

EVALUACIÓN DEL INCREMENTO DE LAS CANTIDADES DE OBRA EN LOS
MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE DE CONCRETO
REFORZADO POR EL EFECTO SISMICO

CARLOS JESUS MUENTES BERMUDEZ
CARLOS GUILLERMO BARRERA SANCHEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2007

EVALUACIÓN DEL INCREMENTO DE LAS CANTIDADES DE OBRA EN LOS
MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE DE CONCRETO
REFORZADO POR EL EFECTO SISMICO

CARLOS JESUS MUENTES BERMUDEZ
CARLOS GUILLERMO BARRERA SANCHEZ

Trabajo de grado para optar por el título de
Ingeniero Civil

Director
Gustavo Chio Cho
Doctor. Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2007

*El presente libro es el fruto del esfuerzo combinado de toda mi familia al brindarme lo mejor de su experiencia y apoyo durante estos años de formación académica y personal. A mi madre Luz Marina y mis hermanas Marlym Sulay y Zayda Isabel que son las mujeres de mi vida que despiertan en mí todo el amor y respeto que un hijo y hermano pueden sentir. Por último, pero no menos importante a mi padre Carlos Simón gran hombre de sabios consejos y de un carácter digno de seguir y al altísimo que me concedió salud, sapiencia, confianza para afrontar los momentos difíciles....
Gracias a todas aquellas personas que formaron en mí el hombre de bien y paz que siempre he querido ser....*

CARLOS JESÚS

Todo pequeño o gran paso de esta vida siempre ha de estar apoyado en hombros de gigantes...

Gracias Señor por permitir que mis padres Carlos Julio y Maria Elizabeth sean ese apoyo, también por el manto grande que mi madre y mi hermana Rocío del Pilar me brindaron con todas sus oraciones y los acertados consejos de mi padre, por mis hermanos Julio Roberto Y Claudia Patricia que me han enseñado con el ejemplo lo importante de seguir mis propios sueños...

Ah y como olvidar a la hermosa Viany Carolina quien me ha acompañado durante casi todo este camino... espero nuestros pasos estén llenos de éxitos.

CARLOS GUILLERMO

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Gustavo Chio Cho, por su colaboración, dedicación e invaluable consejos y recomendaciones que hicieron posible la realización del presente proyecto.

CONTENIDO

	Pág.
0. INTRODUCCION	19
1. GENERALIDADES	21
1.1 NOMENCLATURA	21
1.2 TIPOS DE MUROS DE RETENCIÓN	22
1.2.1 Muros rígidos.	22
1.2.2 Muros flexibles	24
1.3 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	27
1.3.1 Condición de talud estable	28
1.3.2 Condición de deslizamiento	28
1.3.3 Factores que afectan la magnitud de las fuerzas que actúan sobre los muros de contención	28
1.4 TEORIAS SOBRE PRESION DE TIERRAS EN CONDICIONES ESTABLES	29
1.4.1 Análisis de equilibrio límite	30
1.4.2 Estados limites de falla para materiales granulares (poco cohesivos)	30
1.5 EVALUACION DE LA ACCIÓN DINAMICA SOBRE LA PRESIÓN DEL SUELO	37
1.5.1 Análisis pseudoestático	38
1.6 PRESIONES DEBIDAS A SOBRECARGAS APLICADAS ARRIBA DEL MURO	40

1.6.1 Carga uniformemente repartida	40
1.7 INCREMENTO DE PRESIONES DE SUELO DEBIDO A FACTORES CONSTRUCTIVOS	41
1.7.1 Presión de tierras debida a la compactación.	41
1.7.2 Presiones de expansión	42
1.8 FUERZAS DEL AGUA SOBRE LOS MUROS	42
1.8.1 Presión de agua	42
1.8.2 Subdrenajes	42
1.9 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	43
1.9.1 Estabilidad al deslizamiento	44
1.9.2 Estabilidad al volcamiento	46
1.9.3 Estabilidad en la cimentación	47
1.10 FALLA ESTRUCTURAL	49
2. MUROS CON CONTRAFUERTE	53
2.1 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS CON CONTRAFUERTE	53
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO	56
2.2.1 Espesor del cimiento	56
2.2.2 Ancho del cimiento	56
2.2.3 Ancho del pie	57
2.2.4 Espesor del vástago	58
2.2.5 Espesor del contrafuerte	58
2.2.6 Separación entre contrafuertes	58
2.2.7 Juntas de dilatación	58
2.3 CALCULO ESTRUCTURAL DEL MURO CON CONTRAFUERTE	60

2.3.1	Calculo de la losa de alzado	60
2.3.2	Calculo del pie	68
2.3.3	Calculo del talón	70
2.3.4	Calculo del contrafuerte	74
3.	BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	82
3.1	COMBINACIONES BASICAS DE CARGAS	82
3.2	CUANTIAS MINIMAS PARA REFUERZO A FLEXION	83
3.3	RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO	84
3.4	SEPARACION ENTRE BARRAS	84
3.4	DISEÑO DEL REFUERZO DE CORTANTE DEL CONTRAFUERTE	85
3.5	NORMATIVIDAD SISMICA	86
3.6	DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO	89
4.	CALCULO TIPO	95
4.1	DATOS DE ENTRADA	95
4.2	PREDIMENSIONAMIENTO	97
4.2.1	Espesor del vástago	97
4.2.2	Espesor del cimientto	97
4.2.3	Ancho del cimientto	98
4.2.4	Separación entre contrafuertes	98
4.2.5	Espesor del contrafuerte	98
4.2.6	Ancho del pie	98
4.2.7	Ancho del talón	98

4.3	CALCULO DE EMPUJES	98
4.3.1	Empuje Activo Según Rankine	98
4.3.2	Calculo de empuje debido a la presión de poros	101
4.3.3	Calculo de empujes pasivos Según Rankine	101
4.4	CÁLCULO DE LA ACCIÓN SÍSMICA	102
4.4.1	Acción sísmica método de Mononobe Okabe	102
4.5	EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD	104
4.5.1	Diagrama de cuerpo libre	104
4.5.2	Fuerzas horizontales desestabilizantes	105
4.5.3	Fuerzas horizontales estabilizantes	105
4.5.4	Estabilidad al deslizamiento	105
4.5.5	Estabilidad al volcamiento	106
4.5.6	Estabilidad de la cimentación	106
4.6	DISEÑO DEL REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN	108
4.6.1	Chequeo del cortante a una distancia d del intradós.	108
4.6.2	Diseño a flexión del pie ó puntera (refuerzo (A))	109
4.6.3	Diseño a flexión del talón	111
4.7	DISEÑO DEL REFUERZO CUERPO DEL MURO (VÁSTAGO)	116
4.7.1	Diseño del refuerzo horizontal del vástago	117
4.7.2	Diseño del refuerzo vertical del vástago.	121
4.7.3	Diseño del acero de refuerzo por retracción y temperatura (G)	124
4.8	DISEÑO DEL REFUERZO DEL CONTRAFUERTE	124
4.8.1	Calculo del Ancho Efectivo	125
4.8.2	Calculo del diseño a flexión de los contrafuertes	125
4.8.3	Calculo del diseño a cortante de los contrafuertes	

4.8.4	Diseño del acero de refuerzo de temperatura y retracción	131
4.8.5	Esquema del despiece tipo	132
4.9	CANTIDAD DE OBRA	134
4.9.1	Cuadro de aceros de refuerzo por unidad de longitud	134
4.9.2	Cuadro de concreto por unidad de longitud.	137
5.	NOMOGRAMAS DE DISEÑO	138
5.1	PRIMER NOMOGRAMA DE DISEÑO	138
5.1.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	139
5.1.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	140
5.1.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	143
5.2	SEGUNDO NOMOGRAMA DE DISEÑO	147
5.2.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	147
5.2.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	148
5.2.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	151
5.3	TERCER NOMOGRAMA DE DISEÑO	153
5.3.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	154
5.3.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	155
5.3.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	157
5.4	CUARTO NOMOGRAMA DE DISEÑO	159
5.4.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	159
5.4.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	160
5.4.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	163
5.5	QUINTO NOMOGRAMA DE DISEÑO	165
5.5.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	166

5.5.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	167
5.5.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	169
5.6	SEXTO NOMOGRAMA DE DISEÑO	171
5.6.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	171
5.6.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	172
5.6.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	174
5.7	SEPTIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO	175
5.7.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	176
5.7.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	177
5.7.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	181
5.8	OCTAVO NOMOGRAMA DE DISEÑO	185
5.8.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	185
5.8.2	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	186
5.8.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	190
5.9	NOVENO NOMOGRAMA DE DISEÑO	194
5.9.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	194
5.9.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	195
5.9.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	199
5.10	DECIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO	203
5.10.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	203
5.10.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	204
5.10.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	208
5.11	UNDECIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO	213
5.11.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	213

5.11.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	214
5.11.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	218
5.12	DUODECIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO	221
5.12.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	222
5.12.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	223
5.12.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	226
5.13	DECIMOTERCERO NOMOGRAMA DE DISEÑO	228
5.13.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	229
5.13.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	230
5.13.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	235
5.14	DECIMOCUARTO NOMOGRAMA DE DISEÑO	240
5.14.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	240
5.14.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	241
5.14.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	246
5.15	DECIMOQUINTO NOMOGRAMA DE DISEÑO	251
5.15.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	252
5.15.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	253
5.15.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	258
5.16	DECIMOSEXTO NOMOGRAMA DE DISEÑO	263
5.16.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	263
5.16.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	264

5.16.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	269
5.17	DECIMOSEPTIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO	274
5.17.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	274
5.17.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	275
5.17.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	280
5.18	DECIMOCTAVO NOMOGRAMA DE DISEÑO	285
5.18.1	Cantidad de obra por unidad de longitud	285
5.18.2	Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical	286
5.18.3	Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical	291
5.19	INCIDENCIA DE LA INCLINACION DEL TALUD DEL RELLENO EN EL INCREMENTO DE LAS CANTIDADES DE OBRA	296
5.20	INCREMENTOS MAXIMOS DE LAS CANTIDADES DE OBRA	303
6.	CURVAS DE REFERENCIA DE CANTIDAD DE MATERIAL	305
	CONCLUSIONES	324
	RECOMENDACIONES	327
	BIBLIOGRAFIA	329
	ANEXO A	331

GLOSARIO

ACELEROGRAMA: descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

ALTURA PASIVA: altura del suelo que esta sobre el pie del muro.

