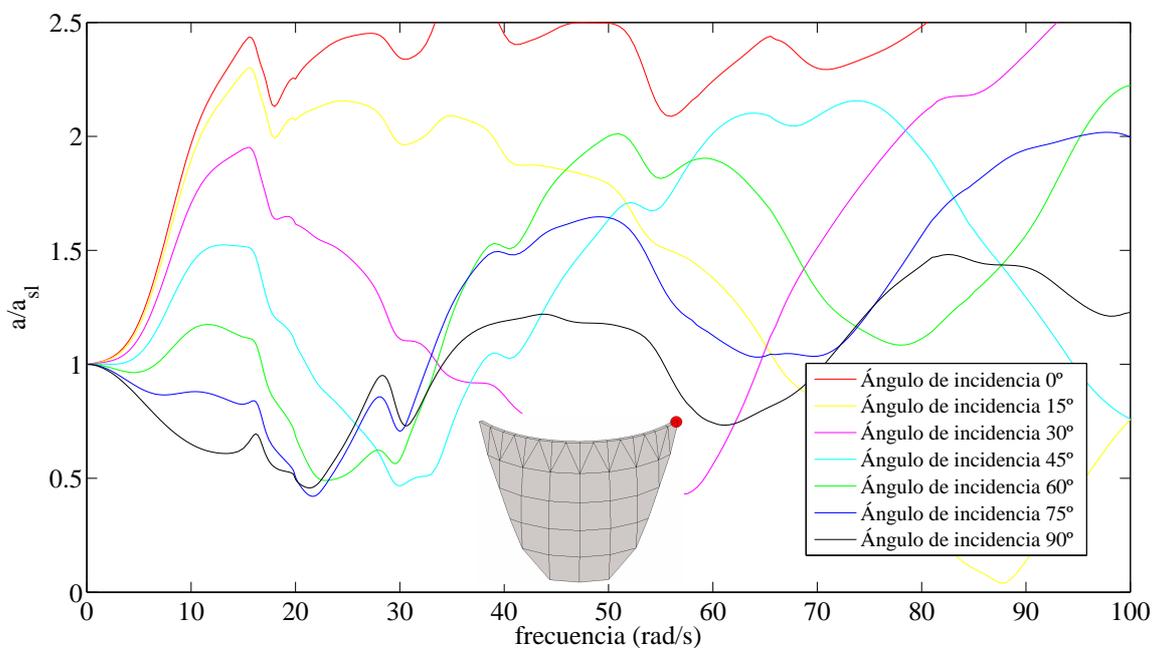


Figura 4.150. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 87. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

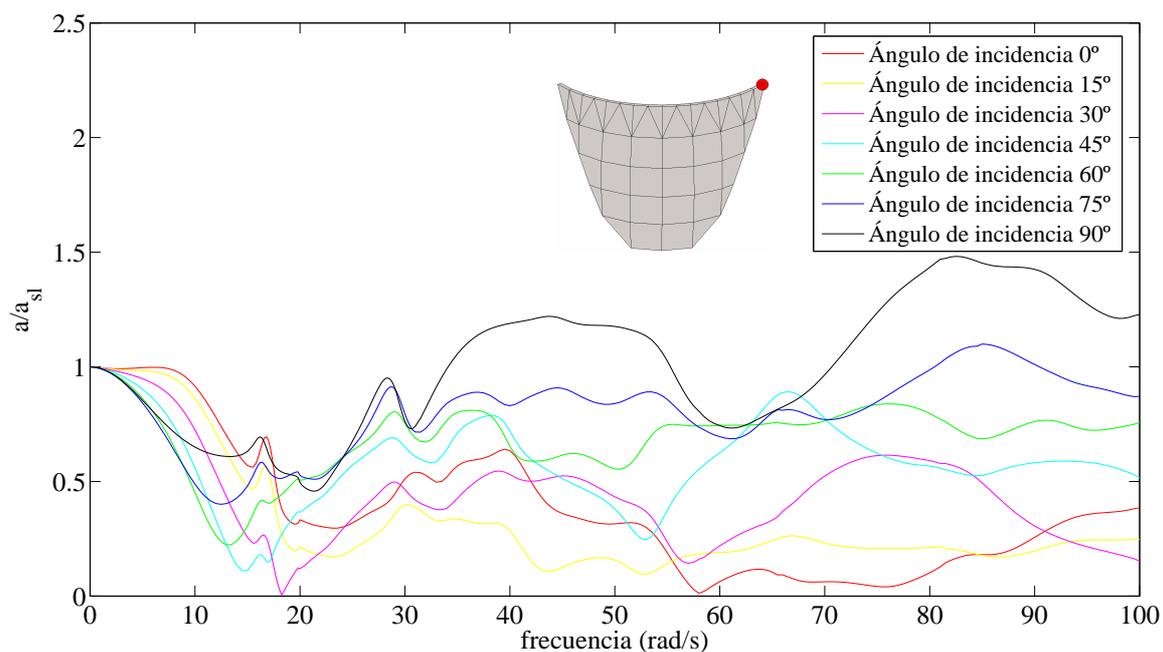


Figura 4.151. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo espejador al 87. Onda SH atacando la estructura con diferentes ángulos de incidencia

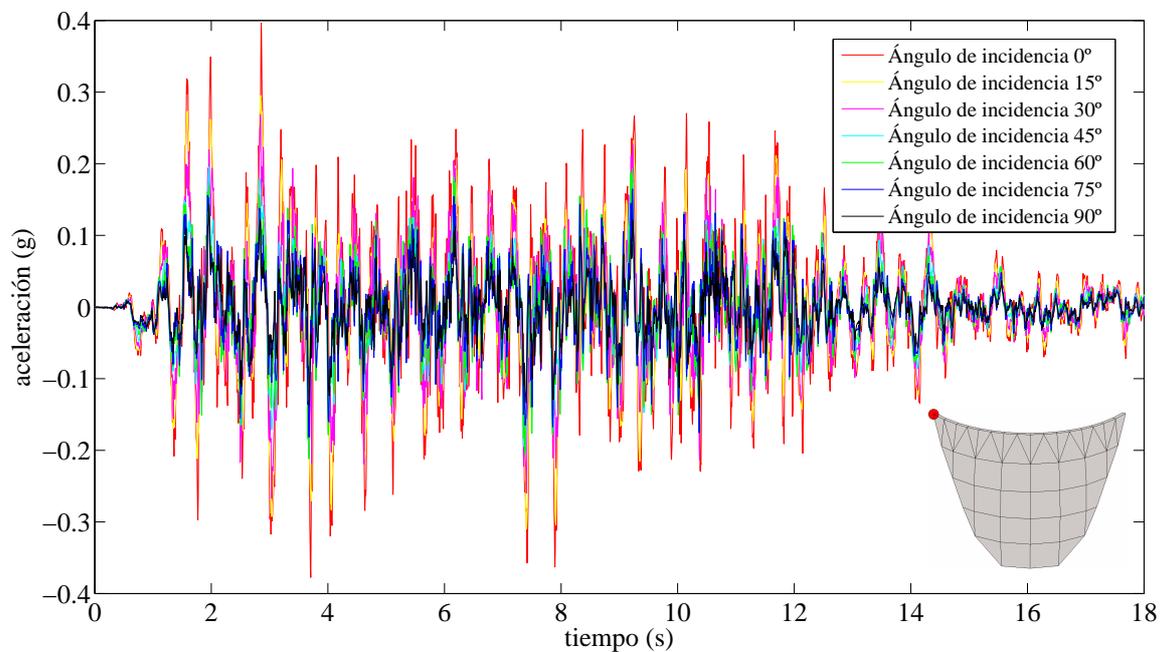


Figura 4.152. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

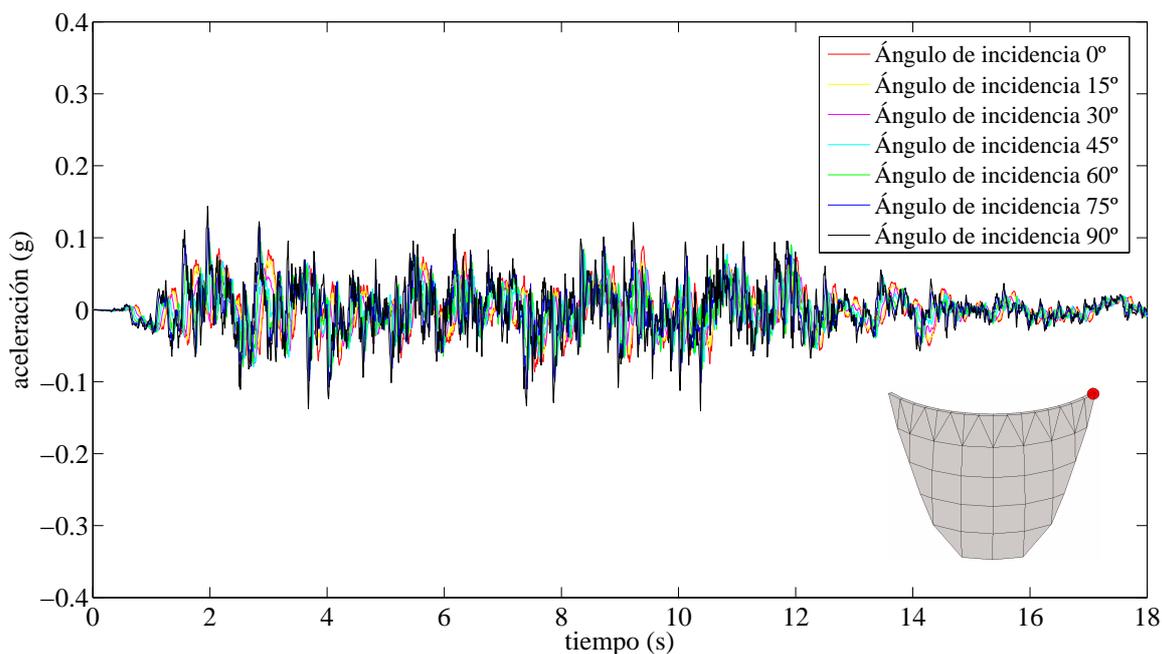


Figura 4.153. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo especular al 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

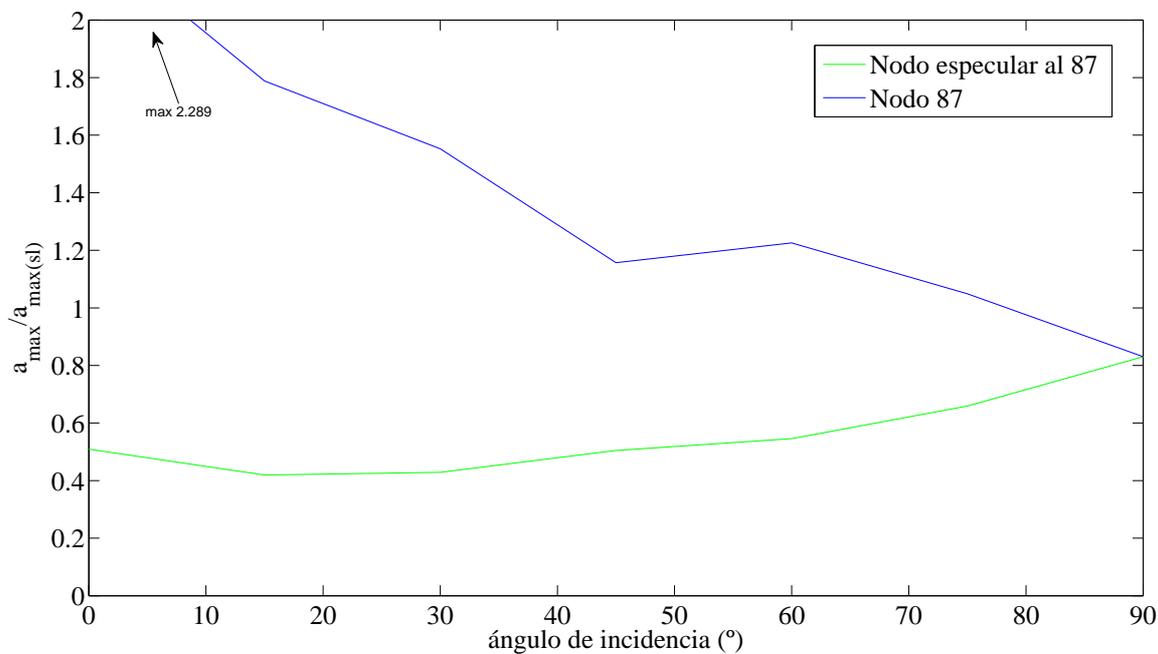


Figura 4.154. Embalse lleno. Ángulo de incidencia de la onda frente a la aceleración máxima en dirección anteroposterior en el nodo 87 y su especular normalizada con la aceleración máxima en dirección anteroposterior de campo libre. Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

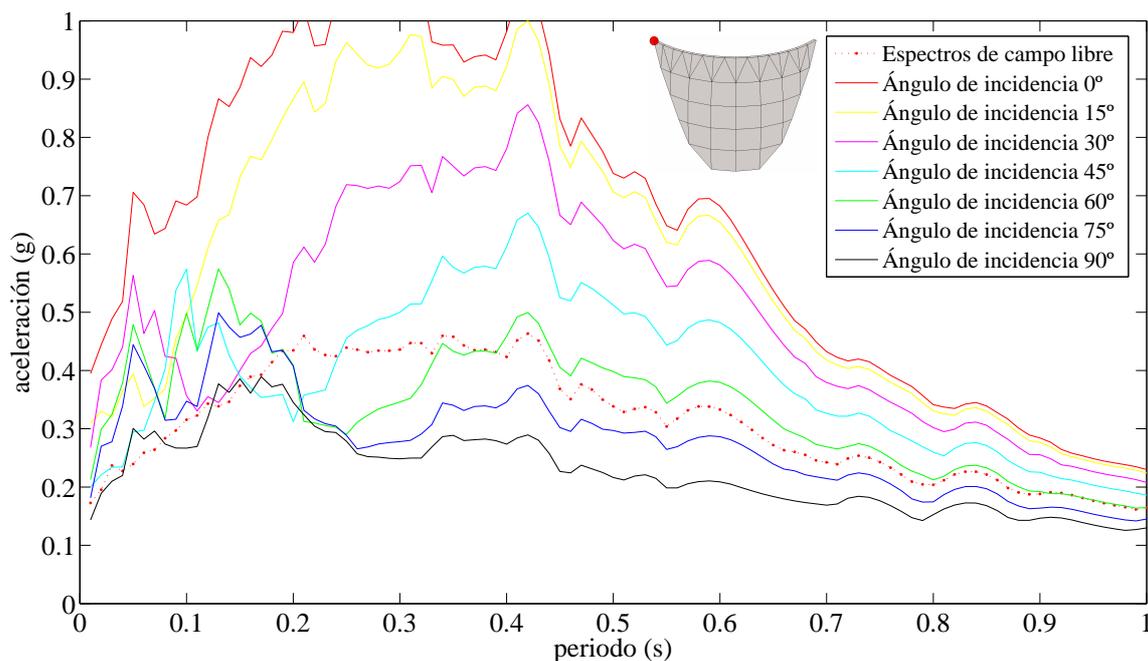


Figura 4.155. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

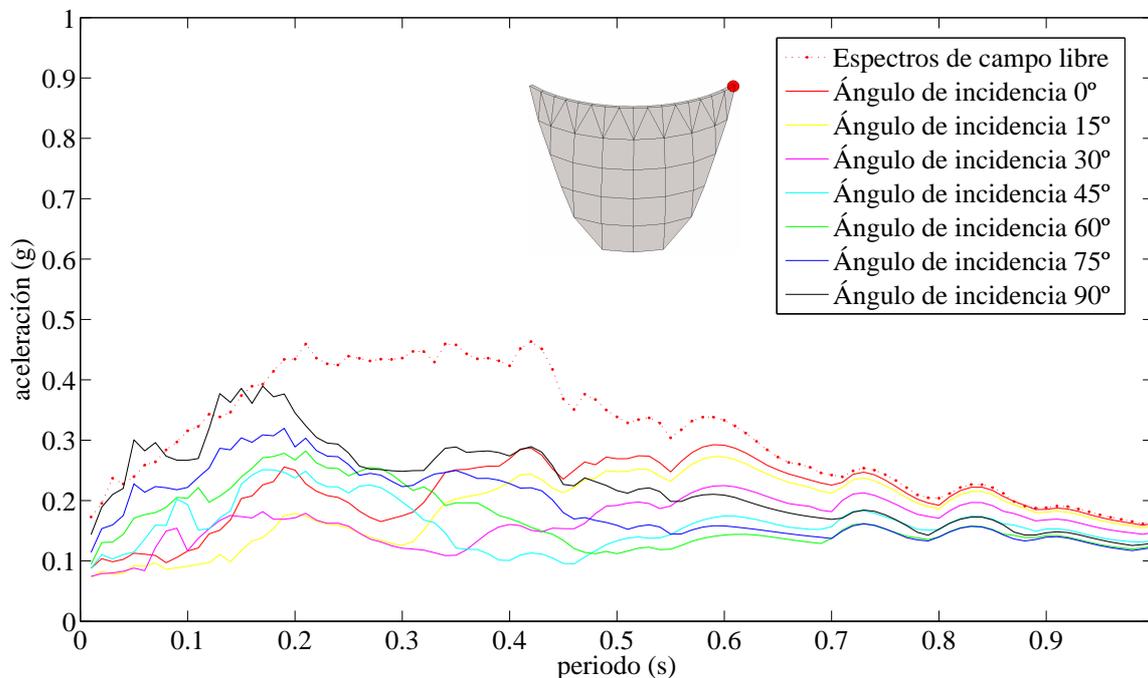


Figura 4.156. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo espejo al 87. Curvas para las diferentes incidencias de la onda

La respuesta en el nodo 87 es muy similar a la del nodo 230 que se estudió con anterioridad. En el nodo espejador al 87 la respuesta es muy baja para todas las incidencias.

A la vista de las curvas obtenidas a lo largo de este apartado, se puede concluir que el ángulo de incidencia de la onda constituye un factor decisivo en la respuesta sísmica en los estribos de la presa. Lo más interesante es que la respuesta más desfavorable es provocada por la incidencia rasante y las cercanas a esta, en el estribo que es atacado directamente por la presa respuestas. Esta respuesta es muy desfavorable teniendo en cuenta las características especialmente sensibles de la zona analizada.

Otros factores, como la geometría del cañón también modifican la respuesta, pero no son tan decisivos como el ángulo de incidencia de la onda. La consideración de un modelo en el que el cañón tiene el doble de altura que la presa ha provocado un incremento de la respuesta en comparación con el cañón bajo.

4.3.3.2.2- ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE LLENADO DEL EMBALSE

En esta apartado tratamos de demostrar la poca influencia que tiene el nivel de llenado del embalse en la respuesta sísmica en el estribo en comparación con otros factores, sobre todo el ángulo de incidencia de la onda. Este aspecto ya fue demostrado para un modelo de canal bajo (apartado 4.3.1.2.2.).

Se han escogido para este estudio la incidencia rasante y el punto con cota de 0.7 veces la altura total de la presa, perteneciente al estribo que es atacado directamente por la onda. Este caso ya se estudió para el canal bajo con embalse abierto.

En la figura 4.157 se procede al análisis en frecuencia para los dos niveles de llenado estudiados. El análisis frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño se aborta en las figuras 4.158 y 4.159.

Se ha cambiado la escala de las curvas que se venía utilizando con el objetivo de poder apreciar con mayor detalle la influencia del nivel de llenado del embalse en la respuesta.

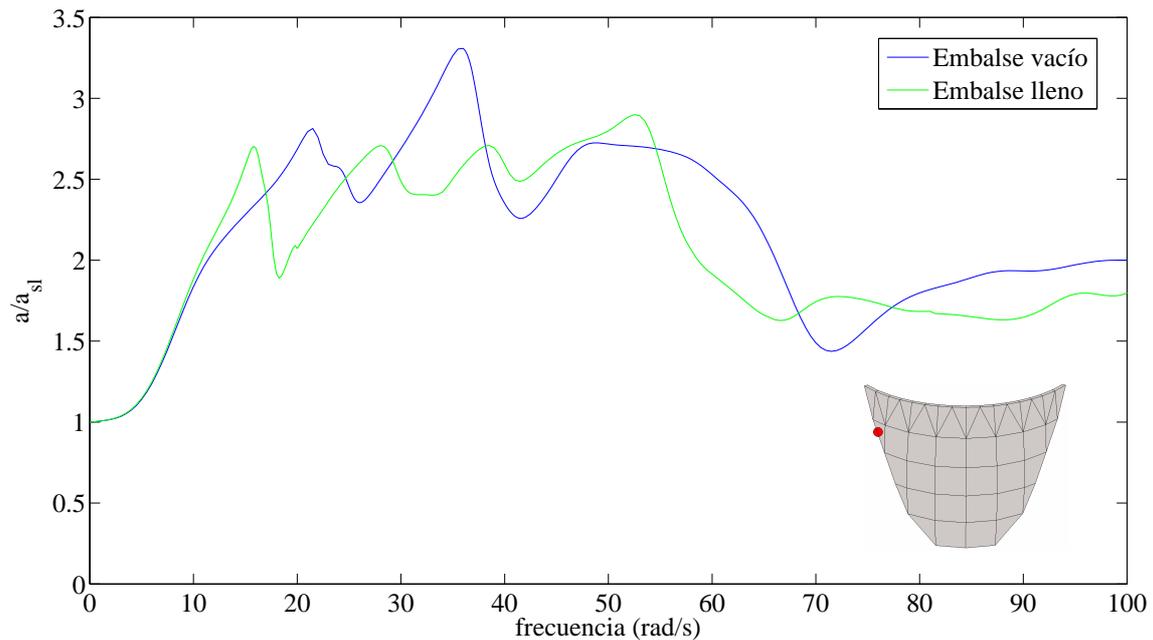


Figura 4.157. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 228. Onda SH atacando la estructura con incidencia rasante. Embalse vacío frente a embalse lleno

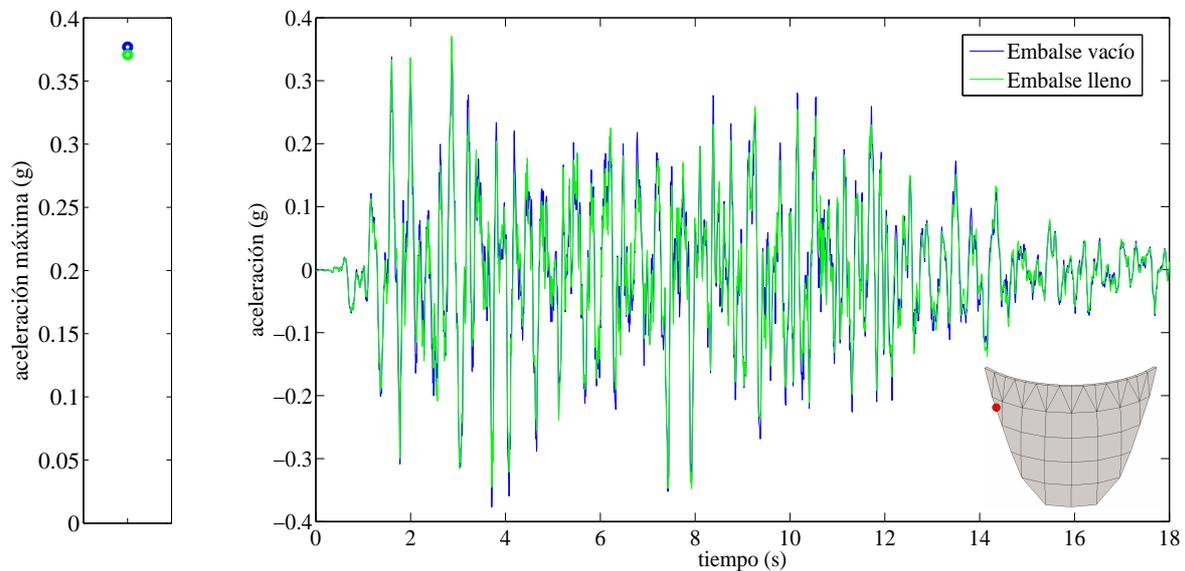


Figura 4.158. Incidencia rasante. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 228 a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para los dos niveles de llenado estudiados. b) aceleraciones temporales para los dos niveles de llenado estudiados

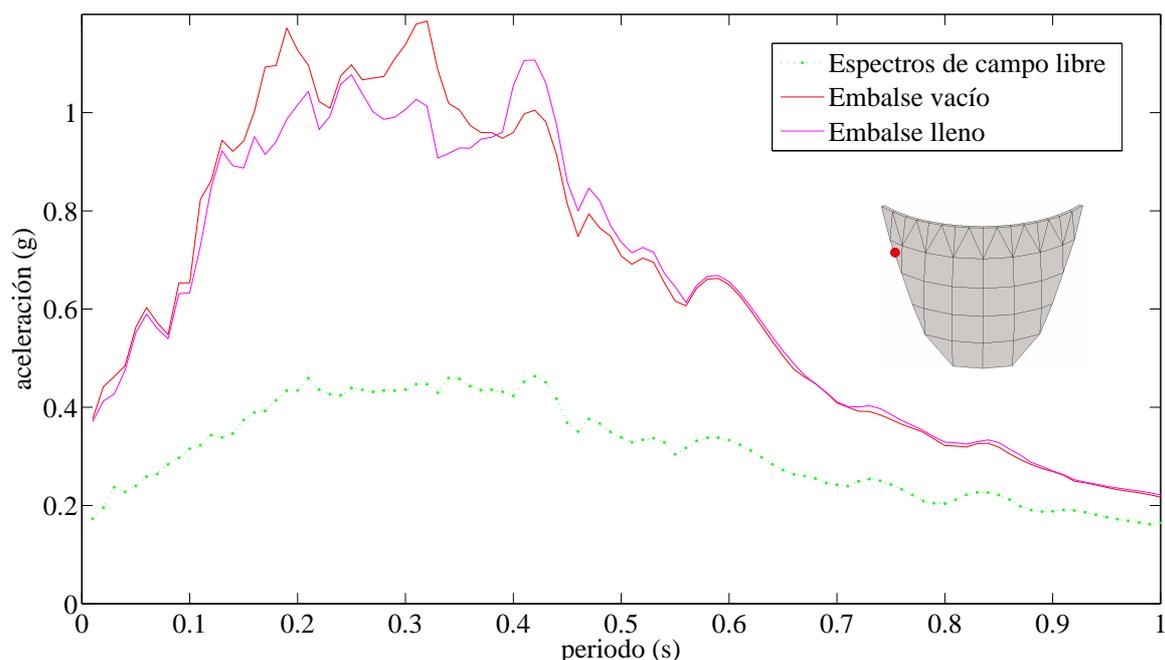


Figura 4.159. Incidencia rasante. . Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Estudio para los diferentes niveles de llenado en el nodo 228

La influencia de la cantidad de agua embalsada es poca en comparación con otros factores estudiados. Para un amplio rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado la respuesta es prácticamente la misma para embalse lleno que para embalse vacío. La situación es muy similar a la que se tenía para el canal bajo con embalse abierto pero con una respuesta un poco más alta para ambos niveles de llenado.

Recordemos que este es uno de los casos en los que más diferencias presentan entre los distintos niveles de llenado, en otras zonas del estribo y con otras incidencias la influencia del nivel de llenado del embalse es aún menor. La inferior respuesta obtenida para el embalse lleno es debida a la posibilidad de disipación de energía a través del cañón.

4.3.3.2.3.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA A LO LARGO DEL ESTRIBO

Vamos a cerrar el estudio de la respuesta en los estribos con este último apartado, en el que se estudiará la respuesta sísmica a lo largo de los diferentes puntos de los estribos, intentando evaluar cual es la zona más solicitada y como afecta a la evolución de la respuesta la nueva geometría del cañón.

Para ello se ha seleccionado la onda incidente más desfavorable en la mayoría de los puntos del estribo, que no es otra que la incidencia rasante. Se analizará tanto el estribo izquierdo, el cual es atacado directamente por la onda, como el estribo derecho, en el que se obtienen desplazamientos menores debido al carácter de la excitación. Recordemos que para el análisis se dispone de cinco nodos en cada uno de los estribos situados a diferentes alturas.

Se comienza con el análisis en frecuencia para ambos estribos y a continuación se analiza la respuesta sísmica frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño.

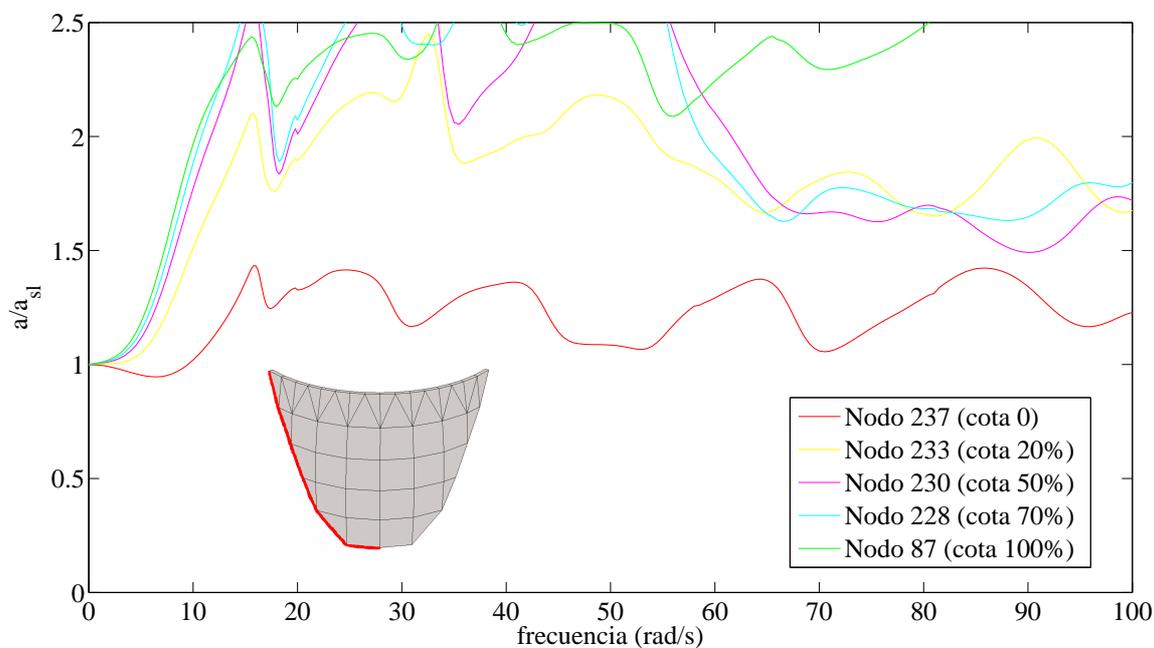


Figura 4.160. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH atacando la estructura con incidencia rasante. Análisis en los puntos del estribo izquierdo de la presa

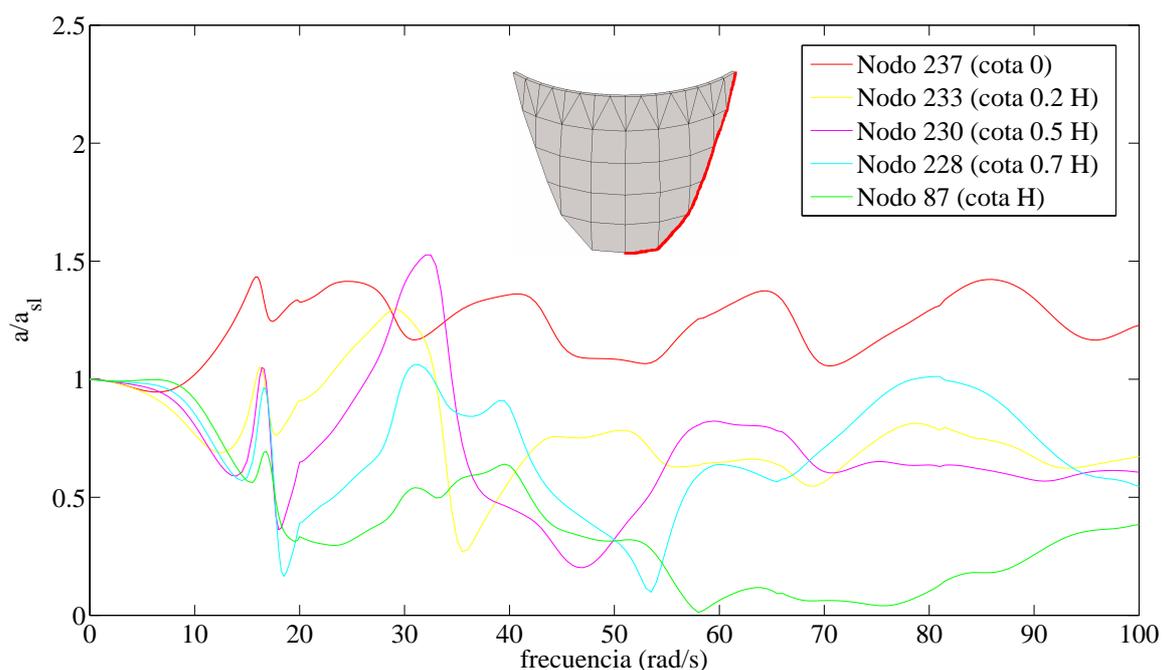


Figura 4.161. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre. Onda SH atacando la estructura con incidencia rasante. Análisis en los puntos del estribo derecho de la presa

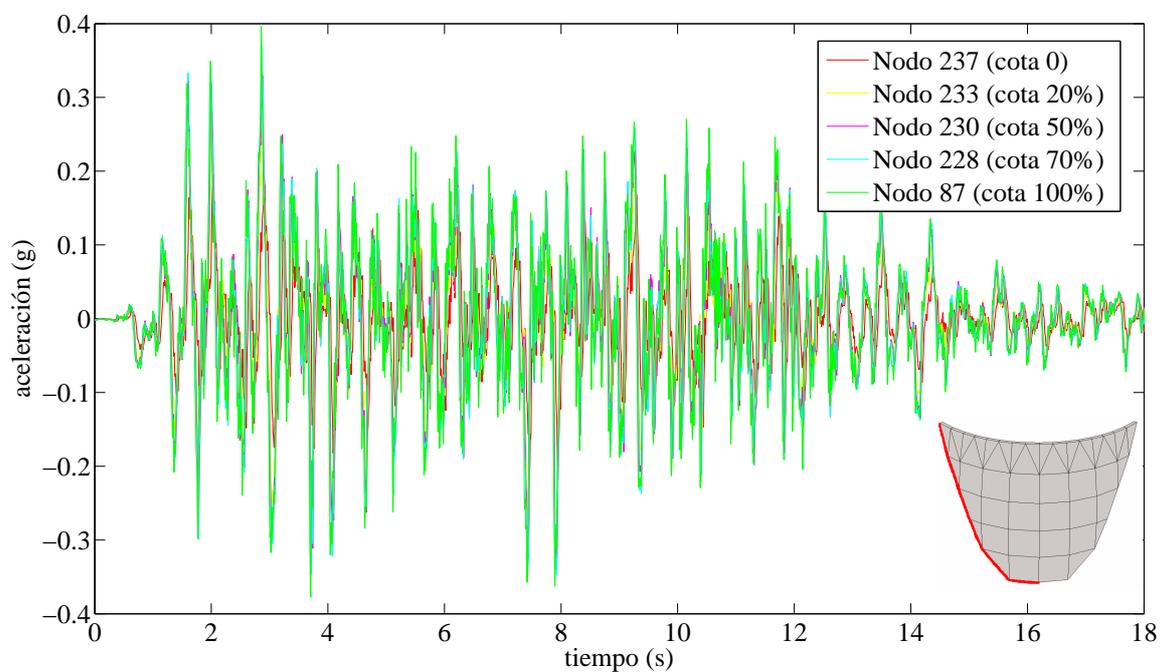


Figura 4.162. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 87. Incidencia rasante. Análisis en el estribo izquierdo de la presa