ALZADO: cuerpo del muro (vástago).

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL: definido como la diferencia entre los valores de asentamientos correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.

CANTO: dimensión equivalente al lado mayor de la sección transversal de una viga

CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: (***“energy dissipation capacity”*** o ***“toughness”***) es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía **R**. El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (*DES*), moderado (*DMO*) y mínimo (*DMI*).

CARGA DE SERVICIO: (***“service load”***) la carga muerta mas la carga viva sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.

CARGA MUERTA: (***“dead load”***) La constituida por el peso propio de la estructura más los materiales de construcción y demás elementos que vayan a actuar en forma no interrumpida durante la vida útil de la construcción.

CARGA VIVA: (***“live load”***): es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, fuerza de viento o sismo.

COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: *R* coeficiente que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico,

R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado f_a y en planta, f_p . ($R = f_a f_p R_0$).

CONDICION DE DESLIZAMIENTO: en el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales.

CONDICIONES DRENADAS: se supone que el nivel freático en el suelo contenido por el muro es mínimo.

CONDICIONES ESTABLES: este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

CONDICIONES NO DRENADAS: (suelo saturado). El valor de las presiones producidas por la tabla de agua es considerable.

CONTRAFUERTE: machón saliente en el paramento de un muro, para fortalecerlo.

EMPOTRAMIENTO: restricción de los tres grados de libertad de un punto de la estructura.

HISTÉRESIS: fenómeno por el que el estado de un material depende de su historia previa. Se manifiesta por el retraso del efecto sobre la causa que lo produce.

INTRADÓS: cara exterior del alzado.

ISOTROPICO: cuerpo cuyas propiedades físicas no dependen de la dirección.

LLORADEROS: tubería de pvc generalmente, perforada, de diámetro 3", recubierta con un geotextil cuyo objeto es atravesar la superficie de recubrimiento para evacuar el agua, y de esta forma evitar las presiones de poros.

LONGITUD DE DESARROLLO: ("**development length**") es la longitud del refuerzo embebido en el concreto requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

MOMENTOS DE VOLCAMIENTO: momentos producidos por las fuerzas de empuje horizontal que tienden a girar la estructura alrededor del punto de inicio en la parte inferior del pie.

MOMENTOS ESTABILIZANTES: momentos producidos por las fuerzas generadas por el peso de la estructura y el suelo contenido justo sobre esta.

NIVEL FREÁTICO: altura del la tabla de agua medida desde la base del cimiento.

PRESIÓN HIDROSTÁTICA: presión producida por la tabla de agua.

SUELO EXPANSIVO: suelo que tiene la propiedad de aumentar su volumen al empaparse.

TRASDOS: cara del alzado que esta en contacto con el suelo contenido. Cara interior del alzado.

RESUMEN

TÍTULO:

EVALUACIÓN DEL INCREMENTO DE LAS CANTIDADES DE OBRA EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE DE CONCRETO REFORZADO POR EL EFECTO SISMICO*.

AUTORES:

MUENTES BERMUDEZ, Carlos Jesús
BARRERA SANCHEZ, Carlos Guillermo**

PALABRAS CLAVES:

Contrafuertes, Muros de retención, Presión de tierras, Acción sísmica, Estabilidad estructural, Cantidades de obra, Calculo estructural

DESCRIPCIÓN:

El presente trabajo estudia el comportamiento estructural de muros de retención con contrafuertes y la incidencia del empuje producido por la acción sísmica en el aumento de las dimensiones y el acero requerido.

Se presenta el análisis estructural de muros con contrafuertes y el cálculo de sus elementos mediante el método de W.C. Huntington, utilizando las teorías Coulomb y Rankine para evaluar la estabilidad externa y el método pseudo estático de Mononobe-Okabe para calcular del empuje producido por la acción sísmica y un diseño detallado de los elementos estructurales según los requerimientos de la NSR-98. Con el fin de evaluar y comparar las cantidades de obra se realizan más de 3000 diseños con la ayuda del la hoja de calculo MURCON (versión 1.0) basados en la variación del esfuerzo admisible del suelo, la sobrecarga, y la altura del nivel freático, para muros en un rango de alturas entre 6 y 15 [m]; para resumir estos resultados se muestran tres tipos de nomogramas el primero muestra la cantidad de obra por metro lineal en función de la altura, el segundo el porcentaje de incremento de las cantidades de obra en función de la zona sísmica y el tercero la relación peso acero/volumen concreto en función de la altura.

El aumento de las cantidades de obra y las condiciones críticas del muro en presencia del empuje sísmico están controlados por requerimientos de estabilidad externa principalmente, el refuerzo requerido por los elementos estructurales en la mayoría de los diseños no supera los mínimos exigidos por NSR-98. Se recomienda el uso de este tipo de muro para alturas menores de 12 [m], material de relleno poco cohesivo (granular), un buen tratamiento del nivel freático y en lo posible la conformación de un talud horizontal para el suelo retenido.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas
Escuela de Ingeniería Civil
Director Ing. Gustavo Chio Cho

ABSTRACT

TITTLE:

EVALUATION OF THE INCREMENT OF THE BUILDING QUANTITIES IN THE COUNTERFORT RETAINING WALLS OF REINFORCED CONCRETE BY THE SEISMIC EFFECT*.

AUTHORS:

MUENTES BERMUDEZ, Carlos Jesús
BARRERA SANCHEZ, Carlos Guillermo **

KEYWORDS:

Counterfort, Retaining walls, Earth pressure, Seismic action, Structural stability, Building quantities, Structural compute

DESCRIPTION:

This work studies the structural counterfort retaining wall behaving and the pushing consequence produced by the seismic effect in the increasing size and the required steel.

It shows the counterfort wall structural analysis and its calculated elements through the W.C. Huntington method, using the Coulomb and Rankine theories to evaluating the external stability and the Mononobe-Okabe's pseudo static method to calculate the push produced by the seismic effect and a detailed design of the structural elements according to the NSR-98 requirement. In order to evaluate and compare the building quantities in the counterfort retaining wall it computes more than 3000 designs thanks to the MURCON worksheet (version 1.0) based on the field admissible strength variations, the overload and the high of the wet level, for walls in the high ranges between 6 and 15 [m]; to resume this results it shows three kinds of monograms, the first one shows the building quantities on each lineal meter in the function of his high, the second shows the increasing percents of the building quantities in function of the seismic zone, and the third shows the relation steel weight / concrete volume in function of his high.

The increasing of the building quantities and the wall critical condition in the presence of the seismic pushing are mainly controlled by the external stability requirement, in most design the strength required by the structural elements doesn't raise in NSR-98 minimal demands. It is recommended the use of this kind of wall for highs less than 12 [m], few cohesive filled materials (granular), a moist level well treatment, and the slope must be horizontal.

* Degree project

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering
Civil Engineering School
Advisor Eng. Gustavo Chio Cho

0. INTRODUCCION

El presente libro pretende ser una guía de diseño complementado con el software anexo, siendo útil bajo las condiciones de amenaza sísmica en el país, permitiendo al lector fundamentarse en los principios teóricos necesarios para el diseño de muros con contrafuertes.

Es importante contemplar que los muros de contención en concreto armado son estructuras vulnerables a los eventos sísmicos ya que en los diseños convencionales no se toma en consideración los efectos de mayoración de esfuerzos debido a esta variable.

Los daños y fallas se asocian con asentamientos de terraplenes, rellenos, desplazamientos, rotaciones o vuelcos de las estructuras, licuación del suelo de relleno y/o de fundación. Entre las causas de falla de estructuras de contención en concreto armado el 25 % se debe a presiones reales superiores a las previstas, 33% falta de drenaje adecuado, 19% por una sección o refuerzo estructural insuficiente. En un evento sísmico las presiones reales superan a las previstas en condiciones supuestas por el diseño convencional, por ende se manifiesta la necesidad de diseñar estas obras aplicando procedimientos y criterios que permitan establecer un adecuado nivel de seguridad estructural.

Los empujes dinámicos de suelos sobre estructuras de contención se determinarán mediante un análisis pseudo-estático (Mononobe, 1929; Okabe, 1926). Este procedimiento considera desplazamientos prácticamente nulos en el muro, haciendo necesaria una revisión de sus variables. Este análisis permitirá la adopción de formulaciones simples, que generalicen aún más su empleo en el diseño de estructuras usuales, para el potencial sísmico de Colombia.

Con base a ello es posible formular criterios para el diseño de muros con contrafuertes, a través de un procedimiento simplificado fundamentado en las teorías tradicionales de presión de tierra de Coulomb y/o Rankine, garantizando el establecimiento de la estabilidad externa e interna.

En el dimensionamiento y el cálculo de las solicitudes a flexión y a cortante de las cargas actuantes sobre los elementos estructurales del muro con contrafuertes, se aplica la teoría desarrollada por el profesor W.C. Huntington. El diseño del refuerzo se rige de acuerdo a las especificaciones del capítulo c de la NSR 98 (Norma Colombiana Sismorresistente).

Se desarrollará la evaluación de los incrementos de las cantidades de obra debido a la acción sísmica, caracterizada en términos de las diferentes zonas del país.

Los numerosos diseños efectuados para generar los nomogramas de diseño con su respectivas graficas de incremento se realizarán por medio del software MURCON (versión 1.0) desarrollado por los autores del proyecto.