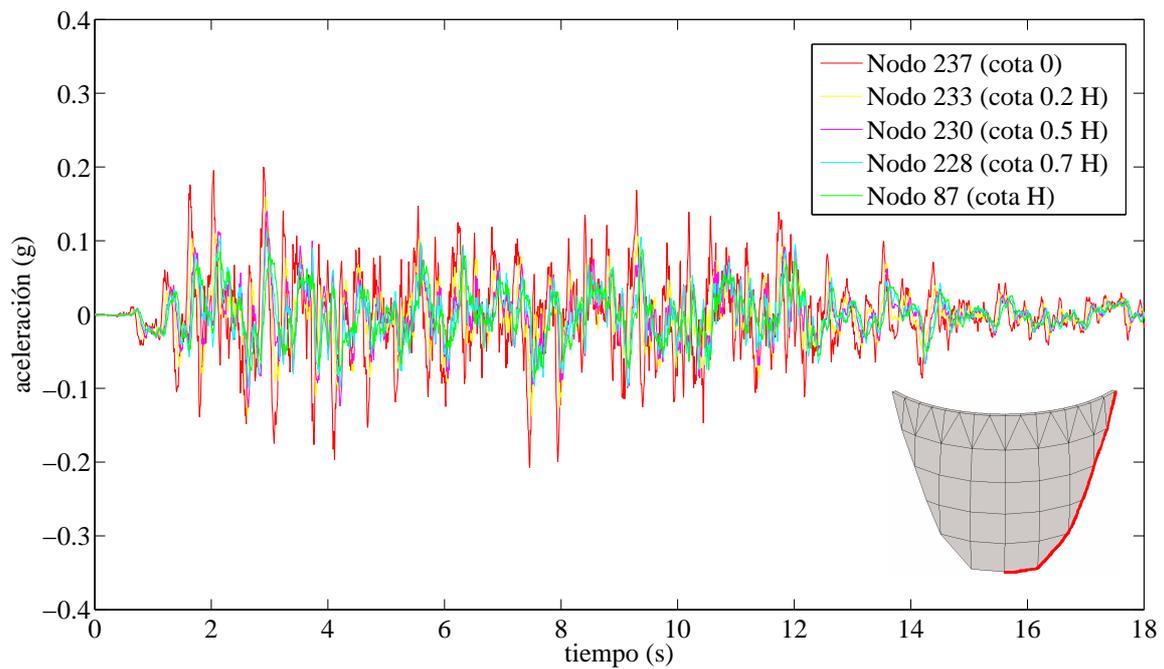


Figura 4.163. Embalse lleno. Respuesta temporal en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 87. Incidencia rasante. Análisis en el estribo derecho de la presa

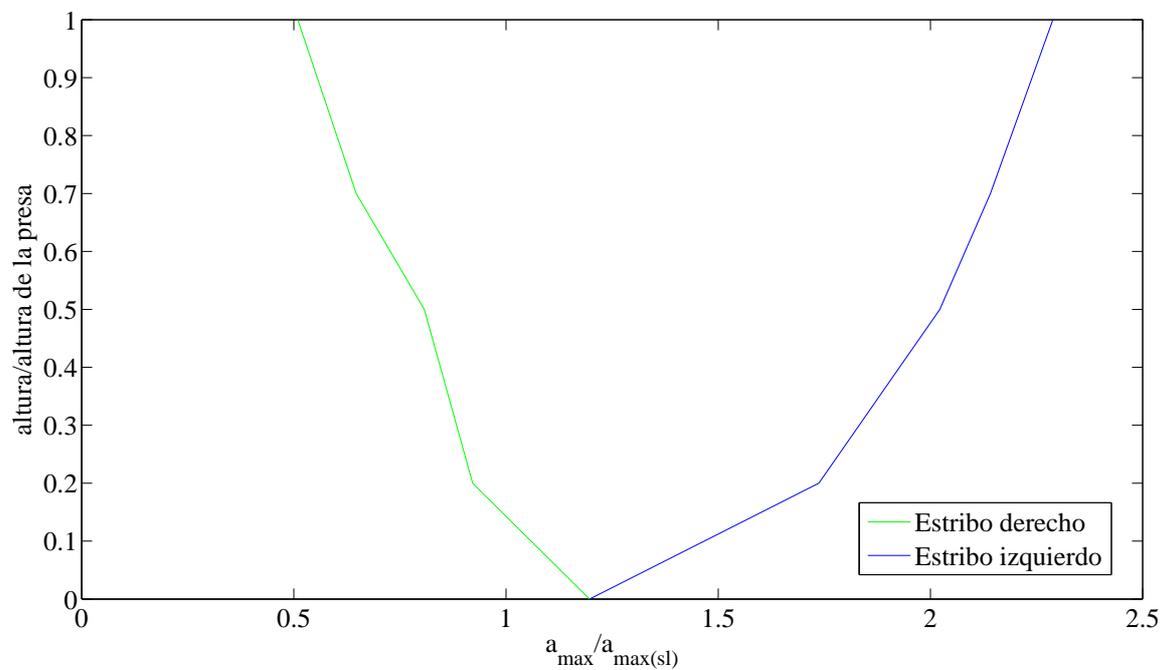


Figura 4.164. Embalse lleno. Análisis de la evolución a lo largo de los estribos de la tensión máxima en dirección anteroposterior en valor absoluto normalizada con la aceleración máxima de campo libre.

Excitación: Componente Norte-Sur del terremoto de diseño

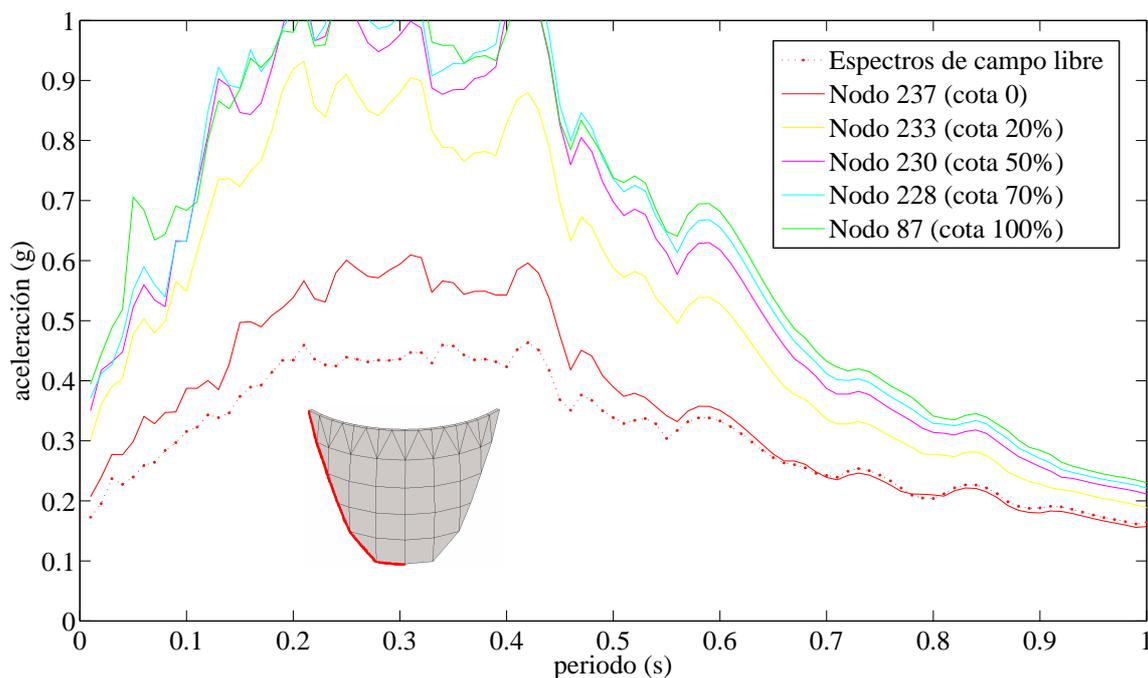


Figura 4.165. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto. Curvas para incidencia rasante. Análisis en el estribo izquierdo de la presa

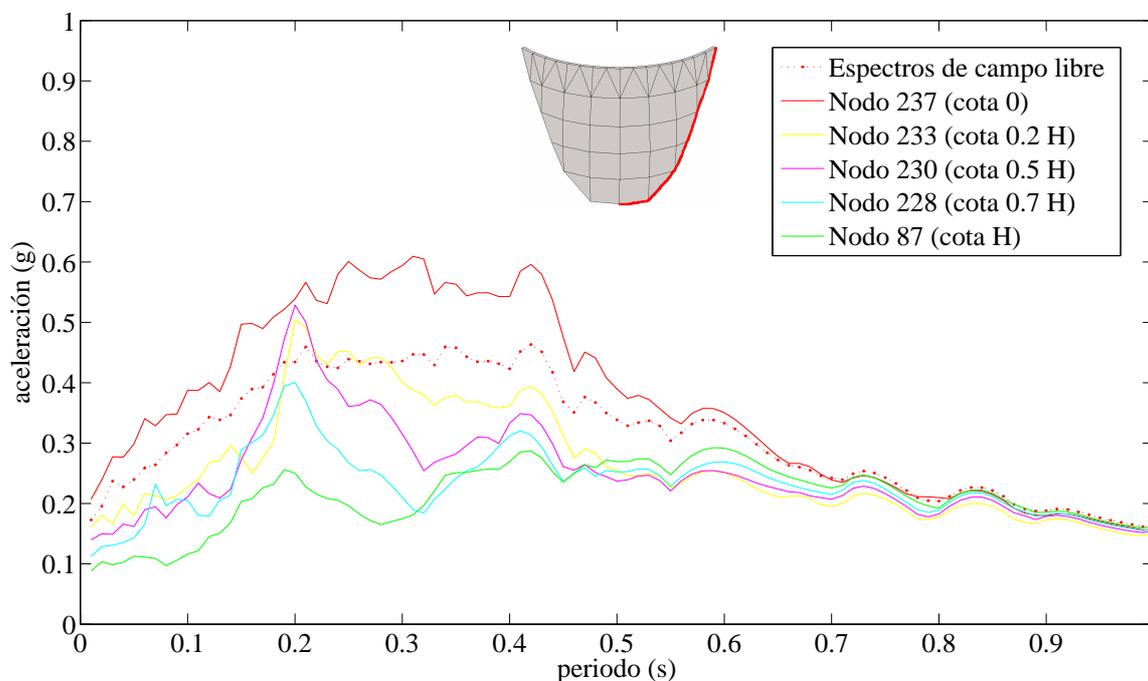


Figura 4.166. Embalse lleno. Espectros de respuesta máximos de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño. Curvas para incidencia rasante. Análisis en el estribo derecho de la presa

Se confirma lo que ya se esperaba a la vista de los análisis anteriores. En la parte superior del estribo que es atacado directamente por la onda se obtiene la respuesta más desfavorable. Las aceleraciones máximas y las curvas de espectros de respuesta experimentan un descenso hasta llegar al punto de la base, y a medida que ascendemos en el estribo opuesto la respuesta sigue disminuyendo, ya que recordemos que la onda rasante se encuentra con el cañón en su movimiento, lo que provoca que al otro lado del cañón la energía transmitida por la onda sea menor.

Por lo tanto cuando se analicen los estribos de la presa, conviene centrar el análisis en ondas con un ángulo de incidencia bajo y en la zona alta del estribo que se encuentra situado en el lado del cañón por el que incide la onda, ya que en esta zona existen las mayores posibilidades de fallo en la cimentación de la estructura.

Por lo extenso de este capítulo y las conclusiones de gran interés que se han extraído, conviene cerrarlo con un pequeño apartado de conclusiones del capítulo en el que se repasará de forma general lo más interesante de los resultados obtenidos.

4.4.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

El eje principal de este capítulo ha sido el estudio de la influencia del ángulo de incidencia en diferentes zonas de la estructura. Este estudio nos ha permitido además analizar de forma colateral otros factores. Recordemos que las zonas analizadas son el centro de la coronación de la presa y los estribos de la misma.

El estudio en el estribo nos ha ayudado a interpretar mejor la respuesta sísmica en coronación de la presa.

Las conclusiones del análisis en el estribo son claras. El ángulo de incidencia es el factor determinante del comportamiento sísmico en esta zona, teniendo otros factores como la geometría del problema o el nivel de llenado del embalse una importancia relativamente baja en relación con el ángulo de incidencia.

La incidencia vertical provoca siempre una respuesta baja e idéntica en nodos especulares del estribo. En cambio las ondas con un ángulo de incidencia bajo provocan

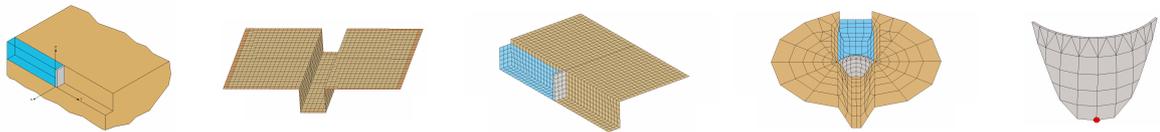
una respuesta especialmente desfavorable en la zona alta del estribo que es atacado directamente por la onda. En el estribo contrario, la respuesta que provocan es baja, ya que la onda se encuentra con el cañón en su recorrido y no se propaga con tanta facilidad hacia los puntos situados al otro lado del cañón.

Al ser el estribo una zona especialmente delicada de la presa, se debe prestar especial interés a las ondas con ángulo de incidencia bajo, ya que tienen mayor posibilidad de producir el fallo de la estructura en esta zona o en sistemas de un grado de libertad situados en zonas cercanas.

La forma en que se mueven los puntos del estribo de la presa para las ondas con diferente ángulo de incidencia determina en gran medida la respuesta en coronación de la presa. Para excitación vertical, tenemos un problema simétrico, por lo que los puntos especulares de los estribos se mueven con la misma amplitud y en fase. Esto puede favorecer a que la respuesta en coronación sea más desfavorable que para excitaciones no simétricas, sobre todo para las de ángulos de incidencia bajos. Para estas excitaciones, el estribo que es atacado por la onda se mueve mucho más que el opuesto y en desfase, lo que puede provocar que la respuesta en coronación no sea tan alta como para la excitación vertical o las cercanas a ésta.

Ahora bien, se ha demostrado que la respuesta en coronación depende en igual o mayor medida de otros factores. La geometría del problema es un factor determinante. Por ejemplo, cuando se estudia la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, para niveles elevados de llenado la incidencia rasante presenta una respuesta muy desfavorable, en cambio para embalse vacío la respuesta es baja en comparación con la de la incidencia vertical. En cambio cuando se estudia la presa de Morrow Point en cualquiera de los modelos, la incidencia rasante provoca respuestas muy bajas para niveles elevados de llenado y se aproxima más a la incidencia vertical para embalse vacío. Por lo tanto la forma en la que influye el ángulo de incidencia de la onda en coronación se ve modificada por la geometría del problema y por el nivel de llenado del embalse, teniendo estos tres factores un interés máximo. Lo que si parece claro es que en la mayoría de los casos, la respuesta más desfavorable en coronación es provocada por la incidencia vertical, por las razones que ya se han apuntado.

CAPÍTULO V



ANÁLISIS DE LA RESPUESTA
SÍSMICA PROVOCADA POR ONDAS
QUE INCIDEN SIMULTÁNEAMENTE
SOBRE LA ESTRUCTURA

5.1.- INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se analizó profundamente la influencia del ángulo de incidencia de la onda en la respuesta sísmica de presas. Para realizar el análisis se solicitaron los diferentes modelos de estructuras de contención de aguas con ondas de diferente ángulo de incidencia, pero que atacaban siempre a la estructura de forma individual.

A lo largo de este capítulo vamos a profundizar un poco más, analizando la respuesta sísmica de la estructura ante dos ondas SH que inciden simultáneamente sobre ella y con diferentes ángulos de incidencia. Estas ondas combinadas provocarán la misma respuesta en campo libre que la que provocaba en el capítulo anterior una onda actuando de forma individual. Por lo tanto, podremos comparar la respuesta provocada por diferentes combinaciones de ondas incidentes con la que provocan cada una de estas ondas actuando por separado. Aunque en cada caso la combinación de ondas provoque la misma respuesta en campo libre, las ondas se pueden combinar de manera diferente, de tal forma que la contribución a la respuesta de cada una de las ondas puede variar.

Antes de empezar con los casos concretos que se van a estudiar conviene analizar las ecuaciones del campo incidente. De esta forma podremos entender como afecta a las ecuaciones de gobierno la combinación de varias ondas y como podemos conseguir que la combinación provoque la misma respuesta en campo libre que las ambas ondas actuando de forma individual. El estudio se realizará evidentemente en el campo complejo de la frecuencia.

Consideremos en primer lugar una única onda SH que viene propagándose desde un campo lejano, incidiendo con un ángulo genérico θ , determinado por una dirección de propagación $\bar{q}(m, n)$, como la que se muestra en la figura 5.1. donde aparecen tanto la onda incidente, como la onda que se refleja cuando la incidente alcanza la superficie libre. Las ondas incidente y reflejada tienen la misma inclinación. En el caso de un semiespacio infinito todas las secciones se comportan de la misma forma por lo que se puede estudiar el problema altiplano.

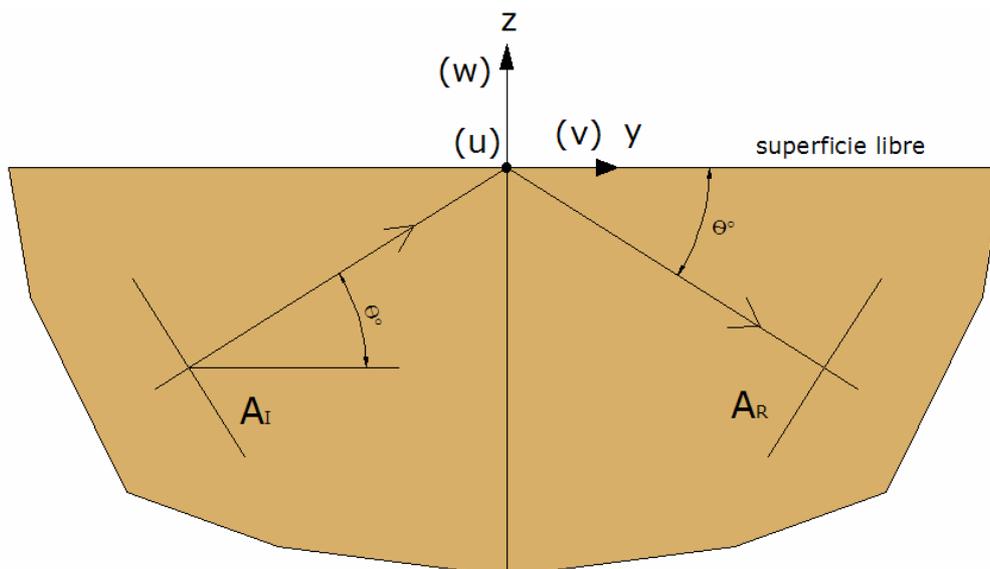


Figura 5.1. Sección del problema del semiespacio. Problema altiplano. Onda SH incidiendo sobre un semiespacio con un ángulo de incidencia genérico θ . Campo incidente (I) y campo reflejado (R).