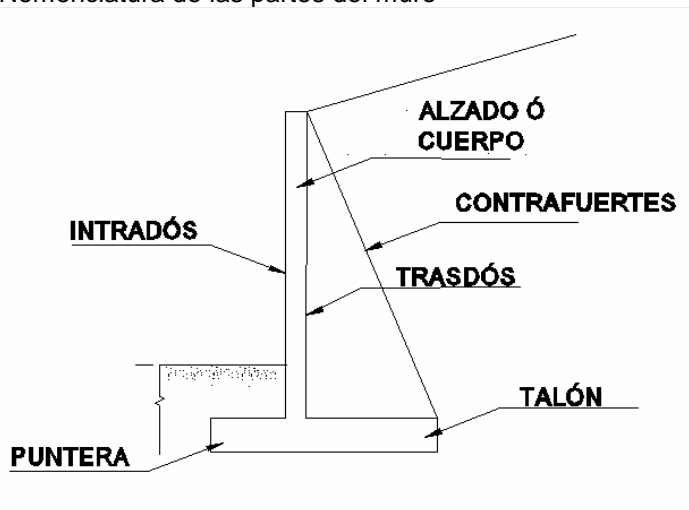
1. GENERALIDADES

Las estructuras de retención sujetan suelo u otro material suelto sea natural o artificial y previenen que este asuma su ángulo natural de reposo. El material retenido ejerce empuje sobre la estructura y esta tiende a volcarse y/o a deslizarse, por lo tanto el peso de la estructura de retención es de considerable importancia para obtener y mantener la estabilidad; en estas condiciones el cuerpo del muro trabaja principalmente a flexión horizontal y los efectos de compresión debido al peso propio son despreciables. El común de los casos de muros de retención muestra un comportamiento como un voladizo empotrado en el cimiento, sin embargo en algunos casos cuando la sobrecarga vertical llegue a ser considerable se debe chequear los efectos de compresión sobre el cuerpo del muro.

1.1 NOMENCLATURA

Las partes mas comunes de un muro se denotan en la figura 1.

Figura 1. Nomenclatura de las partes del muro



Fuente. Autores del proyecto

1.2 TIPOS DE MUROS DE RETENCIÓN

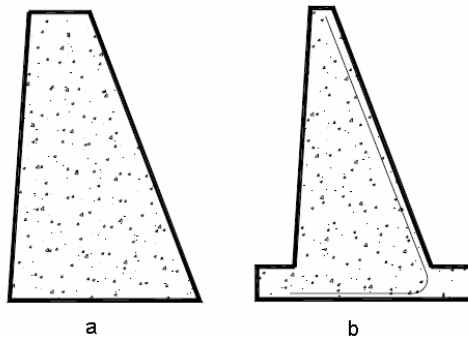
Existen varios tipos de estructuras de retención como se muestra a continuación.

1.2.1 Muros rígidos. Son estructuras rígidas en concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

➤ Muros de gravedad¹. Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo. Pueden ser armados ó no armados. Figura 2. Sin embargo en estos últimos se coloca una cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar la fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura. Pueden ser interesantes para alturas moderadas (3.2 – 3.5 [m]); Si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario representan una solución poco viable en términos económicos frente a los muros de hormigón armado.

Figura 2. Muros de Gravedad.

a. Simple. b. Armado y con cimiento

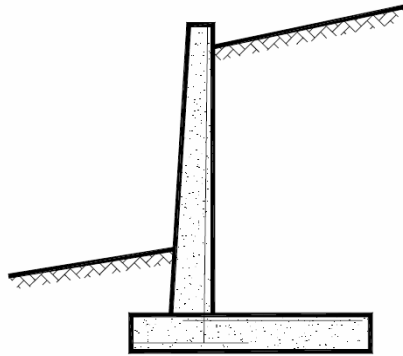


Fuente. Autores del proyecto

➤ Muros de contención en voladizo (Cantilever). El sistema en voladizo es la estructura de contención mas utilizada y se usa para muros en un rango de (3 – 7.5 [m]); El alzado, el pie y el talón se diseñan como vigas a flexión en voladizo.

¹ SUAREZ, J. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2001. p. 473.

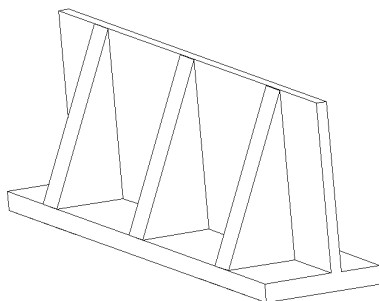
Figura 3. Muro en Voladizo



Fuente. Autores del proyecto

➤ Muros con contrafuertes. Los muros con contrafuertes constituyen una solución económica para alturas superiores a los 7.5 [m]; debido a que los espesores del alzado se reducen, sin embargo tienen inconvenientes en los procesos de armado, encofrado y hormigonado. El alzado o vástago entre contrafuertes es una losa sometida a la presión horizontal de tierra que se apoya en tres lados es decir, en los dos contrafuertes y en la losa de cimentación. Los contrafuertes se diseñan como vigas de sección T de canto variable cuya cabeza de compresión la conforma el muro de alzado. Los contrafuertes se ubican generalmente en la zona del trasdós sin embargo se pueden ubicar en la zona del intradós pero es una solución menos eficiente, ya que si se sitúan los contrafuertes en la zona del trasdós la losa frontal actúa como cabeza a compresión de una sección T disponiéndose la armadura de refuerzo a tracción en el borde del contrafuerte.

Figura 4. Muro con Contrafuertes

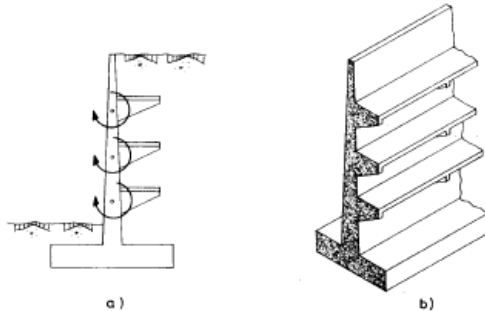


Fuente. Autores del proyecto

➤ Muros de bandeja. La forma de los muros de bandejas (Figura 5) busca distribuir el peso del relleno con el fin de contrarrestar parte del momento flector

que se ha de resistir. La colocación de bandejas a distinta altura produce unos momentos de sentido contrario, debidos a la carga del propio relleno sobre estas. Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Puede representar una solución alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas, en los que para resistir el momento flector se aumenta el canto y se aligera la sección colocando los contrafuertes.

Figura 5. Muros de bandejas



Fuente. Autores del proyecto

1.2.2 Muros flexibles. Los muros flexibles se definen como estructuras masivas que se dejan deformar fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen varios tipos de muros flexibles y entre ellos los más populares son:

- Muros en Gaviones
- Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)
- Muros de Llantas Usadas
- Muros de Piedra

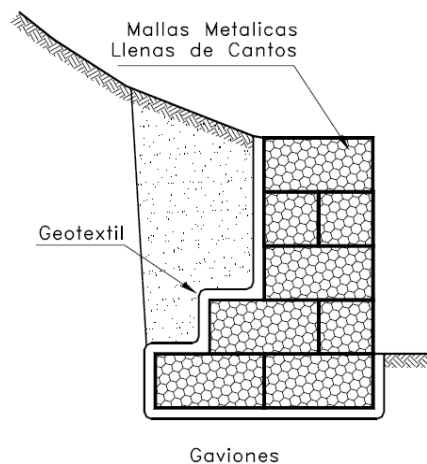
Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.

➤ Muros en gaviones. Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes: simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede

construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar. Sin embargo las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad. (J. Suárez 2006).

Figura 6. Muros de gaviones



Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. J. Suárez (2006)

➤ Muros criba. El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados. El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este.

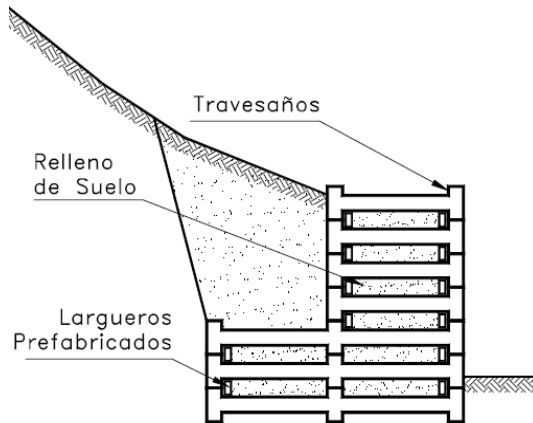
Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas.

Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llaman "Almohadas" en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión. (J. Suárez 2006).

Es simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad pero se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.

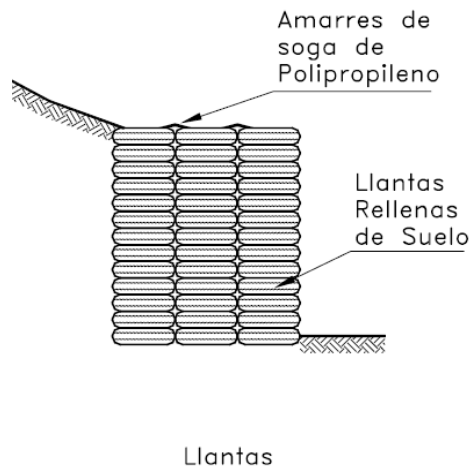
Figura 7. Muros Criba



Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. J. Suárez (2006)

➤ Muro con llantas usadas. Los muros en llantas usadas conocidos como Pneurol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Abramson 1996).

Figura 8. Muros con Llantas Usadas

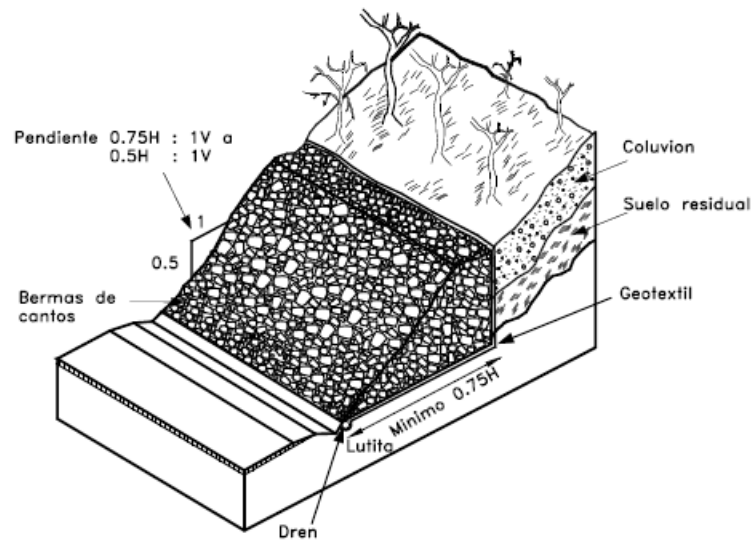


Llantas

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. J. Suárez (2006)

➤ Muros en piedra (pedraplenes). Son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo. El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. (J. Suárez 2006).

Figura 9. Muros en Piedra



Fuente: Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales. J. Suárez (2006)

1.3 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LOS MUROS DE CONTENCIÓN²

La magnitud y dirección de la presión de tierra tiende a girar y deslizar la estructura de contención. Estas pueden ser determinadas por la aplicación de principios de mecánica de suelos.

La presión ejercida por el material retenido es proporcional a la profundidad del mismo, de manera análoga a la acción de un fluido sobre una pared. Existen dos condiciones de diseño en estructuras de contención, es importante especificar el criterio a utilizar ya que implica una gran variación en los esfuerzos solicitantes sobre la estructura.

² U.S. Army Corps of Engineers. Retaining and Flood Walls. Washington, D. C: Department of the Army, 1989. p. 3-1.

1.3.1 Condición de talud estable. Las hipótesis de diseño de talud estable consideran que el suelo es homogéneo, no presenta superficie de falla y que la magnitud y dirección del empuje de tierras se obtiene de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

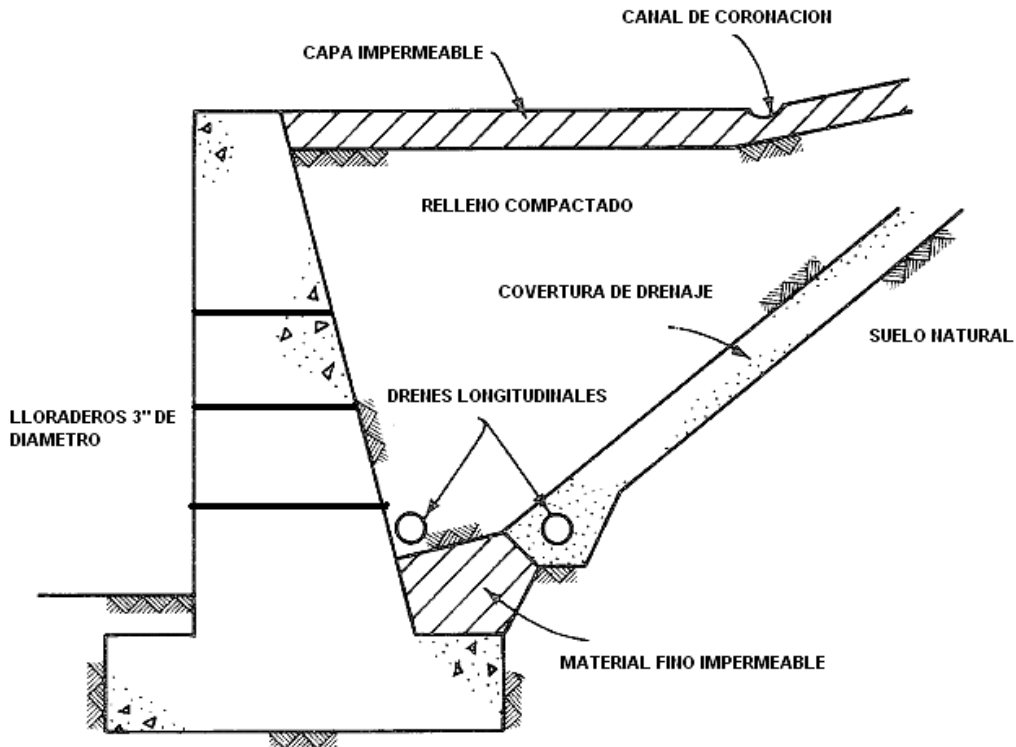
1.3.2 Condición de deslizamiento. Cuando se considera la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales. El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar. Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

1.3.3 Factores que afectan la magnitud de las fuerzas que actúan sobre los muros de contención. El diseñador debe considerar los factores implícitos y explícitos que pueden afectar la presión sobre el muro. Esto no solamente es materia de mecánica de suelos y de diseño estructural si no que debe incluirse la interacción de muchos factores relacionados con la construcción. Estos factores son los siguientes:

- Tipo de relleno usado.
- Condición de humedad del material de relleno
- Drenaje del material de relleno
- Posibilidad de sobrecarga sobre el material de relleno tal como camiones y equipos cerca del muro
- Grado de cuidado ejercido en el proceso de relleno
- Grado de restricción rotacional entre los componentes de restricción estructural
- Posibilidad de vibraciones en la cercanía del muro. (especialmente en el caso de suelos granulares)
- Tipo de material de soporte de la estructura
- Altura del nivel freático

Probablemente el factor más importante es la altura del nivel freático en el material de relleno, dado que los muros son raramente diseñados para asumir retención de material saturado. Por lo tanto se debe proveer un adecuado sistema de drenaje (Figura 10).

Figura 10. Muro de contención con su sistema de subdrenaje



Fuente. Autores del proyecto

1.4 TEORIAS SOBRE PRESION DE TIERRAS EN CONDICIONES ESTABLES³

Los principios de mecánica de suelos pueden ser usados para determinar el comportamiento de cualquier material. Sin embargo el mejor relleno para una estructura de retención provista de un buen sistema de subdrenaje es un material granular (poco cohesivo).

Las consideraciones que aquí se tienen son solamente para suelos granulares (poco cohesivos), aunque es cierto que las arcillas (material cohesivo) ejercen presiones menores sobre los muros respecto a los suelos granulares bajo condiciones de humedad convenientes es decir drenadas, pero bajo condiciones saturadas las arcillas se comportan como un fluido. Además algunas arcillas son expansivas y ejercen presiones más grandes que las ejercidas por un material poco cohesivo. Por consiguiente el material granular ofrece un comportamiento más confiable en condiciones tanto drenadas y no drenadas.

³ U.S. Army Corps of Engineers. Retaining and Flood Walls. Washington, D. C: Department of the Army, 1989. p. 3-2.

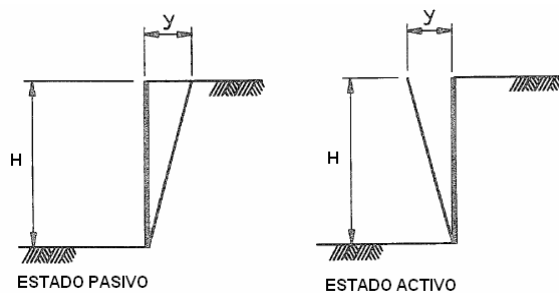
1.4.1 Análisis de equilibrio límite. Las presiones actuantes sobre los muros dependen de factores indeterminados, por lo tanto las ecuaciones de equilibrio estático son insuficientes para obtener una solución de los empujes laterales, se recurre entonces a suposiciones que deben incluirse en el análisis.

Para materiales no lineales como son los suelos, es conveniente asumir estados límites de falla a lo largo de una superficie y que el cortante actuante corresponda al esfuerzo resistente a cortante del suelo. Con estas suposiciones las ecuaciones de equilibrio pueden ser resueltas, esto es lo que se denomina análisis de equilibrio límite. El hecho de que se asuma una superficie de falla no significa que esta ocurra, se aplica un factor de seguridad a la resistencia del material. Aplicando esta solución se podría notar una diferencia significativa en comparación con el uso de los análisis estructurales indeterminados comunes, donde se emplean las propiedades de esfuerzo-deformación. Las suposiciones de equilibrio límite no brindan información directa respecto a las deformaciones, pues implícitamente se supuso que las deformaciones son suficientes para inducir la condición de falla. Las deformaciones se controlan indirectamente según el criterio del ingeniero escogiendo un factor de seguridad apropiado.

1.4.2 Estados límites de falla para materiales granulares (poco cohesivos). Los estados límites de falla corresponden al estado activo que se induce por la disminución de los esfuerzos horizontales sobre la masa de suelo y el estado pasivo que se constituye por el aumento de los esfuerzos horizontales hasta alcanzar el plano de falla a cortante.

➤ Estado activo. Los materiales granulares como la arena limpia son recomendados para el relleno de estructuras de retención. Muchos estudios (Terzaghi 1934; Tschebatarioff 1949; Matsuo, Kenmochi, y Yagi 1978) con rellenos poco cohesivos de cohesión ($C=0$), han mostrado que las presiones horizontales son altamente dependientes de la dirección del desplazamiento del muro.

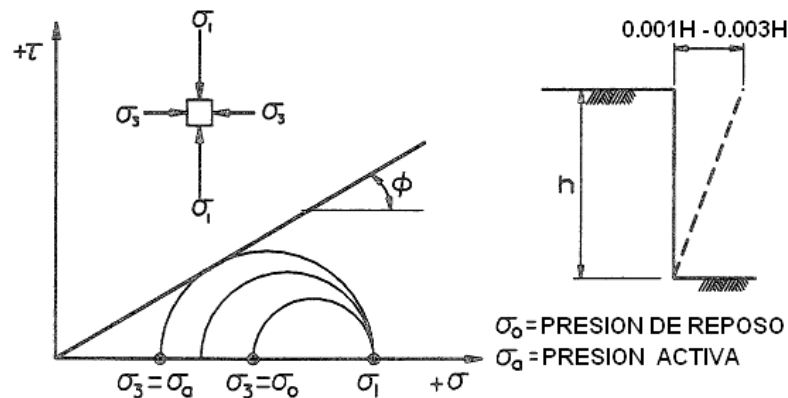
Figura 11. Estados límites de falla



Fuente. Autores del proyecto

Los valores mínimos de presión activa se desarrollan cuando el muro rota alrededor de su base y se aleja del relleno con una rotación del orden de (0.001 a 0.003 [rad]) y una deflexión máxima entre (0.001 a 0.003H) donde H es la altura del muro. Como el muro se mueve, se reducen los esfuerzos de tensión horizontal y los esfuerzos verticales a causa del peso del relleno conllevan a un incremento de los esfuerzos a cortante hasta alcanzar la superficie de falla inminente.