El campo de desplazamientos provocado por la onda viene dado por las siguientes expresiones:

$$u = A_I \cdot e^{-ik(m \cdot y + n \cdot z)} + A_R \cdot e^{-ik(m \cdot y - n \cdot z)} \quad (4.1)$$

$$v = 0 \quad (4.2)$$

$$w = 0 \quad (4.3)$$

Dónde

A_I es la amplitud del campo incidente

A_R es la amplitud del campo reflejado

$$m = \cos \theta$$

$$n = \sin \theta$$

$k = \frac{\omega}{C_s}$, siendo ω la frecuencia angular y C_s la velocidad de propagación de la

onda.

El signo negativo de n en la exponencial de la onda reflejada se debe a que dicha onda se propaga en el sentido negativo del eje 'z'.

Como vemos el problema altiplano se define por que los únicos desplazamientos existentes llevan la dirección del eje 'x' y son función de la posición del punto en la sección ('y', 'z') y no de la sección considerada (son independientes de 'x').

Las deformaciones vienen dadas por:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \cdot (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (4.4)$$

Por lo tanto las únicas deformaciones no nulas serán ε_{xy} y ε_{xz} , y vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot u_{,y} = \frac{1}{2} \cdot (-i \cdot k) \cdot m \cdot u \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \cdot u_{,z} = \frac{1}{2} \cdot (-i \cdot k) \cdot n \cdot (A_I \cdot e^{-i \cdot k \cdot (m \cdot y + n \cdot z)} - A_R \cdot e^{-i \cdot k \cdot (m \cdot y - n \cdot z)}) \quad (4.6)$$

Las únicas tensiones no nulas son también σ_{xy} y σ_{xz} , y vienen dadas por:

$$\sigma_{xy} = 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{xy} \quad (4.7)$$

$$\sigma_{xz} = 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{xz} \quad (4.8)$$

Dónde:

$$\mu \text{ es el Módulo de Rigidez transversal; } \mu = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

Si particularizamos estas expresiones para la superficie libre (z=0), se tiene que:

Campo de desplazamientos:

$$u = (A_I + A_R) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} \quad (4.9)$$

Expresiones de las deformaciones no nulas:

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot (-i \cdot k) \cdot m \cdot (A_I + A_R) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \cdot (-i \cdot k) \cdot n \cdot (A_I - A_R) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} \quad (4.11)$$

Expresiones de las tensiones no nulas:

$$\sigma_{xy} = \mu \cdot (-i \cdot k) \cdot m \cdot (A_I + A_R) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} \quad (4.12)$$

$$\sigma_{xz} = \mu \cdot (-i \cdot k) \cdot n \cdot (A_I - A_R) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} \quad (4.13)$$

Como para la superficie libre se tiene la siguiente condición de contorno:

$$\text{Para } z = 0; \sigma_{xz} = 0 \rightarrow \varepsilon_{xz} = 0 \quad (4.14)$$

Entonces:

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \cdot (-i \cdot k) \cdot n \cdot (A_I - A_R) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} = 0 \rightarrow A_I - A_R = 0 \rightarrow A_I = A_R = A \quad (4.15)$$

Por tanto la expresión para el campo de desplazamientos puede escribirse como:

$$u = A \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m \cdot y} \quad (4.16)$$

Supongamos continuación que en lugar de una sola onda incidente tenemos dos ondas SH actuando de forma simultánea, con sus correspondientes campos incidente y reflejado, tal como aparece en la figura 5.2.

Si estas dos ondas se consideran actuando de forma independiente, la expresión para el campo de desplazamientos que provoca cada una de ellas viene dado por:

$$u_1 = A_1 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_1 \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_1 \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_1 \cdot y} \quad (4.17)$$

$$u_2 = A_2 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_2 \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_2 \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_2 \cdot y} \quad (4.18)$$

Por superposición, el campo de desplazamientos provocados por ambas ondas incidiendo simultáneamente es:

$$u = u_1 + u_2 = A_1 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_1 \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_1 \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_1 \cdot y} + A_2 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_2 \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_2 \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_2 \cdot y} \quad (4.19)$$

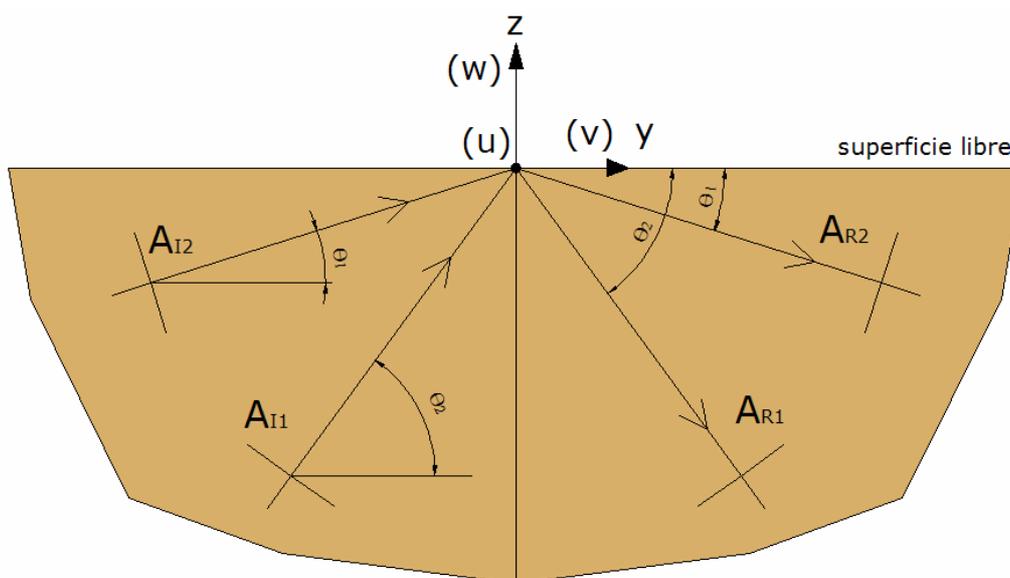


Figura 5.2. Sección del problema del semiespacio. Problema altiplano. Dos ondas SH incidiendo sobre un semiespacio con ángulos de incidencia θ_1 y θ_2 . Campos incidentes y reflejados.

Para poder realizar una comparación entre varias combinaciones de incidencias y las ondas incidiendo individualmente, cada combinación de ondas deberá provocar el mismo desplazamiento de campo libre que el que provocan las ondas cuando inciden individualmente.

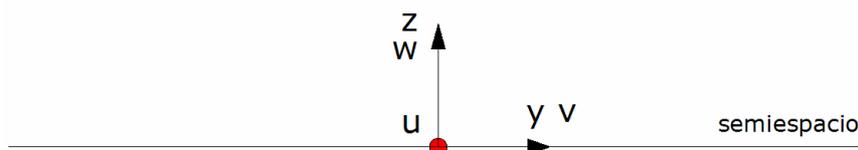


Figura 5.3. Punto de referencia para la definición del campo de desplazamientos provocado por la onda incidente o la combinación de ondas

A lo largo del proyecto se han estudiado siempre ondas armónicas que provocan un desplazamiento de amplitud unitaria en campo libre, de tal forma que los resultados obtenidos puedan ser utilizados para obtener la respuesta ante un sismo. Dicho sismo provoca una determinada aceleración de campo libre. Esta aceleración es medida por el acelerógrafo y es el único dato del que se dispone. Se desconoce la combinación de ondas que surgió de la fuente del terremoto y que llegó a provocar estas aceleraciones en campo libre. A lo largo de este apartado lo que haremos es considerar que la respuesta en campo libre fue provocada por diferentes combinaciones de dos ondas con diferente ángulo de incidencia y obtendremos la respuesta del sistema ante estas combinaciones.

Recordemos que utilizamos un análisis en el dominio de la frecuencia, por lo que debemos obtener la respuesta de la estructura ante combinaciones de ondas SH armónicas que provocan un desplazamiento unitario en dirección anteroposterior en campo libre en el punto de referencia (figura 5.3.), para cada valor de la frecuencia. A partir de estas funciones de transferencia podremos obtener la respuesta temporal frente al terremoto haciendo uso del procedimiento que se analizó profundamente en el capítulo II (apartado 3.2.4.1.2.).

En el punto de referencia (figura 5.3.), se tiene:

$$x = 0; y = 0; z = 0, \quad (4.20)$$

Y sustituyendo en (4.19) obtenemos:

$$u = 1 = 2 \cdot (A_1 + A_2) \rightarrow (A_1 + A_2) = \frac{1}{2} \quad (4.21)$$

Llegados a este punto vemos que las amplitudes del campo incidente y reflejado de las ondas se pueden combinar de diversas maneras, de forma que siempre se obtenga un desplazamiento unitario de campo libre.

De las muchas combinaciones posibles entre las ondas con diferente ángulo de incidencia se han seleccionado cuatro de ellas para estudiarlas en este capítulo.

Se van a combinar siempre ondas SH, una de ellas incidiendo verticalmente sobre la estructura y la otra con un ángulo de incidencia de 30°. Cada una de las combinaciones entre estas ondas se describe a continuación.

Caso 1°

Las ondas incidentes se combinan de tal forma que en el punto de referencia se tiene:

$$u_{sl} = u_{(\theta=30^\circ)} + u_{(\theta=90^\circ)} = 0.5 + 0.5 = 1 \quad (4.22)$$

$$u_{sl(\theta=30^\circ)} = 0.5 = 2 \cdot A_{(\theta=30^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=30^\circ)} = 0.25 \quad (4.23)$$

$$u_{sl(\theta=90^\circ)} = 0.5 = 2 \cdot A_{(\theta=90^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=90^\circ)} = 0.25 \quad (4.24)$$

Las expresiones del campo de desplazamiento vienen dadas por:

$$u_{(\theta=30^\circ)} = 0.25 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} \quad (4.25)$$

$$u_{(\theta=90^\circ)} = 0.25 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.26)$$

$$u = 0.25 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} + \quad (4.27)$$

$$0.25 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y}$$

Caso 2°

Las ondas incidentes se combinan de tal forma que en el punto de referencia se tiene:

$$u_{sl} = u_{(\theta=30^\circ)} + u_{(\theta=90^\circ)} = 0.25 + 0.75 = 1 \quad (4.28)$$

$$u_{sl(\theta=30^\circ)} = 0.25 = 2 \cdot A_{(\theta=30^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=30^\circ)} = 0.125 \quad (4.29)$$

$$u_{sl(\theta=90^\circ)} = 0.75 = 2 \cdot A_{(\theta=90^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=90^\circ)} = 0.375 \quad (4.30)$$

Las expresiones del campo de desplazamiento vienen dadas por:

$$u_{(\theta=30^\circ)} = 0.125 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} \quad (4.31)$$

$$u_{(\theta=90^\circ)} = 0.375 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.32)$$

$$u = 0.125 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} + 0.375 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.33)$$

Caso 3°

Las ondas incidentes se combinan de tal forma que en el punto de referencia se tiene:

$$u_{sl} = u_{(\theta=30^\circ)} + u_{(\theta=90^\circ)} = -0.25 + 1.25 = 1 \quad (4.34)$$

$$u_{sl(\theta=30^\circ)} = -0.25 = 2 \cdot A_{(\theta=30^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=30^\circ)} = -0.125 \quad (4.35)$$

$$u_{sl(\theta=90^\circ)} = 1.25 = 2 \cdot A_{(\theta=90^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=90^\circ)} = 0.625 \quad (4.36)$$

Las expresiones del campo de desplazamiento vienen dadas por:

$$u_{(\theta=30^\circ)} = -0.125 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} \quad (4.37)$$

$$u_{(\theta=90^\circ)} = 0.625 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.38)$$

$$u = -0.125 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} + 0.625 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.39)$$

Caso 4°

En el punto de referencia:

$$u_{sl} = u_{(\theta=30^\circ)} + u_{(\theta=90^\circ)} = -0.5 + 1.5 = 1 \quad (4.40)$$

$$u_{(\theta=45^\circ)} = -0,5 = 2 \cdot A_{(\theta=45^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=45^\circ)} = -0,5 \quad (4.41)$$

$$u_{(\theta=90^\circ)} = 1.5 = 2 \cdot A_{(\theta=90^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=90^\circ)} = 0,75 \quad (4.42)$$

Expresiones del campo de desplazamientos:

$$u_{(\theta=45^\circ)} = -0,5 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=45^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=45^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=45^\circ)} \cdot y} \quad (4.43)$$

$$u_{(\theta=90^\circ)} = 0,75 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.44)$$

Las ondas incidentes se combinan de tal forma que en el punto de referencia se tiene:

$$u_{sl} = u_{(\theta=30^\circ)} + u_{(\theta=90^\circ)} = -0.5 + 1.5 = 1 \quad (4.45)$$

$$u_{sl(\theta=30^\circ)} = -0.5 = 2 \cdot A_{(\theta=30^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=30^\circ)} = -0.25 \quad (4.46)$$

$$u_{sl(\theta=90^\circ)} = 1.5 = 2 \cdot A_{(\theta=90^\circ)} \rightarrow A_{(\theta=90^\circ)} = 0.75 \quad (4.47)$$

Las expresiones del campo de desplazamiento vienen dadas por:

$$u_{(\theta=30^\circ)} = -0.25 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} \quad (4.48)$$

$$u_{(\theta=90^\circ)} = 0.75 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.49)$$

$$u = -0.25 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=30^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=30^\circ)} \cdot y} + 0.75 \cdot (e^{-i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z} + e^{i \cdot k \cdot n_{(\theta=90^\circ)} \cdot z}) \cdot e^{-i \cdot k \cdot m_{(\theta=90^\circ)} \cdot y} \quad (4.50)$$

5.2.- ESTRUCTURA PLANAS DE CONTENCIÓN DE AGUAS QUE CIERRA UN CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR

Una vez definido el análisis que se pretende realizar se van a exponer los resultados obtenidos. Se ha sometido a la estructura plana de contención de aguas a las diferentes combinaciones de ondas incidentes. Se analiza el problema tanto en el punto central de la coronación como en el punto central de la base.

Se persigue demostrar que una combinación de varias ondas incidentes puede dar como resultado una respuesta más desfavorable que cada una de estas ondas actuando individualmente. Otro de los objetivos del estudio es realizar una introducción en la determinación del terremoto pésimo, por lo que estudiaremos que rango de combinaciones de ondas incidencia provocan una respuesta más desfavorable.

Recordemos que las ondas que se combinan son la de incidencia vertical y la de incidencia 30°. Compararemos en cada caso la respuesta provocada por estas ondas actuando individualmente con los diferentes casos de combinación de incidencias que se definieron en el apartado anterior.

Las características del problema así como del modelo utilizado pueden consultarse en el capítulo III, a o largo del apartado 3.2.

5.2.1.- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN CORONACIÓN PROVOCADO POR LA COMBINACIÓN DE ONDAS INCIDIENDO CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA

Se analizan tres niveles de agua contenida en el embalse: Embalse vacío, embalse a mitad de su capacidad y embalse lleno.

Primero se realizará el análisis en frecuencia. Para obtener los resultados correspondientes a la combinación de ondas tenemos que operar con los resultados obtenidos para cada onda actuando de forma individual. La forma en la que se opere con estos resultados dependerá del caso a analizar, es decir de la contribución de cada onda incidente al desplazamiento provocado por la combinación. Este aspecto ya quedo claro a partir de la definición del campo de desplazamiento para cada una de las combinaciones de ondas incidentes (apartado 5.1.).

A continuación someteremos a cada problema a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño. El procedimiento es el mismo que se ha seguido a lo largo de los diferentes capítulos del presente proyecto.

EMBALSE VACÍO

En las figuras de la 5.4 a la 5.6 se presenta la comparativa de resultados entre las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones, comenzando por el

análisis en frecuencia y continuando el análisis sísmico frente a la componente Norte-Sur del terremoto de diseño.