Figura 12. Estado limite de falla Activa

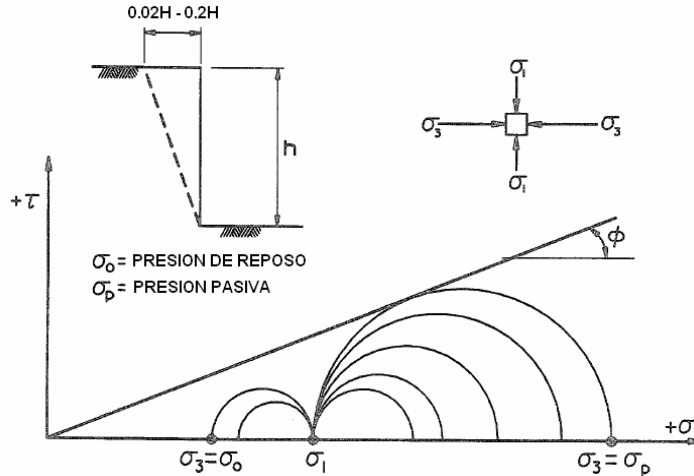


Fuente. Autores del proyecto

➤ Estado pasivo. Si el muro se mueve hacia el material de relleno, los esfuerzos de tensión horizontal se incrementan revirtiendo la dirección en la representación grafica en un sistema de Mohr (Figura 13). El incremento máximo del esfuerzo de tensión horizontal corresponde al valor que alcanza el plano de falla. Para que se desarrolle la máxima presión pasiva o esfuerzo de tensión horizontal se requiere que la rotación a lo largo del muro sea del orden de (0.02 a 0.2 [rad]); es evidente que los desplazamientos y rotaciones para alcanzar estado limite de falla pasiva son muy superiores en comparación con el estado limite de falla activa.

➤ Estado de reposo. Si no se permite movimiento en el muro es decir se impide los desplazamientos y rotaciones la masa de suelo alcanza el estado de reposo. La presión de reposo en un sentido práctico puede considerarse como el valor medio entre las presiones activas y pasivas. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Figura 13. Estado limite de falla Pasiva



Fuente. Autores del proyecto

1.4.3 Cálculo de las presiones.

➤ Teoría de Coulomb. Las ecuaciones de Coulomb consideran una solución para encontrar las presiones activas y pasivas sobre el muro. El considera que la presión activa contra la superficie es el resultado de la tendencia a deslizarse de la cuña de suelo que está detrás del muro. La cuña es asumida como un cuerpo rígido deslizando a lo largo del plano de falla. Las ecuaciones de Coulomb tienen la ventaja de proveer una solución directa siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

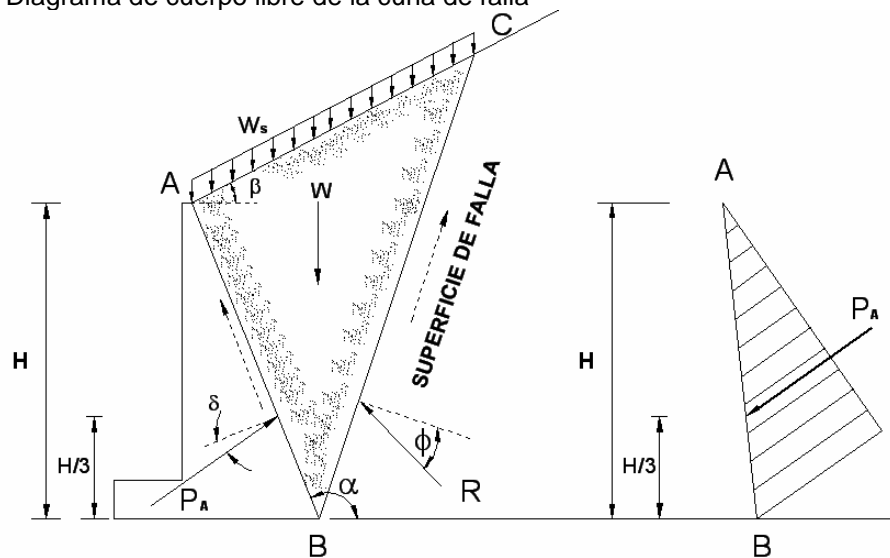
- Existe un solo material y es isotrópico, aunque puede haber más de una capa de suelo diferente si todas las capas de suelo son horizontales.
- La superficie del relleno es plana es decir sin sinuosidades. (Esta puede ser inclinada)
- El relleno está completamente por encima (Drenado) o completamente por debajo de la tabla de agua (Totalmente saturado), a menos que la parte superior de la superficie sea horizontal, en tal caso la tabla de agua puede estar en cualquier altura dentro del relleno.
- Cualquier sobrecarga es uniforme a lo largo de toda la superficie por encima de la cuña.
- El relleno es granular (Poco cohesivo), que la superficie del talud sea horizontal, en este caso el relleno puede ser o no cohesivo.

Aunque las ecuaciones de Coulomb solucionan solo las fuerzas, es común expresar el empuje como el producto de la constante de presión horizontal K por el área bajo el diagrama vertical de presiones activas. Asumiendo como válido el

concepto de la constante K , las presiones horizontales pueden ser calculadas por el producto de K veces el esfuerzo vertical efectivo. La diferencia entre la solución de Coloumb comparada con una solución mas rigurosa como una Log-Espiral generalmente es menor del 10%.

➤ Presión activa.

Figura 14. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de falla



Fuente. Autores del proyecto

Según la figura 14 el peso W de la cuña de falla se mantiene en equilibrio por las fuerzas P_A y R ; el plano de falla asumirá un ángulo tal que la fuerza por presión activa del muro alcance un valor máximo. La cuña se desliza y ejerce presión sobre el muro en la superficie de contacto es decir plano A - B, debido a esto el muro se defleca hasta alcanzar su estado activo.

Se asume que la superficie de falla esta conformada por el plano B - C, sin embargo la superficie de falla es una superficie curvilínea, esta consideración induce a errores, pero simplifica el planteamiento matemático de las expresiones deducidas por Coulomb.

La ecuación de Coulomb para calcular las presiones activas esta dada por la siguiente expresión.

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\text{Sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{Sen}^2(\alpha) \text{Sen}(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha + \delta) \text{Sen}(\alpha - \beta)}} \right)^2} \right) \quad (1)$$

Donde ϕ = es el ángulo de fricción interna del suelo; α = es el ángulo de la cara del trasdós con la horizontal; δ = es el ángulo de fricción suelo concreto; β = es el ángulo de inclinación del talud; γ = es el peso unitario del material de relleno y H = es la proyección vertical del cuerpo del muro.

En forma general la ecuación (1) puede escribirse:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_A - 2C\sqrt{K_A} \quad (2)$$

K_A Se define como el coeficiente de presión activa.

Cuando la cara del trasdós es vertical ($\alpha = 90^\circ$) y la fricción entre suelo y concreto se supone igual a la inclinación del talud ($\delta = \beta$), el coeficiente K_A se reduce.

$$K_A = \text{Cos}(\beta) \left(\frac{\text{Cos}(\beta) - \sqrt{\text{Cos}^2(\beta) - \text{Cos}^2(\phi)}}{\text{Cos}(\beta) + \sqrt{\text{Cos}^2(\beta) - \text{Cos}^2(\phi)}} \right) \quad (3)$$

Además si la inclinación del talud es cero ($\beta = 0$), tenemos.

$$K_A = \frac{1 - \text{Sen}(\phi)}{1 + \text{Sen}(\phi)} \quad (4)$$

➤ Presión pasiva. A pesar de que Coulomb no presento el concepto de presión pasiva, sus hipótesis sobre la cuña de falla pueden ser utilizadas para desarrollar expresiones para este caso (Figura 15).

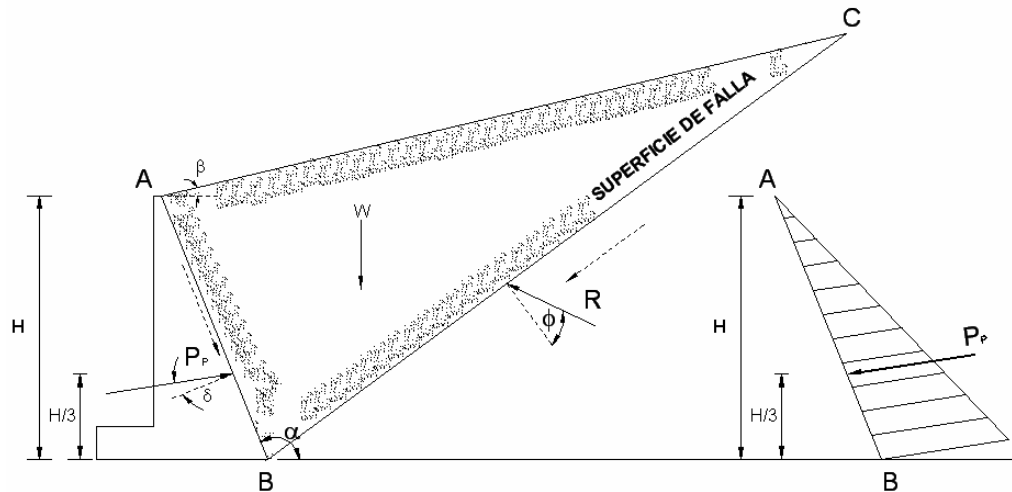
El muro desplaza hacia arriba el suelo comprimido de la cuña de falla generando que las fuerzas de fricción desarrolladas en los planos A – B y B – C (Figura 15), actúan hacia abajo oponiéndose al movimiento inducido por la acción del muro.