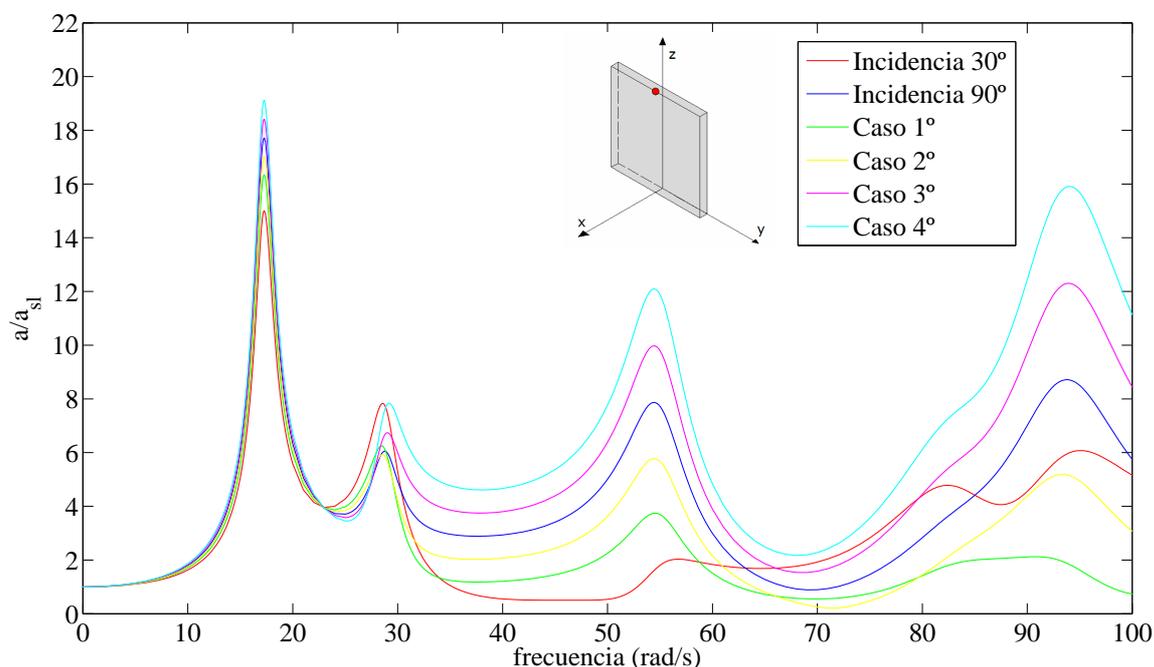


Figura 5.4. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos ondas

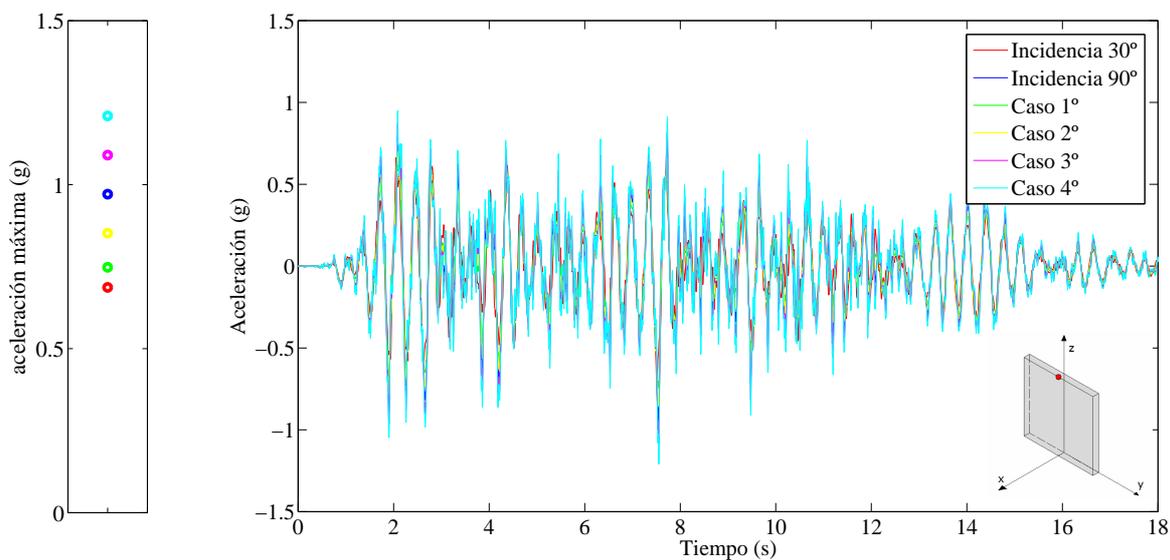


Figura 5.5. Embalse vacío. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

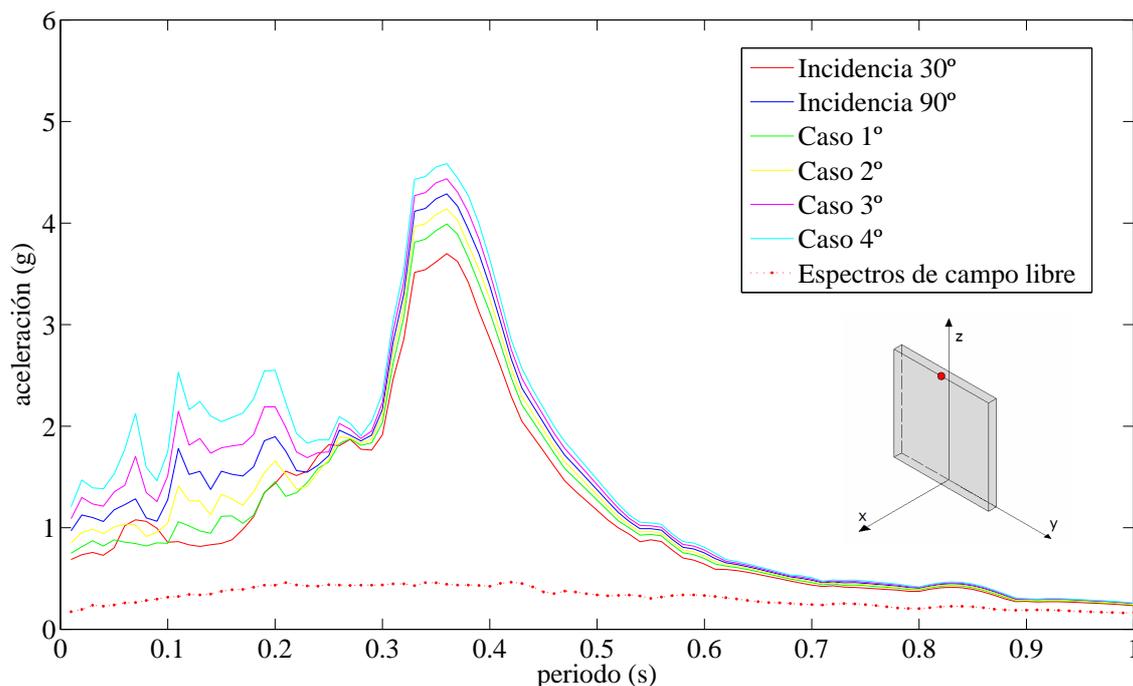


Figura 5.6. Embalse vacío. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

Una combinación de ondas incidentes puede dar como resultado una respuesta más desfavorable que las ondas actuando de forma individual.

Si nos fijamos en la curva correspondiente a los espectros de respuesta, se observa, que para todo el rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto analizado, el 4º caso de combinación de incidencias provoca las aceleraciones máximas, siendo para periodos naturales bajos la diferencia considerable. El caso 3º también provoca una respuesta más desfavorable que la onda incidente vertical actuando individualmente. Los dos primeros casos superan para la mayoría de periodos naturales a la incidencia 30º pero no a la de 90º. El terremoto pésimo sería en este caso el formado por dos ondas con ángulos de incidencia 30º y 90º combinadas según el caso 4º.

EMBALSE A LA MITAD DE SU CAPACIDAD

Se van a tratar los mismos casos de combinación de incidencias y se seguirá la misma línea de exposición de resultados que para embalse vacío.

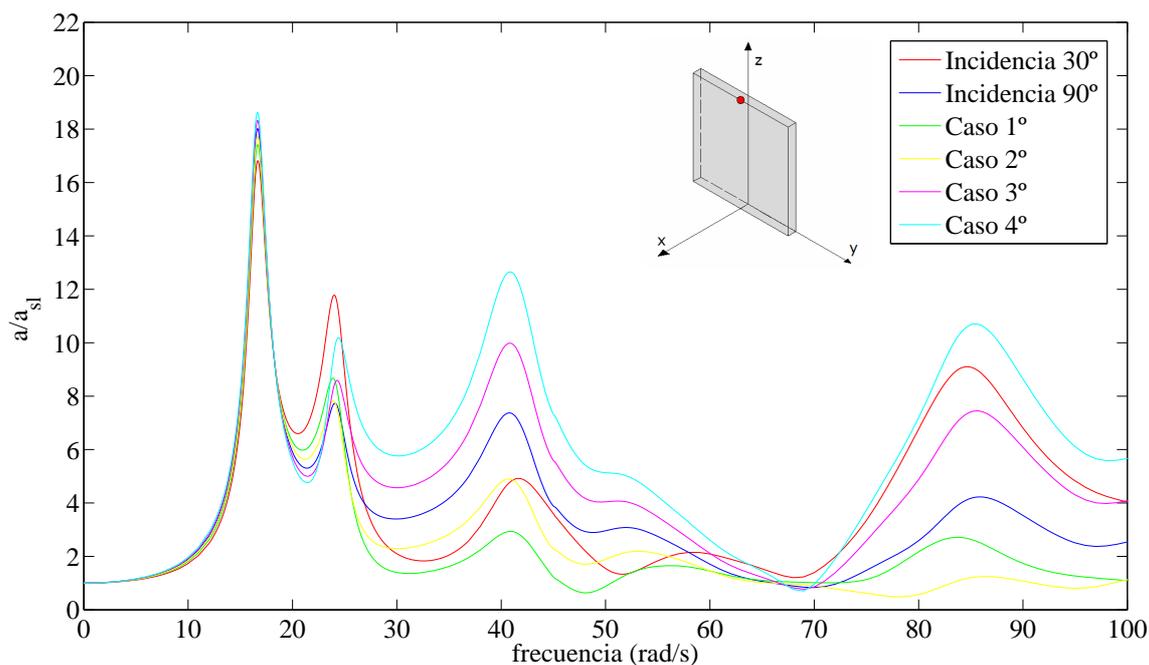


Figura 5.7. Embalse a la mitad de su capacidad. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos ondas

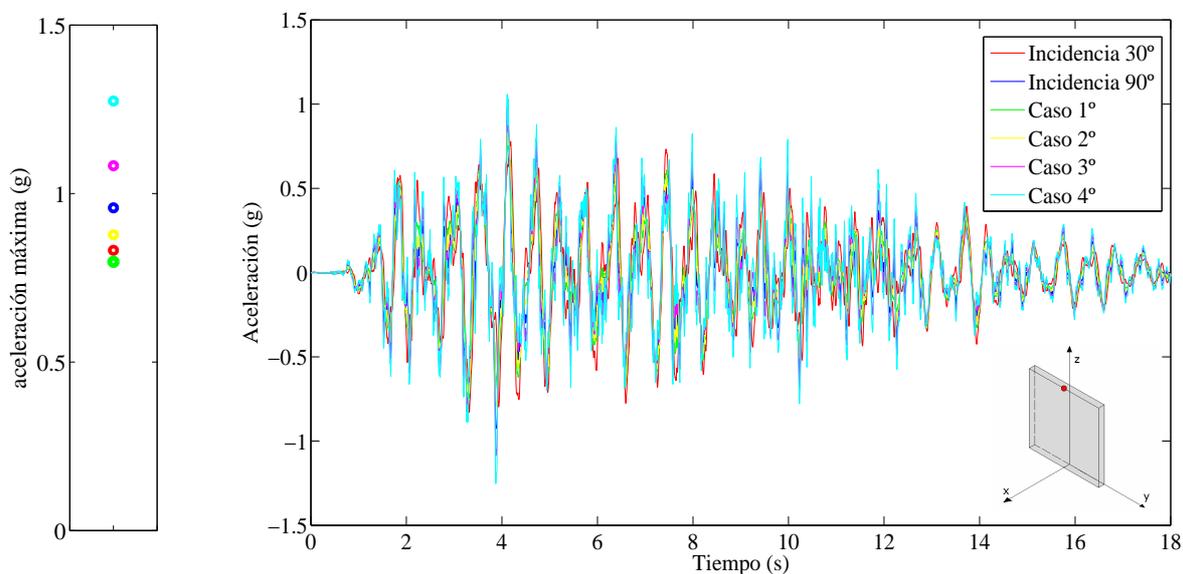


Figura 5.8. Embalse a la mitad de su capacidad. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

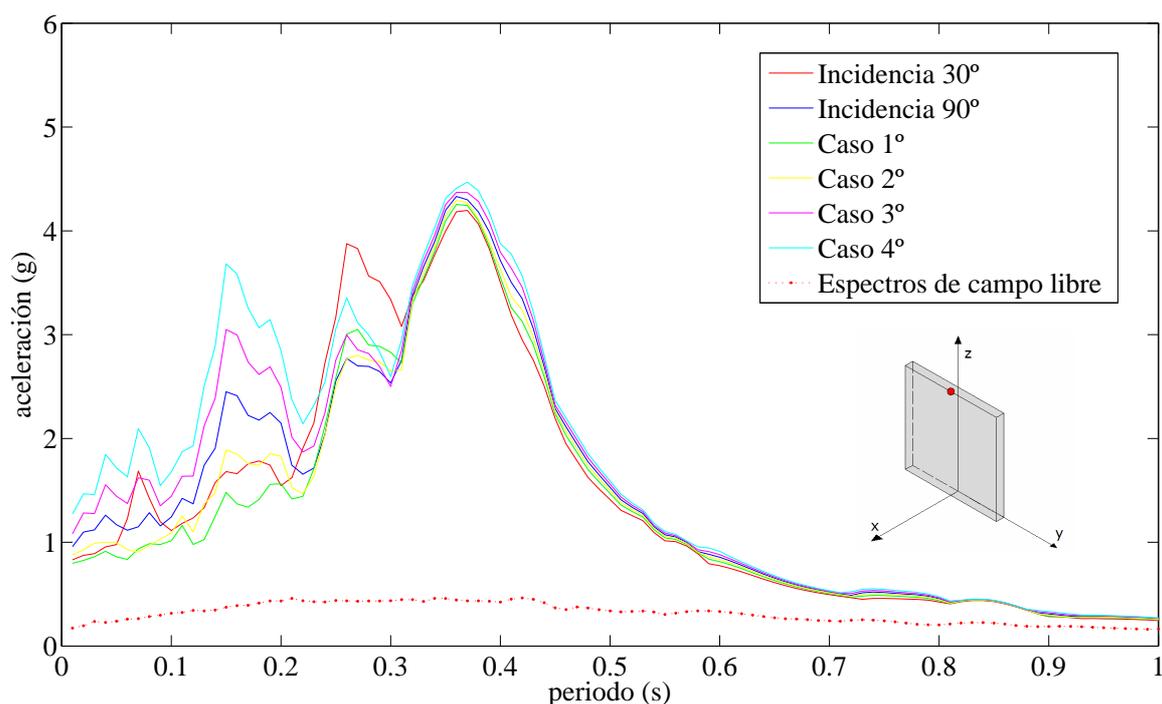


Figura 5.9. Embalse a la mitad de su capacidad. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas.

La aceleración máxima temporal en el punto estudiado la provoca el caso 4° de combinación de incidencias.

Si nos fijamos en la curva de espectros de respuesta vemos que para periodos naturales bajos (inferiores a 0.24 s) de un sistema de un grado de libertad que se situó en coronación de la presa el caso 4° de combinación de incidencias provoca las aceleraciones máximas en este sistema. Para un rango de periodos naturales entre 0.24 segundos y 0.32 segundos la onda incidente a 30° actuando de forma individual es la que provoca la respuesta más alta y para periodos naturales más altos la igualdad entre los diferentes casos estudiados es máxima.

Como vemos las combinaciones de incidencias pueden ofrecer una respuesta más desfavorable, tanto en cuanto a valores máximos de la aceleración, como en espectros de respuesta máximos. Los espectros de respuesta dependerán en gran medida del rango de periodos naturales analizados.

EMBALSE LLENO

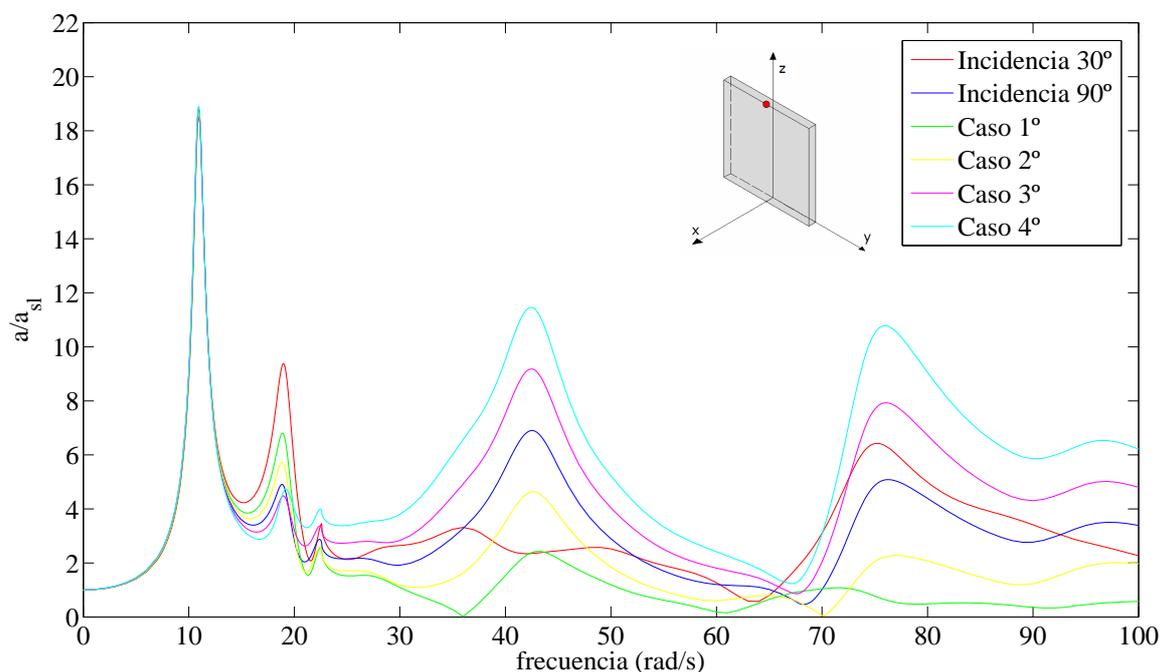


Figura 5.10. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo central de la coronación de la presa. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos ondas

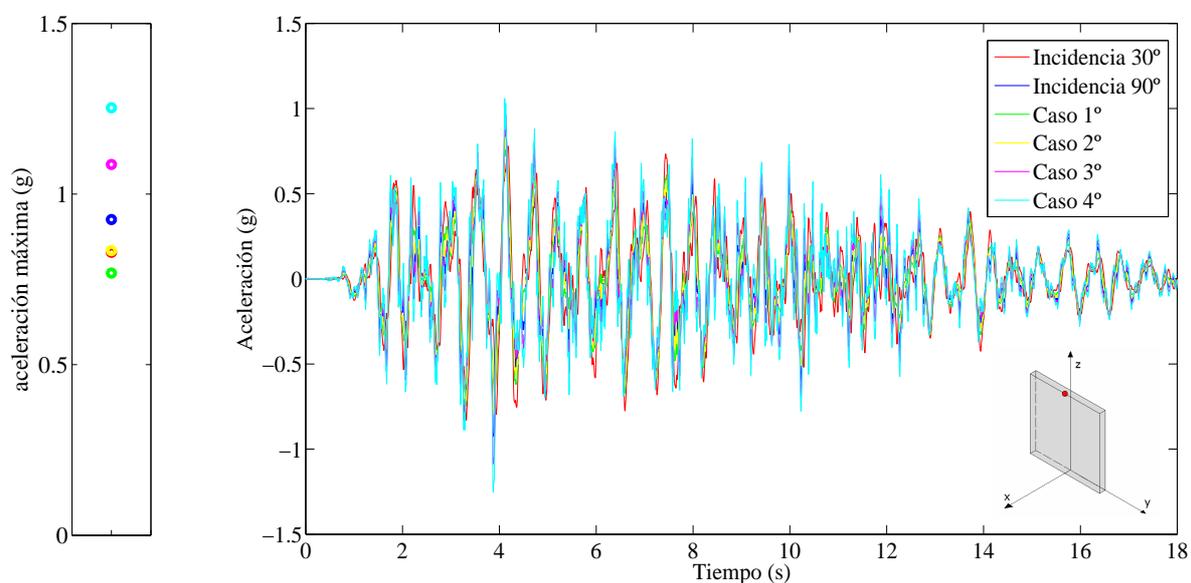


Figura 5.11. Embalse lleno. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación a) Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

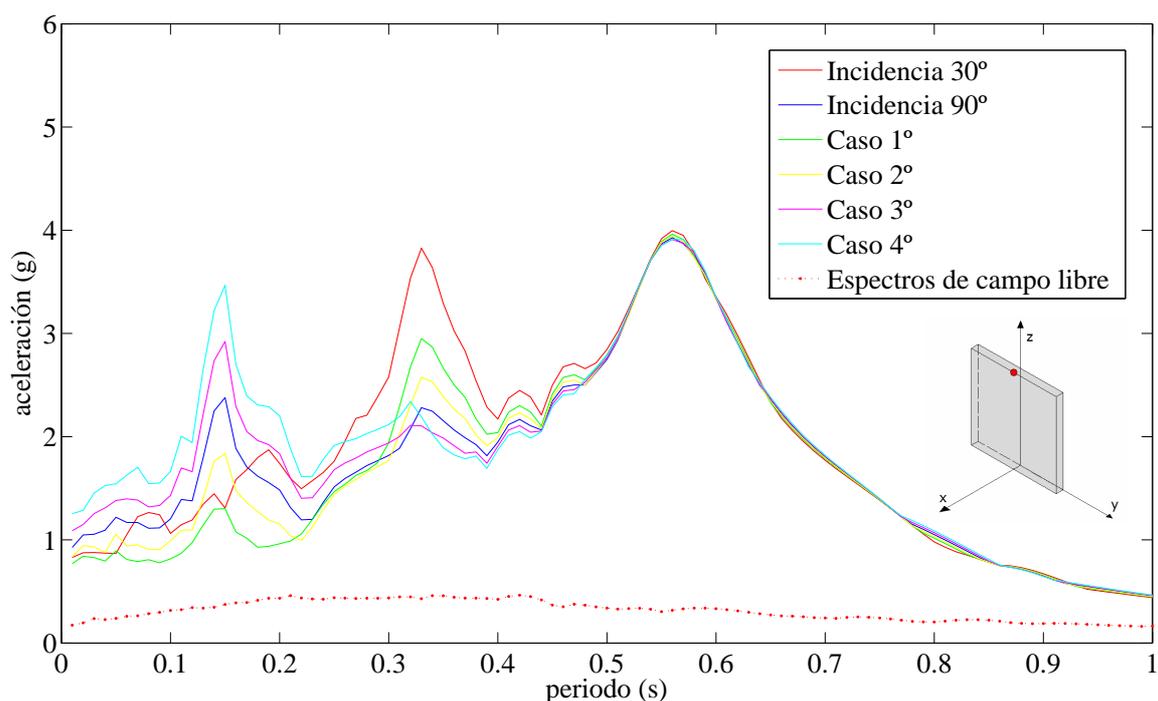


Figura 5.12. Embalse lleno. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo central de la coronación. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas.

Para embalse lleno se tiene una situación muy similar a la del embalse a la mitad de su capacidad. En este caso el rango de periodos naturales para el que la incidencia 30° es la más desfavorable es mayor. Para los periodos naturales bajos, las combinaciones de incidencia 3^a y 4^a siguen dando la respuesta más desfavorable. En cuantas aceleraciones máximas en el punto, el caso 4° provoca la respuesta más desfavorable con bastante diferencia frente al resto.

La conclusión que se puede extraer de este primer estudio es que determinadas combinaciones de ondas incidencias pueden producir una respuesta más desfavorable que las ondas actuando de forma individual. Por lo tanto este aspecto se ha de tener en cuenta en los análisis sísmicos de presas, en los que los estudios suelen realizarse para una sola onda incidente con incidencia vertical. Un estudio más profundo requeriría que se analice un mayor número de combinaciones, con una mayor variedad de ondas incidentes, lo que nos podría aproximar a la determinación del terremoto pésimo para la estructura analizada.

5.2.2- ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO EN DIRECCIÓN

ANTEROPSTERIOR EN LA BASE DE LA PRESA PROVOCADO POR LA COMBINACIÓN DE ONDAS INCIDIENDO CON DIFERENTE ÁNGULO DE INCIDENCIA.

En este caso se va a estudiar un punto perteneciente al estribo de la presa que ya se ha analizado en capítulos anteriores.

Además de los tres niveles de llenado del embalse que se afrontaron durante el apartado anterior, se va a llevar a cabo también el estudio para el problema de interacción cinemática.

Se van a estudiar nuevamente las ondas de incidencia 30° y 90° incidiendo individualmente y los cuatro casos de combinación de estas ondas incidentes que ya estudiaron para la coronación de la presa y que se definieron en el apartado 5.1.

PROBLEMA DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA

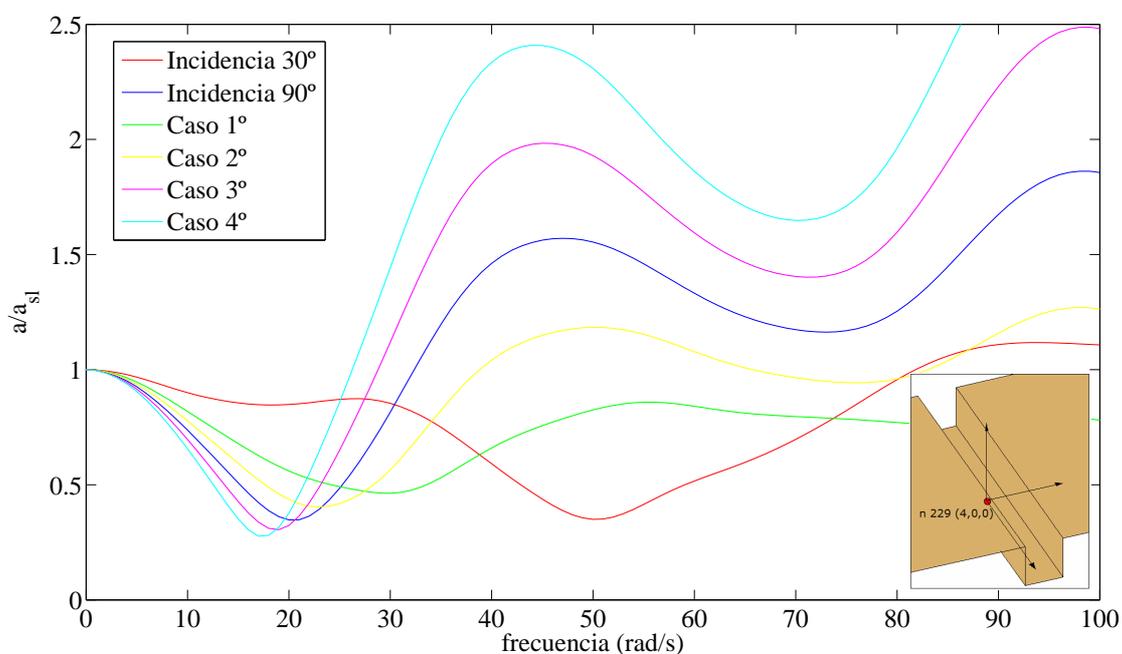


Figura 5.13. Problema de interacción cinemática. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 229. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos ondas.

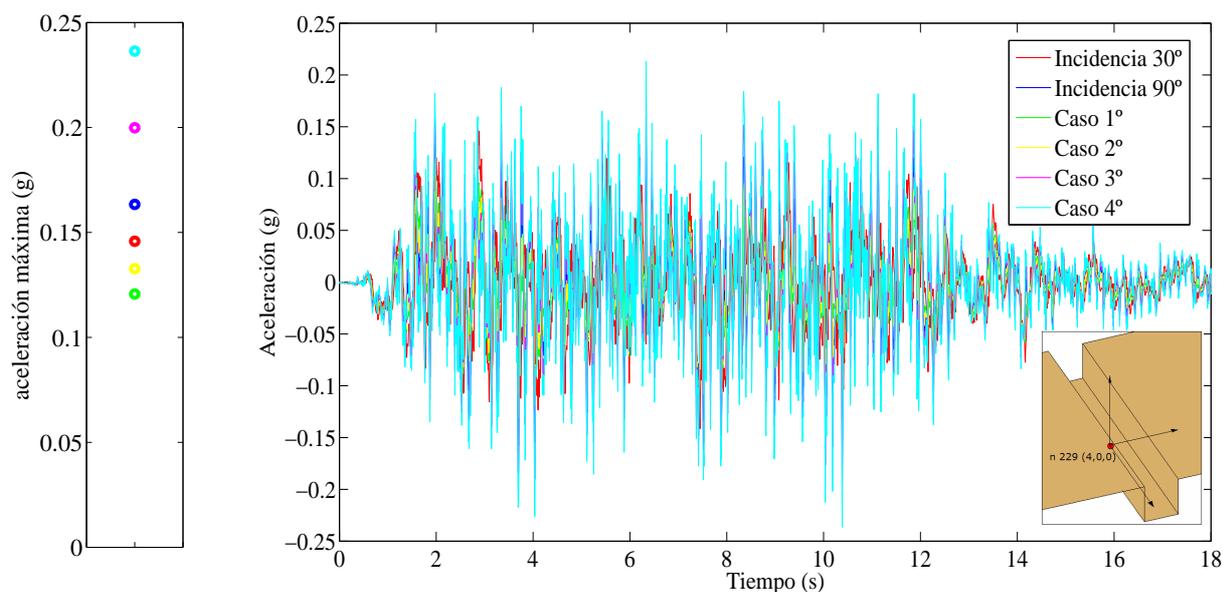


Figura 5.14. Problema de interacción cinemática. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 229. Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

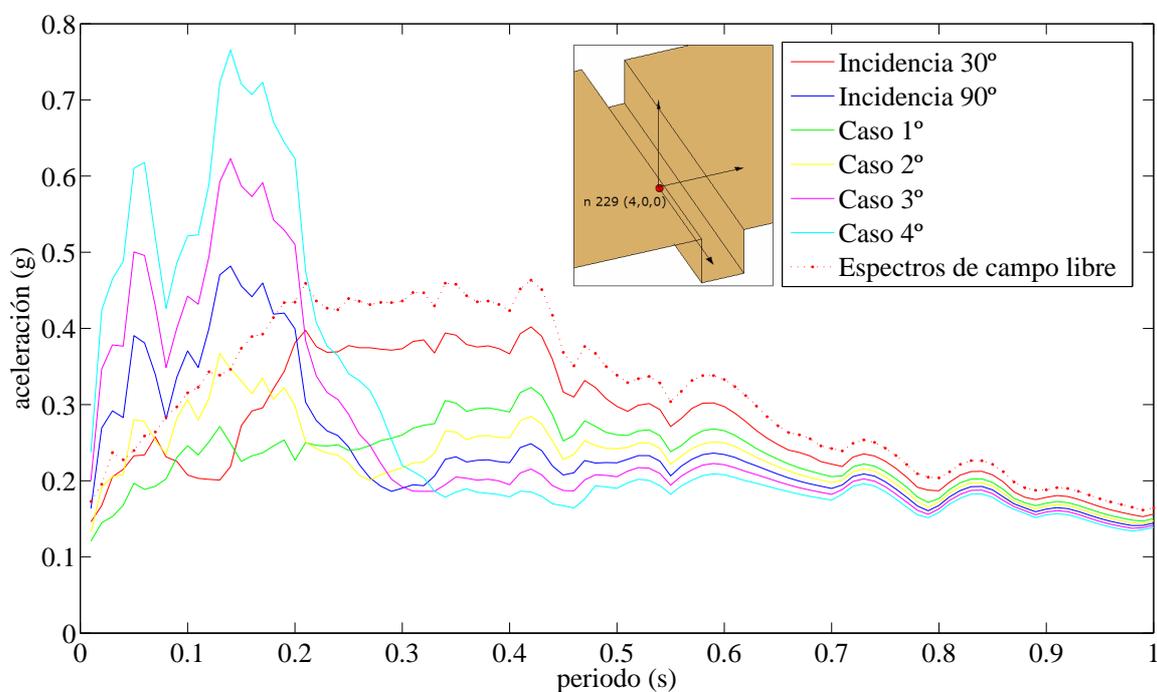


Figura 5.15. Problema de interacción cinemática. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 229. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas.

El análisis para el problema de interacción cinemática pone de manifiesto que la combinación de ondas provoca respuestas muy desfavorables. Si nos fijamos en la figura de los espectros de respuesta (5.15) observaremos que para periodos bajos de un sistema de un grado de libertad situados en el punto analizado (menores a 0.24 s) se tiene una respuesta muy alta para las combinaciones de incidencias 3ª y 4ª. En esta zona es en la única que se superan los espectros de campo libre. En el resto del rango de periodos la respuesta más desfavorable se tiene para incidencia 30° pero por debajo de las que se tiene para el espectro de campo libre. Esto pone de manifiesto que la combinación de ondas incidentes debe ser tenida en cuenta en cualquier zona de la presa.

EMBALSE VACÍO

La situación es muy similar a la del problema de interacción cinemática (figuras de la 5.16 a la 5.18). Los casos 3° y 4° de combinación de incidencias provocan respuestas muy altas para periodos naturales bajos, que además es dónde único se superan las aceleraciones del espectro de campo libre.

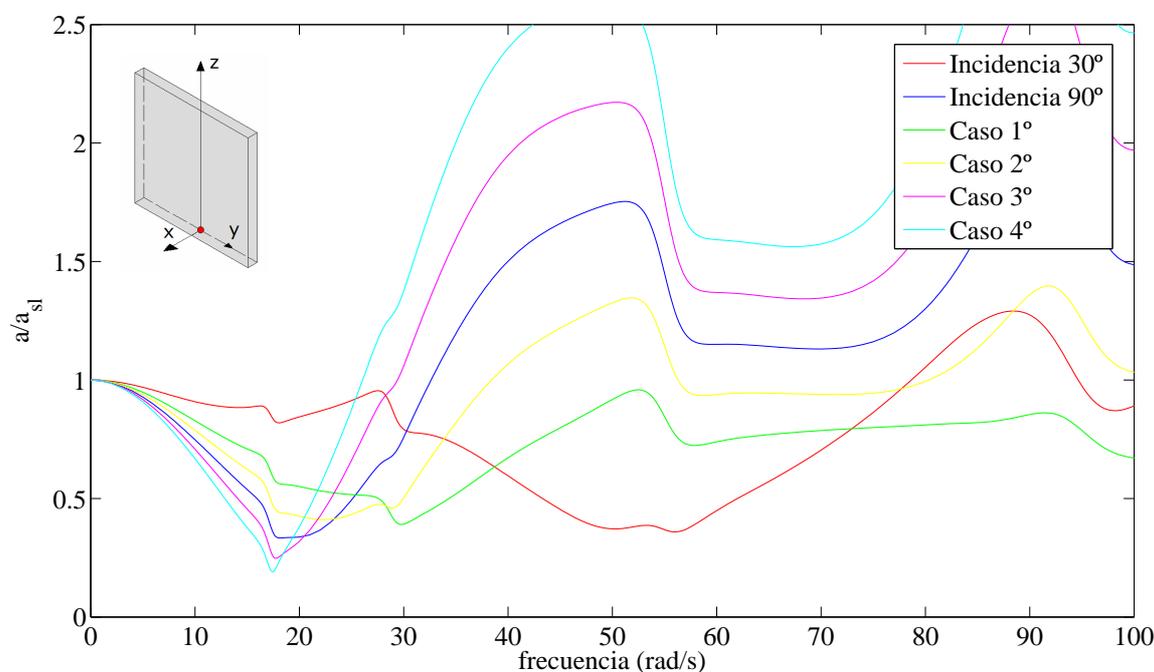


Figura 5.16. Embalse vacío. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 236. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos onda