La ecuación que describe la presión pasiva sobre el plano A – B es:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\text{Sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{Sen}^2(\alpha) \text{Sen}(\alpha - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \text{Sen}(\alpha - \beta)}} \right)^2} \right) \quad (5)$$

Donde K_p Se define como el coeficiente de presión pasiva.

Figura 15. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de falla



Fuente. Autores del proyecto

Cuando la cara del trasdós es vertical ($\alpha = 90^\circ$) y la dirección de la presión pasiva es paralela a la superficie del talud ($\delta = \beta$), el coeficiente K_p se reduce.

$$K_p = \text{Cos}(\beta) \left(\frac{\text{Cos}(\beta) + \sqrt{\text{Cos}^2(\beta) - \text{Cos}^2(\phi)}}{\text{Cos}(\beta) - \sqrt{\text{Cos}^2(\beta) - \text{Cos}^2(\phi)}} \right) \quad (6)$$

Además si la inclinación del talud es cero ($\beta = 0$), tenemos.

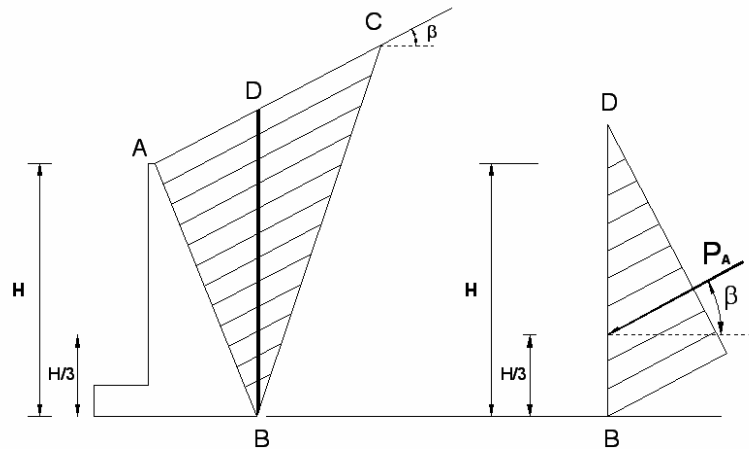
$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}(\phi)}{1 - \text{Sen}(\phi)} \quad (7)$$

En forma general la ecuación (5) puede escribirse:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p + 2C\sqrt{K_p} \quad (8)$$

➤ Teoría de Rankine. W. J. M. Rankine presenta una teoría de presiones de tierras con algunas discrepancias respecto a la teoría planteada por Coulomb. La teoría de Rankine asume que los suelos del relleno son incompresibles, homogéneos y poco cohesivos (granulares, $(C=0)$). La presión activa considera intrínsecamente la expansión lateral de los elementos de franja en la cuña de falla; las cuales son paralelas a la inclinación de la superficie del suelo.

Figura 16. Teoría de Rankine para la presión activa



Fuente. Autores del proyecto

Esta expansión lateral es el resultado de la deflexión del plano A – B, y el movimiento del suelo de relleno hacia adelante sobre la cara del trasdós, generando a lo largo de los planos A – B y B – C, esfuerzos cortantes que conllevan a lograr un estado limite de falla.

El estado activo de Rankine se desarrolla sobre el plano B – D, dentro de la masa de suelo. Las teorías de Coulomb y Rankine producen los mismos resultados para los muros con la superficie del trasdós vertical $(\alpha = 90^\circ)$ y cuando la presión de tierras sobre el plano vertical sea asumida paralela con la inclinación del suelo $(\delta = \beta)$. Bajo las condiciones expuestas se determinan los coeficientes de presión activa y pasiva con las ecuaciones (9) y (10), respectivamente.

$$K_A = \cos(\beta) \left(\frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}} \right) \quad (9)$$

$$K_p = \cos(\beta) \left(\frac{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}} \right) \quad (10)$$

Ambas teorías producen resultados conservadores, pero para la mayor cantidad de casos se obtienen mejores resultados con la teoría de Coulomb.

1.5 EVALUACION DE LA ACCIÓN DINAMICA SOBRE LA PRESIÓN DEL SUELO⁴

La energía de vibración sísmica en el lecho rocoso se propaga hacia el muro a través de las capas de suelo. En aras de evaluar la estabilidad de la estructura de retención durante un evento sísmico es necesario conocer las presiones actuantes sobre el muro. Las presiones dinámicas de tierra que tienen influencia sobre los incrementos de presiones inducidos por sismos sobre las sollicitaciones estructurales del muro deben incluir la evaluación de ciertos factores:

- Naturaleza de la onda sísmica incidente
- Espesor de las capas de suelo y las dimensiones del muro
- Propiedades del suelo (por ejemplo velocidad de onda cortante, características mecánicas y densidad)
- Propiedades de los materiales del muro
- Propiedades de los límites de las interfaces (por ejemplo la interfaz muro - suelo, suelo - lecho rocoso)
- Características de refracción y reflexión de las ondas sísmicas en los límites de los diferentes materiales
- Respuesta dinámica del agua subterránea bajo la acción de las vibraciones sísmicas.

El cálculo del incremento de presión de tierra inducidos por los sismos pueden realizarse considerando métodos pseudo estáticos como el método de Mononobe - Okabe o similares, este método aunque simplifica la interacción suelo - estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención.

⁴CALAVERA, J. Muros de Contención y Muros de Sótano 3ª edición. Madrid: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, 2001. p.59.

1.5.1 Análisis pseudoestático. En el análisis pseudoestático convencional la respuesta dinámica del muro y la cuña de falla de relleno se asume como un cuerpo rígido. La sobrecarga sísmica es considerada como fuerzas internas equivalentes y la presión dinámica de tierras es determinada bajo el principio de equilibrio estático.

➤ Método de Mononobe-Okabe. El método se basa en la teoría de la plasticidad y esencialmente en una extrapolación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb en donde las fuerzas sísmicas se consideran como fuerzas estáticas equivalentes. Las expresiones se presentan en términos del peso de la cuña de falla multiplicada por el coeficiente sísmico.

La teoría de Mononobe Okabe fue inicialmente desarrollada para materiales granulares ($C = 0$) y secos asumiendo las siguientes hipótesis:

- Superficie de falla plana
- El muro se mueve lo suficiente a lo largo de la superficie deslizada para que la cuña triangular del suelo detrás del muro forme puntos de falla incipientes con el cortante máximo resistente del suelo alcanzando el estado activo
- El muro y el suelo se comporta como un cuerpo rígido ante la acción de una onda de cortante viajando a una velocidad infinita tal que la aceleración efectiva se hace uniforme en toda la masa de suelo es decir, todos los puntos del relleno están sometidos a una misma aceleración en un mismo instante.

Con las suposiciones citadas anteriormente, el efecto del movimiento sísmico puede ser representado con las fuerzas inerciales $\frac{a_{CH}}{g} \cdot W$ y $\frac{a_{CV}}{g} \cdot W$ actuando en el centro de gravedad de la masa, donde W es el peso de la cuña de falla del relleno, y $\frac{a_{CH}}{g}$ y $\frac{a_{CV}}{g}$ son los coeficientes horizontales y verticales de aceleración del suelo expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

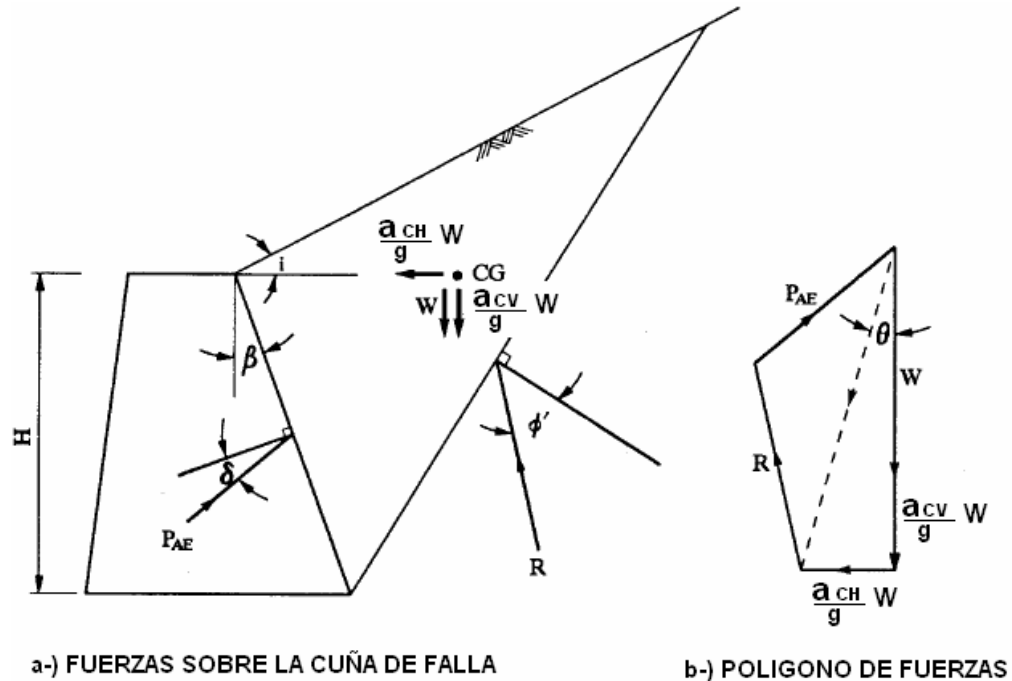
El principio de este método se muestra en la figura 17-a; y la expresión para la fuerza dinámica total esta dada por:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{a_{CV}}{g} \right) K_s \quad (11)$$

$$k_s = \frac{\frac{\text{sen}^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}(\delta + \theta + \alpha)}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta - \alpha) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}}\right)^2} \quad (12)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{a_{CH}}{g}}{1 - \frac{a_{CV}}{g}} \right) \quad (13)$$

Figura 17. Método de Mononobe Okabe.