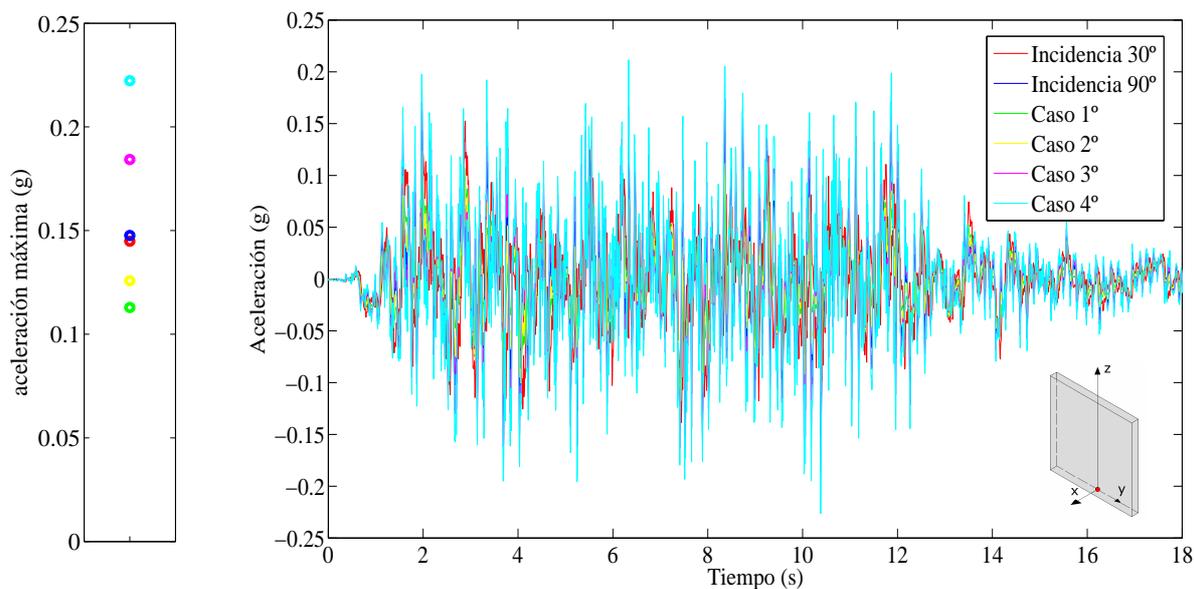


Figura 5.17. Embalse vacío. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

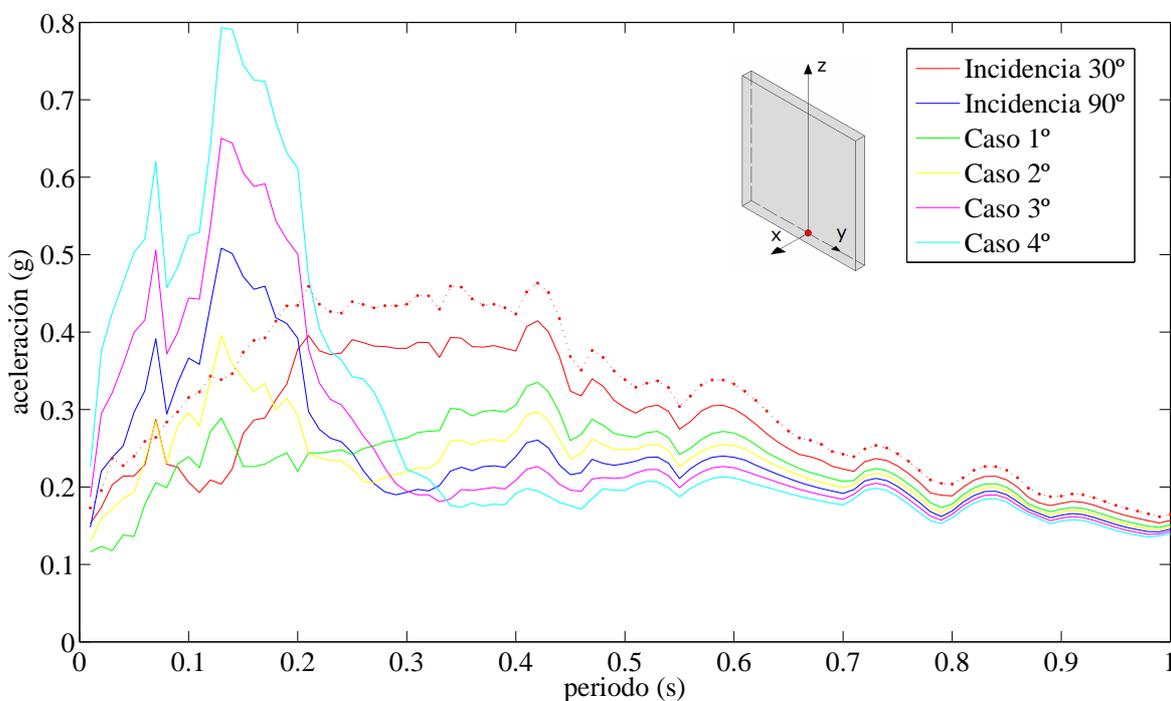


Figura 5.18. Embalse vacío. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas.

EMBALSE A LA MITAD DE SU CAPACIDAD

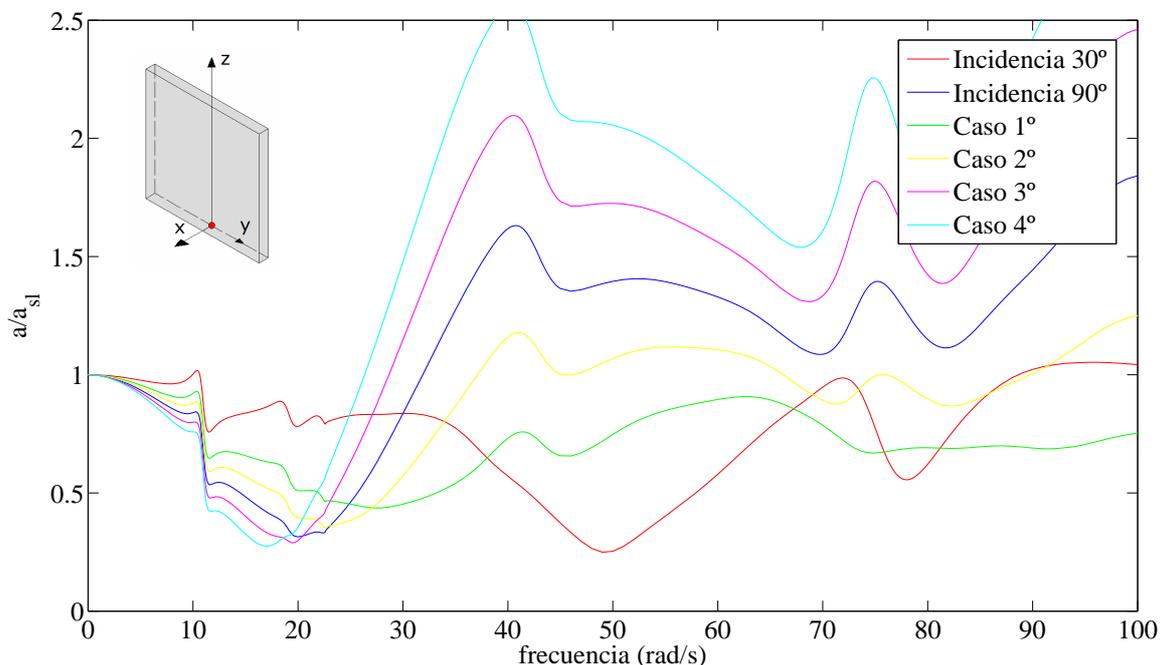


Figura 5.19. Embalse a la mitad de su capacidad. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 236. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos ondas

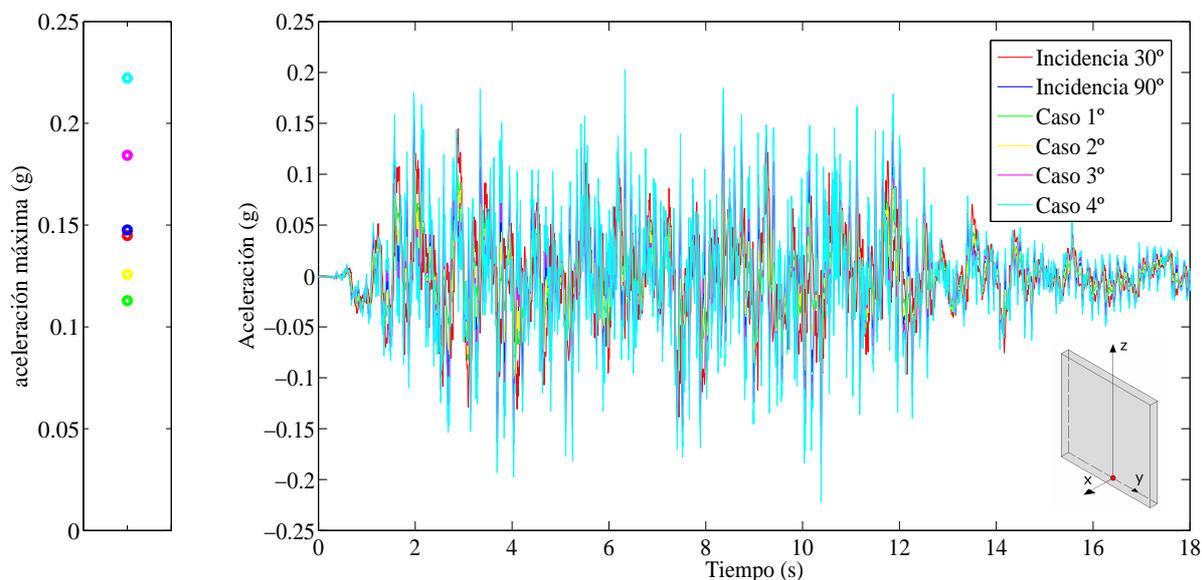


Figura 5.20. Embalse a la mitad de su capacidad. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

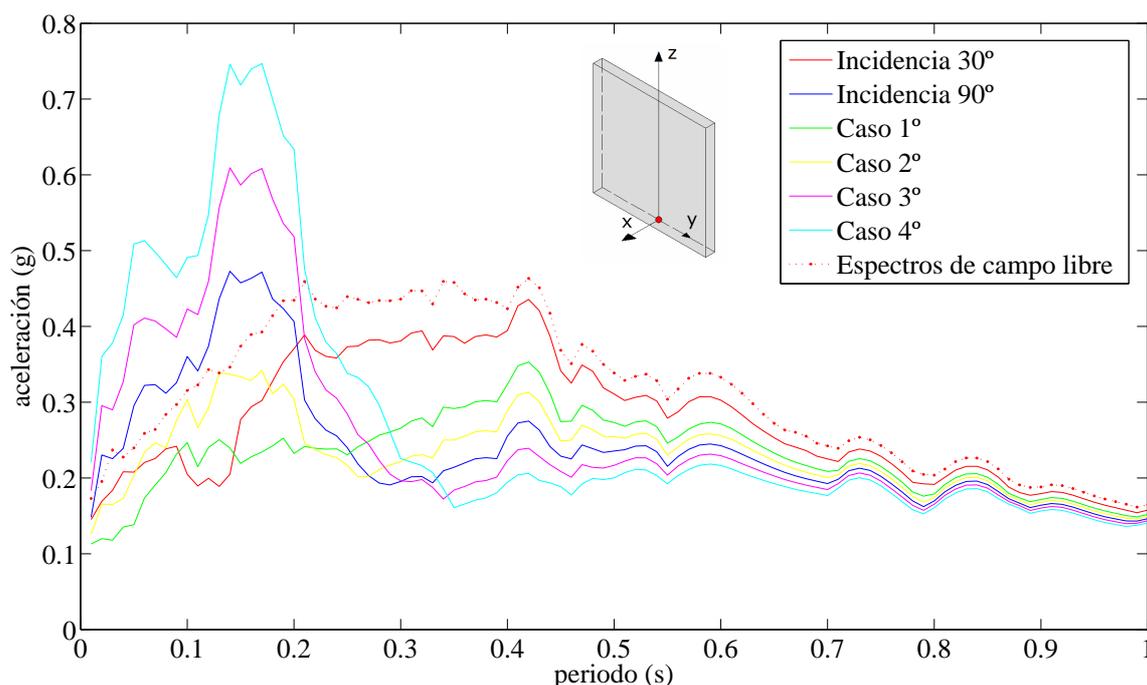


Figura 5.21. Embalse a la mitad de su capacidad. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas.

Como vemos, la influencia del nivel de llenado del embalse es mínima en el punto analizado para la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Existe una gran similitud entre los diferentes casos estudiados. En todos ellos, las diferentes combinaciones de incidencias deben ser tenidas en cuenta. En todos los casos del nivel de llenado el terremoto pésimo es provocado por la combinación 4^a.

EMBALSE LLENO

El análisis correspondiente a este caso se puede consultar en las figuras de la 5.22 a la 5.24. El embalse lleno presenta diferencias mínimas con respecto a los casos anteriores.

Tras el estudio para el punto central de la coronación y el punto central de la base de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular se pueden extraer ya algunas conclusiones interesantes.

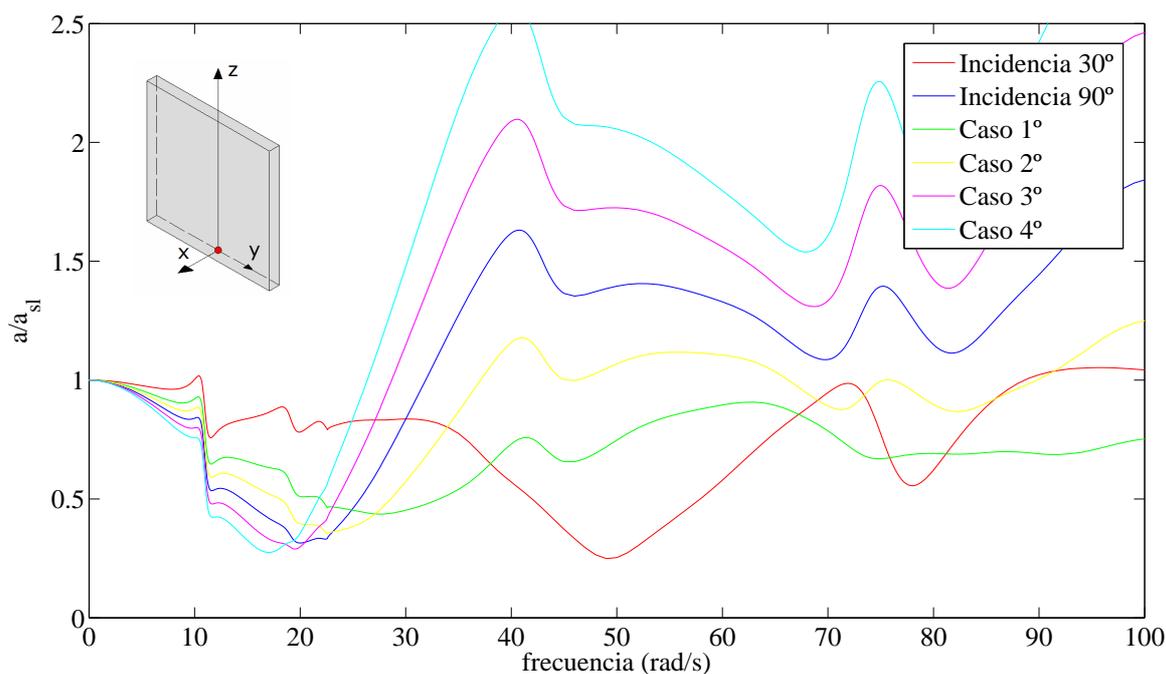


Figura 5.22. Embalse lleno. Análisis en frecuencia. Módulo del desplazamiento en dirección anteroposterior adimensionalizado con el desplazamiento de campo libre en el nodo 236. Comparación entre las ondas con incidencia 90° y 30° actuando de forma individual y los cuatro casos de combinación entre estas dos ondas

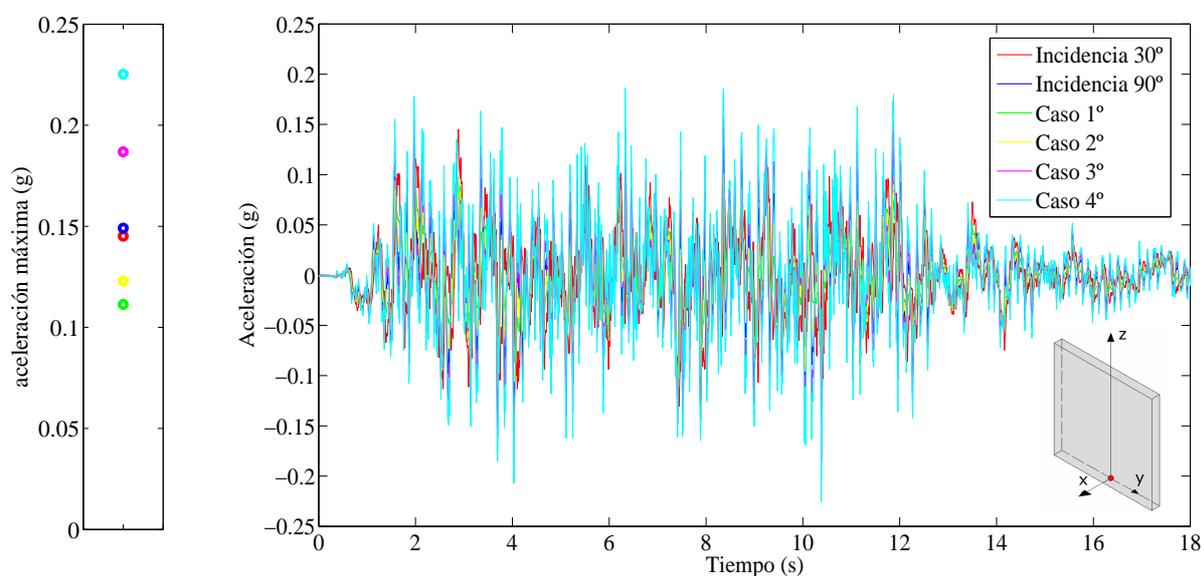


Figura 5.23. Embalse lleno. Respuesta en aceleraciones en dirección anteroposterior ante la componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Aceleraciones máximas en valor absoluto para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas. b) Aceleraciones temporales para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas

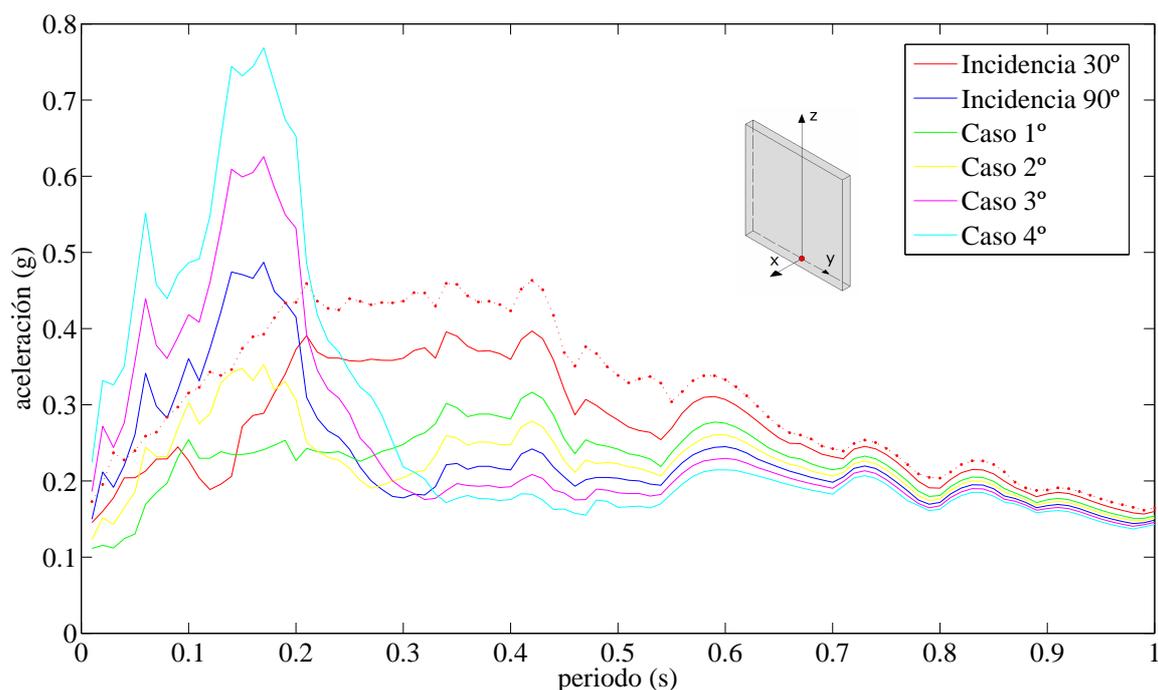


Figura 5.24. Embalse lleno. Espectros de respuesta de aceleraciones en dirección anteroposterior. Excitación: componente Norte-Sur del terremoto de diseño en el nodo 236. Curvas para las ondas actuando de forma individual y las diferentes combinaciones estudiadas.

La conclusión fundamental es que ondas actuando de forma combinada pueden provocar una respuesta más desfavorable para la estructura que las ondas actuando individualmente. Ahora bien, la respuesta depende en gran medida de la infinidad de formas en la que se pueden combinar estas ondas, provocando siempre la misma respuesta de campo libre. En nuestro caso se han seleccionado cuatro casos de combinación de incidencias, pero evidentemente las posibilidades de que se den estos casos en un sismo son muy bajas. Lo que sí se debe tener en cuenta es que un sismo puede ser producto de muchas ondas combinadas actuando simultáneamente, por lo que la combinación de incidencias es un factor que no se debe dejar de lado en el análisis sísmico de presas y sobre todo después de comprobar que determinadas combinaciones pueden provocar una respuesta muy desfavorable.

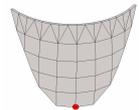
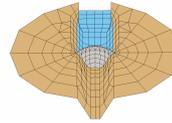
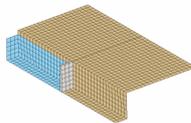
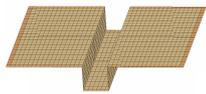
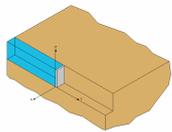
Según se ha visto en las curvas correspondientes a los espectros de respuesta, la respuesta provocada por la combinación de ondas incidentes depende del rango de periodos naturales de un sistema de un grado de libertad situado en el punto que se analiza. Cualquiera que sea la combinación puede provocar en un determinado rango de

periodos naturales una respuesta más desfavorable que las incidencias actuando individualmente, o al menos que alguna de ellas, de ahí el interés del estudio realizado.

Además se ha reafirmado a través del estudio en el punto de la base de la presa, que la respuesta es prácticamente invariante ante el nivel de llenado del embalse, tanto de las ondas actuando individualmente, como cuando se estudia una combinación de las mismas. La introducción de la presa y el agua embalsada en el modelo también provoca pocas variaciones en el punto de la base cuando se compara con el problema de interacción cinemática

En este estudio sobre la combinación de ondas incidentes nos vamos a quedar en el problema correspondiente a la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, que nos ha permitido obtener unas primeras valoraciones interesantes. La puerta queda abierta a futuras investigaciones, con la posibilidad de estudiar otros problemas y ensayar distintas combinaciones en las que intervenga incluso un mayor número de ondas incidentes. El objetivo final de futuro estudio puede centrarse en la determinación del terremoto pésimo para estructura.

CAPÍTULO VI



REVISIÓN Y CONCLUSIONES

6.1. – REVISIÓN Y CONCLUSIONES

A lo largo del Proyecto Fin de Carrera se ha realizado el análisis sísmico de varios modelos de problemas de estructuras de contención de aguas. El trabajo sigue una línea iniciada hace veinte años por profesores de la División de Mecánica de Medios Continuos y Estructuras perteneciente al Instituto Universitario SIANI de la ULPGC. Uno de los campos de investigación de este grupo se centra en el conocimiento de la respuesta sísmica de presas de bóveda. Este campo de investigación no se cierra aquí. Otros trabajos tomarán el testigo de éste siguiendo algunas de las líneas de investigación que aquí se inician, con el objetivo final de un conocimiento lo más profundo posible del problema.

Cuando nos marcamos los objetivos del proyecto, se planteó la necesidad del estudio detallado de varios factores influyentes en la respuesta sísmica de presas, principalmente el nivel de llenado del embalse y el ángulo de incidencia de las ondas. Este objetivo ha sido cubierto y además se han desprendido otros estudios relacionados con otros factores que han sido analizados de forma secundaria, pero que también han revelado tener un alto interés.

Se han analizado principalmente dos problemas, una estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, que se corresponde con un problema simplificado de los problemas reales de presas de bóveda y diversos modelos de la presa de Morrow Point. De dicha presa se han analizado un modelo con canal bajo con embalse abierto, un modelo de canal bajo con embalse cerrado y un modelo de canal profundo con embalse abierto.

Los análisis se han realizado a través del Método de los Elementos de Contorno y se ha trabajado en el dominio de la frecuencia. Con la ayuda de la Transformada de Fourier se ha obtenido posteriormente la respuesta temporal del sistema frente a un seísmo determinado. Se han efectuado análisis principalmente ante ondas SH, aunque también se han utilizado para estudios breves, ondas P e incluso ondas de Rayleigh. Como excitación sísmica se han utilizado la componente Norte-Sur del terremoto de El

Centro de 1940 y la componente Norte-Sur de un terremoto de diseño, que resulta especialmente adecuado para trabajos de investigación.

En los primeros capítulos se realizó una introducción al trabajo y se desarrolló de forma teórica la metodología a emplear para obtener la respuesta dinámica del problema.

En los capítulos posteriores se inició el análisis de los diferentes factores que influyen en la respuesta sísmica de presas. Se ha obtenido una gran cantidad de resultados que nos han permitido extraer conclusiones interesantes. Conviene sintetizar en unas líneas los estudios realizados y los resultados obtenidos:

- Se ha abordado el estudio de la influencia de la cantidad de agua contenida en el embalse en la respuesta sísmica de presas. Para ello se ha analizado en profundidad el problema de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, de la que se han estudiado siete niveles de llenado diferentes. También se ha realizado el estudio para los tres modelos de la presa de Morrow Point, aunque en este caso se han considerado solo tres niveles de llenado. Se ha analizado el movimiento en el centro de la coronación y en determinados puntos del estribo de la presa. La principal conclusión que puede extraerse es que el nivel de llenado del embalse es un factor determinante en la respuesta en coronación de la presa. En los estribos el nivel de llenado tiene poca influencia. La forma en que afecta el nivel de llenado depende a su vez de otros factores. Por ejemplo, se ha observado que cuando se estudia un modelo de embalse abierto, con embalse lleno se tiene una respuesta inferior que con niveles bajos de llenado, mientras que para embalse cerrado ocurre lo contrario. La geometría del problema también altera la forma en la que el nivel de llenado condiciona la respuesta. En la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular, las diferencias no son tan importantes como para los diferentes modelos de la presa de Morrow Point. Se demostró a su vez que el nivel de llenado del embalse, para la estructura plana de contención de aguas, empieza a tener importancia a partir de la mitad de la capacidad del embalse.

- Para la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular se ha afrontado el estudio de las tensiones rasantes en dirección 'x' en los estribos, para los diferentes niveles de llenado del embalse. Se demostró que los mayores valores de tensión se tenían en la parte superior del estribo, para los niveles de llenado más elevados. Un estudio similar se realizó para la presión hidrodinámica a lo largo de la vertical del muro de la presa, obteniéndose valores muy elevados con el embalse lleno a una altura aproximada del 50% de la altura total de la presa.
- Un estudio que se derivó del análisis de tensiones fue el estudio de la evolución de las tensiones en los estribos y de los desplazamientos en coronación al variar la rigidez del terreno. El estudio se realizó para embalse vacío. Se decidió emprender este análisis al observar una tendencia extraña en el valor de la tensión en muchos de los puntos analizados. Para la presa sustentada sobre base infinitamente rígida se obtenían valores de tensión muy inferiores a los de la presa sustentada sobre base flexible. En un primer momento cabría pensar que debe ocurrir lo contrario, debido a la posibilidad de disipación de energía a través de la base flexible. Este estudio confirmó los resultados obtenidos, revelando una evolución de la tensión con la rigidez de la base muy peculiar en algunos de los puntos analizados. Finalmente se expuso un razonamiento que nos ayudaba a comprender este comportamiento. La evolución del movimiento en coronación de la presa sí seguía una tendencia esperada, aumentando progresivamente los desplazamientos a medida que se aumentaba la rigidez de la base.
- La geometría del cañón es un aspecto que se estudió de forma secundaria al analizar los diferentes modelos correspondientes a la presa de Morrow Point. Para el cañón profundo se han obtenido resultados más desfavorables que para un cañón de la misma altura que la presa, siempre que se haga la misma consideración de cierre del embalse.
- El ángulo de incidencia de las sondas sísmicas (SH) ha sido el factor que se ha estudiado más ampliamente a lo largo del presente trabajo. Se ha demostrado que es un factor determinante, independientemente del punto de la presa analizado. La excitación vertical es la más desfavorable para la respuesta en el punto central de la coronación de la presa, excepto en algunos casos. Ahora

bien, cuando se estudia el movimiento en los estribos de la presa, la incidencia rasante y las cercanas a esta provocan una respuesta asimétrica en los estribos, con una respuesta muy desfavorable en el estribo que es atacado directamente por la onda y una respuesta muy baja en el estribo contrario. Mientras, la incidencia vertical, por su carácter de excitación simétrica provoca idéntica respuesta en puntos especulares del estribo. En los puntos mas elevados del estribo que es atacado directamente por la onda, la incidencia rasante provoca respuestas que son, en muchos casos, de más del doble de las provocadas por la incidencia vertical. Esto abre nuevos planteamientos, a la hora de prestar un especial interés a ondas con ángulos de incidencia bajos. También conviene estudiar zonas de la presa más próximas a los estribos, y más alejadas del plano de simetría.

- Se ha estudiado también la influencia del ángulo de incidencia de Ondas de Rayleigh en la respuesta sísmica. Se ha utilizado el problema de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Concretamente, se han estudiado ondas de Rayleigh incidiendo por la parte del embalse o por la parte seca del cañón. Cuando el embalse esta vacío, la respuesta es evidentemente idéntica, mientras que a medida que aumenta el nivel de agua contenida en el embalse la onda que incide por la parte seca del cañón provoca una respuesta más desfavorable, sobre todo para niveles de llenado superiores al 50% de la capacidad total del embalse.
- Para la estructura plana de contención de aguas se ha analizado el problema de interacción cinemática, que nos ha permitido cuantificar la alteración que provoca en la respuesta de puntos de la base la introducción de la estructura. Se ha observado que esta alteración no es demasiado elevada, aunque depende del punto analizado.
- En la parte final del proyecto se realizó el estudio de dos ondas, con diferente ángulo de incidencia, atacando de forma simultánea a la estructura. Se realizaron diferentes combinaciones, analizando el movimiento en el centro de la coronación y de la base de la estructura plana de contención de aguas que cierra un canal de sección rectangular. Se puso de manifiesto que dichas combinaciones de ondas incidentes pueden llegar a provocar una respuesta más desfavorable que las ondas incidiendo de forma individual. En este estudio no se

ha profundizado en gran medida. Se han sentado las bases para posibles futuras investigaciones relacionadas con este aspecto.

6.2.- DESARROLLOS FUTUROS

Con este capítulo ponemos punto y final a este Proyecto Fin de Carrera, aunque el estudio de investigación realizado no finaliza aquí. Algunas de las líneas de investigación que en este trabajo se plantean podrán ser desarrolladas en un futuro próximo. A continuación se citaran algunas posibles vías en las que sería interesante profundizar, con el fin de avanzar en el conocimiento de la respuesta dinámica de presas de bóveda:

- Completar los estudios realizados con modelos que incorporen los sedimentos que pueden formarse en el fondo del embalse y que pueden alterar la respuesta sísmica de la estructura.
- Profundizar en el estudio de ondas de Rayleigh, ensayando un abanico más amplio de ángulos de incidencia y tratando una mayor variedad de problemas.
- Así mismo se puede profundizar en el estudio de los factores analizados cuando la excitación viene dada por ondas P y ondas SV.
- Se puede abordar el estudio de otras zonas de la presa que se encuentran entre la coronación de la misma y el estribo, en las que las incidencias cercanas a la rasante podrían provocar respuestas muy desfavorables. En este proyecto nos hemos centrado en el estudio de la zona central de la coronación por ser un punto de respuesta muy elevada y de la cimentación por ser una zona especialmente sensible. Sin embargo, el estudio realizado nos ha revelado que zonas intermedias entre éstas pueden tener un comportamiento que requiere ser estudiado.
- El estudio de la combinación de ondas incidentes es un caso que ha resultado tener especial interés. Pese a la aleatoriedad de las combinaciones de ondas que se puedan producir en un terremoto, conviene profundizar en el estudio incluyendo más ondas que incidan al mismo tiempo, o evaluando el rango de las combinaciones de ondas que provocan las respuestas más desfavorables, es decir

el terremoto pésimo para la estructura. También se puede ampliar el estudio a otros modelos.

- Resultaría también de gran interés extender los estudios de tensiones y presiones a las diferentes variantes de la presa de Morrow Point, con el fin de observar como afecta a estas variables un cambio en la geometría del cañón o la consideración de embalse abierto o cerrado.

REFERENCIAS

ACHENBACH, JD., 1973, "Wave Propagation in elastic solids", North-Holland, Amsterdam.

AZNÁREZ, J.J., 2002, "Efecto de los Fenómenos de Interacción Incluyendo Factores Espaciales y Sedimentos de Fondo en la Respuesta Sísmica de Presas Bóveda". Tesis doctoral. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

CERROLAZA, M. y ALARCÓN, E., 1989, "A Bicubic Transformation for the Numerical Evaluation of the Cauchy Principal Value Integrals in Boundary Elements", *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, 28, 987-999.

CHIRINO, F., MAESO, O, y AZNÁREZ, J.J., 2000, "Una Técnica Simple para el Cálculo de las Integrales en el Sentido del Valor Principal en el MEC 3D", *Rev. Int. Met. Num. Para Cálculo y Diseño en Ing.*, 16(1), 77-95.

CHOPRA, A. K., 2001, "Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering". 2ª Edition. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

CRUSE, T.A., 1969 "Numerical Solutions in Three Dimensional Elastostatics", *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, 5, 1259-1274.

CRUSE, T.A., RIZZO, F.J. 1968, "A direct Formulation and Numerical Solution of de General Trasient Elastodynamic Proplem I", *Jout. Math. Anal. Appl.*, 22, 244-259.

DOMÍNGUEZ, J., 1993, "Boundary Elements in Dynamics", Computational Mechanics Publications, Southampton y Elsevier Applied Science, NY.

DOMÍNGUEZ, J., MEDINA, F., 1989, "Boundary Elements for the Analysis of Dams Including Dam-Water-Foundation Interaction Effects II", *Eng. Analysis with Boundary Elements*, 6, 158-163.

DOYLE, J.M., 1966, "Integration of Laplace Transformed Equations of classical Elastostatics", Jour. Math. Anal. And Appl., 13, 118-131.

ERINGEN , A.C. Y SUHUBI, E.S., 1975, "Elastodynamics", 2-Linear Theory, Academia Press, NY.

HALL, J.F., Y CHOPRA, A.K., 1983, "Dynamic Analysis of Arch Dams Including Hydrodynamic Effects". J.Eng.Mech., ASCE., 109(1), 149-153.

LACHAT ,J.C. y WATSON, J.O., 1976, "Effective Numerical Treatment of Boundary Integral Equations", Int. J. Numer. Meth. Eng., 10, 991-1005.

LI, H.B., HAN, G.M. Y MANG, H.A., 1985, "A New Method for Evaluating Singular Integrals in Stress Analysis of Solids by the Direct Boundary Element Method", Int. J. Numer. Meth. Eng., 2071-2098.

MAESO, O., 1992, "Modelo para el Análisis sísmico de Presas Bóveda Incluyendo los Efectos de Interacción Suelo-Agua-Estructura". Tesis doctoral. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

MAESO, O. y DOMÍNGUEZ, J., 1993, "Earthquake análisis of arch dams. I: Dam-foundation interaction". J. Eng. Mech., ASCE, 119(3), 496-512.

STOKES, G.G., 1849, "On the Dynamical Theory of Diffraction", Trans. Cambridge Philos, Soc., 9, 793-797.

TELLES, J.C., 1987, "A Selfadaptive Coordinate Transformation for Efficient Evaluation of General Boundary Element Integrals", Int. J. Numer. Meth. Eng., 24, 937-959.

WHELEER, L.T., STERNBERG, E., 1968, "Some Theorems in Classical Elastodynamics", Archive for Rotational Mechanics and Analysis,31, 51-90.