Fuente. Autores del proyecto

Donde: K_s = es el coeficiente sísmico horizontal; H = es la altura del muro; θ = es la inclinación de la fuerza inercial resultante respecto al eje vertical; ϕ = es el ángulo de fricción interna del suelo; α = es el ángulo de la cara del trasdós con la horizontal; δ = es el ángulo de fricción suelo concreto; β = es el ángulo de inclinación del talud; γ = es el peso unitario del material de relleno.

Cuando se necesite utilizar la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño en el procedimiento de análisis dinámico, ésta puede tomarse como las dos

terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelerogramas.

$$\frac{a_{CV}}{g} = \frac{2}{3} \left(\frac{a_{CH}}{g} \right) \quad (14)$$

A partir de la ecuación (11), se puede definir el incremento de empuje debido a la acción sísmica.

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} \gamma_{PROM} H^2 \left[\left(1 + \frac{a_{CV}}{g} \right) k_S - k_A \right] \quad (15)$$

Donde K_A es el coeficiente de presión activa calculado por la teoría de Rankine o Coulomb.

El incremento de empuje ΔE_s actúa en un punto ubicado a una altura $\frac{3}{5}H$ por encima del plano de cimentación. En zonas de actividad sísmica el máximo talud posible para el relleno esta dado por la ecuación (16).

$$\beta \leq \phi - \theta \quad (16)$$

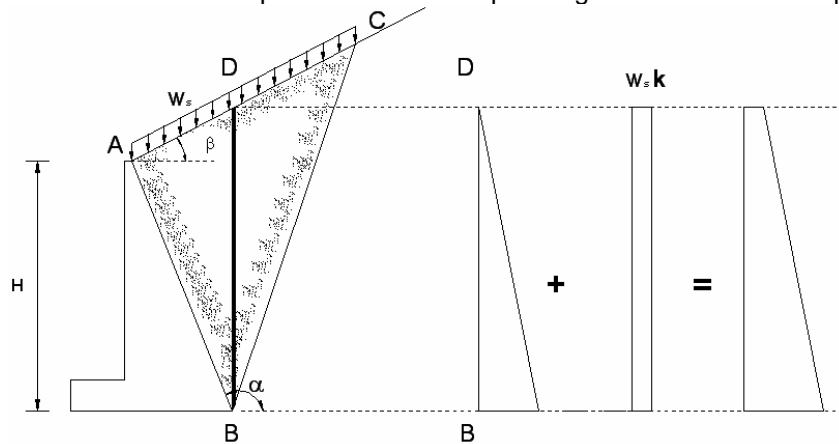
1.6 PRESIONES DEBIDAS A SOBRECARGAS APLICADAS ARRIBA DEL MURO⁵

Tanto en edificaciones como en obras públicas son frecuentes las cargas aplicadas sobre el terreno adyacente al muro por lo tanto a las presiones ejercidas por el suelo se deben adicionar las cargas ubicadas arriba y/o detrás del muro.

1.6.1 Carga uniformemente repartida. En el caso de carga uniformemente repartida se le sumará a las presiones inducidas por el suelo una presión en toda la altura del muro, un valor de la carga por unidad de área afectada por el coeficiente de presión activa o pasiva según sea el estado limite de falla asumido.

⁵WANG, Chu-Kia. Reinforced Concrete Design. New York: Intext Educational Publishers, 1973. p. 351.

Figura 18. Incremento de las presiones de suelo por cargas uniformemente repartidas.



Fuente. Autores del proyecto

Tabla 1. Valores nominales de sobrecargas.

TIPO DE SOBRECARGA	CARGA EQUIVALENTE UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia
Peatonales	5 kpa

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. J. Suárez (2006)

1.7 INCREMENTO DE PRESIONES DE SUELO DEBIDO A FACTORES CONSTRUCTIVOS

1.7.1 Presión de tierras debida a la compactación. Para la construcción de un muro de contención con relleno generalmente, se especifica una densidad seca mínima para garantizar una resistencia al cortante y dureza en el relleno. Aunque la compactación es importante el uso de equipos pesados de compactación detrás de un muro de contención puede causar daño, debido a que se pueden inducir fuerzas horizontales superiores a las calculadas en el diseño del muro. Cuando se trabaja con equipos grandes de compactación debe utilizarse un valor superior de coeficiente de presión de tierras.

Sin embargo por razones de economía, generalmente es mejor negocio limitar el equipo de compactación hasta cierta distancia detrás del muro especialmente, en estructuras sensibles, tales como los muros de concreto armado en voladizo y con contrafuertes.

1.7.2 Presiones de expansión. Si se coloca un suelo expansivo detrás del muro y este se llegare a humedecer, se podría desarrollar una presión de expansión equivalente a la presión del ensayo de succión o presión de expansión uniformemente a lo largo del muro.

1.8 FUERZAS DEL AGUA SOBRE LOS MUROS

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado, ha sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

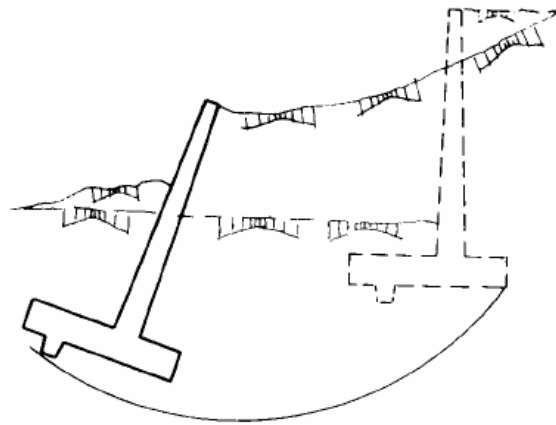
1.8.1 Presión de agua. Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención.

1.8.2 Subdrenajes. El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. En la figura 10 se muestra un sistema típico de subdrenaje para estructuras de contención. Adicionalmente, a los subdrenes deben colocarse huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normales de diámetro de dos a tres pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metros verticalmente, las columnas deben intercalarse.

Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro. El material de drenaje debe tener una permeabilidad de al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse.

- El ancho de la base debe tener una dimensión adecuada tal que la presión transmitida por la estructura a la fundación no sobrepase el esfuerzo admisible del suelo de soporte, proporcionando que la reacción de dicha distribución de esfuerzos transmitidos se ubique en el tercio central de la base del cimiento.
- Debe investigarse la seguridad frente al estado límite de deslizamiento profundo del muro que se origina por la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de falla puede presentarse si existe una capa de suelo blando en una profundidad igual a aproximadamente a vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación de la fundación.

Figura 20. Estado límite de seguridad al deslizamiento profundo

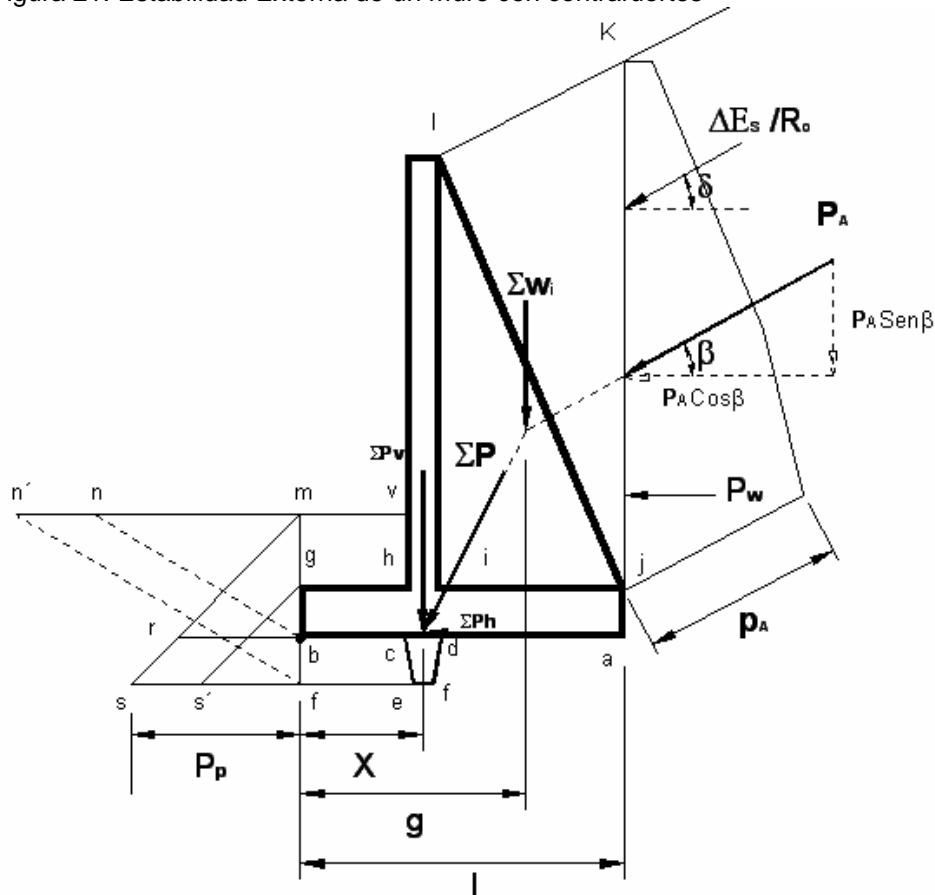


Fuente: Autores del proyecto

1.9.1 Estabilidad al deslizamiento. Un muro como el de la figura 21, conjuntamente con la masa de suelo $ijkl$ que descansa sobre la losa de cimentación, puede desplazarse globalmente por el empuje de tierra P que actúa sobre el plano ak mediante un deslizamiento a lo largo del plano ab . Este deslizamiento es resistido por fricción entre el suelo y la losa de soporte a lo largo del mismo plano. Para que no se produzca movimiento, las fuerzas que resisten al deslizamiento deben exceder a aquellas que tienden a generarlo; por lo general se supone que un factor de seguridad del orden 1.5 es satisfactorio. En la figura 21, la fuerza que tiende a producir el deslizamiento esta conformada por las componentes horizontales de los empujes de tierra, sobrecarga, presión de poros e incremento por la acción sísmica denominada $\sum P_H$, que se define como

$\sum P_H = \sum \text{Cos}(\beta)P_A + P_w + \text{Cos}(\delta)\frac{\Delta E_s}{R_o}$, donde R_o es el coeficiente de capacidad de disipación de energía⁷.

Figura 21. Estabilidad Externa de un muro con contrafuertes



Fuente: Autores del proyecto

La fuerza de fricción resistente se denomina F_F y esta dada por la ecuación

$$F_F = \sum P_V \cdot \tan(\phi_A) + C_A \cdot L \quad (17)$$

Donde $\sum P_V$ es la componente vertical de la resultante total; es decir $\sum P_V = \sum w_i + \text{Sen}(\beta)P_A$ ($\sum w_i$ corresponde a la sumatoria del peso del muro, la sobrecarga encima del plano lk y el suelo que descansa sobre el cimiento,

⁷ NSR 98 A.3-1

$Sen(\beta)P_A$ = componente vertical del empuje activo), $Tan(\phi_A)$ es el coeficiente de fricción cimentación – suelo dado en función del ángulo de fricción interna del suelo, los valores que ϕ_A puede tomar varia en un rango de $\frac{2}{3}\phi \leq \phi_A \leq \phi$ y por ultimo el coeficiente C_A dado en función de la cohesión del suelo corresponde al coeficiente de adhesión suelo – cimentación restringido por un intervalo de valores de $\frac{C}{2} \leq C_A \leq \frac{3}{4}C$.

Entonces para suministrar una seguridad suficiente,

$$F_{SD} = \frac{F_F}{\sum P_H} \geq 1.5 \quad (18)$$

En efecto, para que el muro se deslice hacia la izquierda debe empujar con él la cuña de tierra nmb, que da lugar a la presión pasiva de tierra indicada por el triángulo rmb. Esta presión pasiva representa una fuerza resistente adicional, que podría sumarse en la parte superior del fraccionario indicado en la ecuación (18). Sin embargo, esta consideración debe hacerse sólo si se asegura el funcionamiento adecuado de esta resistencia adicional y es criterio del diseñador considerar el empuje pasivo. Con lo anteriormente expuesto se redefine el factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{SD} = \frac{F_F + P_P}{\sum P_H} \geq 1.5 \quad (19)$$

Si la resistencia al deslizamiento que se exige no puede desarrollarse de esta manera, se puede utilizar un tacón cdef para aumentar la resistencia horizontal.

1.9.2 Estabilidad al volcamiento. Un segundo modo de falla consiste en la posibilidad de volcamiento de todo el muro alrededor del borde delantero b. Para que esto ocurra, el momento de volcamiento (Ecuación 23) con respecto al punto b tendría que ser mayor que el momento estabilizante (Ecuación 22) figura 21. Que es lo mismo que afirmar que la resultante debería caer por fuera del tercio medio, existe un factor de seguridad adecuado contra el volcamiento y no es necesario realizar una verificación especial. Si la resultante se localiza por fuera del tercio central, debe mantenerse un factor de seguridad contra volcamiento al menos igual 2.0 para suelos arcillosos y 3.0 para suelos granulares. Es decir:

$$F_{SV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_D} \geq 3.0 \text{ Para suelos granulares (20)}$$

$$F_{SV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_D} \geq 2.0 \text{ Para suelos arcillosos (21)}$$

Donde:

$$\sum M_R = \sum \left((\sum w_i) \cdot g + (\text{Sen}(\beta)P_A) \cdot l \right) \text{ (22)}$$

Son los momentos estabilizantes

$$\sum M_D = \sum \left((P_w) \cdot y_i + \text{Cos}(\beta)P_A \cdot y_i + \text{Cos}(\delta) \left(\frac{\Delta E_s}{R_o} \right) \cdot y_i \right) \text{ (23)}$$

Son los momentos de volcamiento.

1.9.3 Estabilidad en la cimentación. Es necesario garantizar que la presión bajo la zapata no exceda la presión de contacto admisible para el suelo en particular. Llámese X (figura 21) la distancia desde el borde delantero b hasta la intersección de la fuerza resultante con el plano base y sea $\sum P_v$ la componente vertical de la resultante total; es decir $\sum P_v = \sum w_i + \text{Sen}(\beta)P_A$ ($\sum w_i$ = corresponde a la sumatoria del peso del muro, la sobrecarga encima del plano lk y el suelo que descansa sobre el cimiento, $\text{Sen}(\beta)P_A$ = componente vertical del empuje activo), no siempre esta intersección se localizará por debajo del brazo vertical, como se indica, aunque si esto ocurre, se obtiene por lo general un muro más económico. Entonces el plano ab, de un metro de ancho en dirección longitudinal, está sometido a una fuerza normal $\sum P_v$ y un momento con respecto al centroide igual a $(L/2 - X) \sum P_v$. Cuando estos valores se sustituyen en la ecuación para flexión más fuerza axial se obtiene.

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I} \text{ (24)}$$

Cuando todo el cimiento (plano ab) esta bajo compresión la ecuación (24) puede reescribirse de la siguiente forma.

$$q = \frac{\sum P_v}{L} \pm \frac{\sum P_v (e)(L/2)}{L^3 / 12} = \frac{\sum P_v}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (25)$$

Donde e se define como la excentricidad medida desde el eje de simetría del cimiento y esta dada por:

$$e = L/2 - X \quad (26)$$

La distancia X se define por la siguiente ecuación:

$$X = \frac{\sum M(R) - \sum M(D)}{\sum P_v} \quad (27)$$

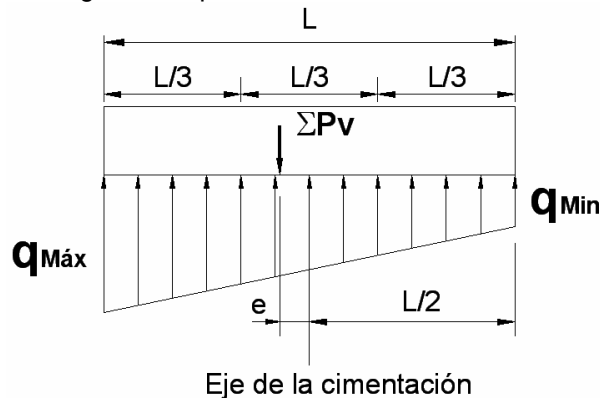
La condición limitante para que en el plano ab no haya esfuerzos de tensión sobre el talón es que la excentricidad tome un valor máximo de $L/6$, es decir $e \leq L/6$, revalidando la posición de $\sum P_v$ en el tercio central de la losa de fundación.

Retomando la ecuación 25 podemos definir los valores máximos de los esfuerzos de contacto sobre el suelo de soporte.

$$q_{M\acute{a}x} = \frac{\sum P_v}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (28)$$

$$q_{M\acute{i}n} = \frac{\sum P_v}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (29)$$

Figura 22. Diagrama de presión sobre la cimentación. Resultante ubicada en el tercio central.



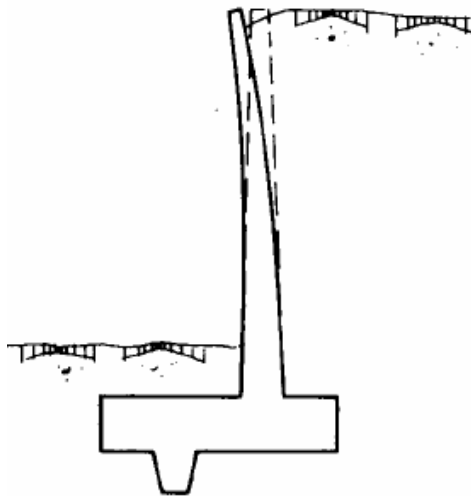
Fuente: Autores del proyecto

1.10 FALLA ESTRUCTURAL⁸

La falla estructural esta asociada a factores constructivos y a la fatiga de los materiales bajo el requerimiento de las condiciones de uso. Para diseñar bajo las sollicitaciones de uso, sin que se presente rotura interna se requiere la determinación de las dimensiones, espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y los cortantes; este procedimiento no es en ningún momento diferente del utilizado para calcular las dimensiones y el refuerzo que se requiere para otras estructuras de concreto. Pueden aplicarse para el diseño de muros los requerimientos que exige la norma colombiana NSR – 98 contemplados en el titulo c para el diseño de elementos sometidos a flexión y a cortante. Algunas de las fallas típicas se presentarán a continuación:

- Deformación excesiva del alzado. Es una situación rara salvo en muros muy esbeltos, lo cual es un caso poco frecuente.

Figura 23. Estado límite de falla a la deformación del alzado

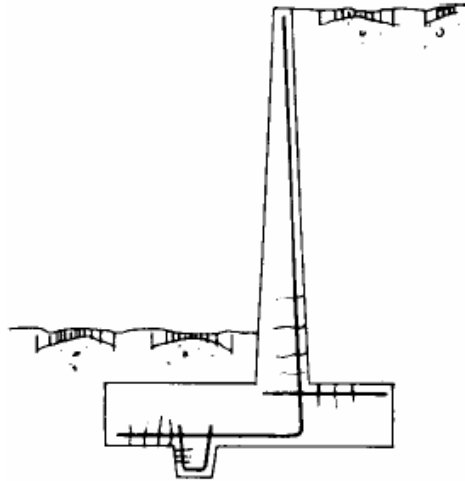


Fuente: INTEMAC J. Calavera 2ª Edición

- La fisuración excesiva. Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración especialmente grave si su ancho es excesivo, ya que en general el terreno está en estado húmedo y la fisuración no es observable.

⁸ CALAVERA, J. Muros de Contención y Muros de Sótano 3ª edición. Madrid: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, 2001. p.21.

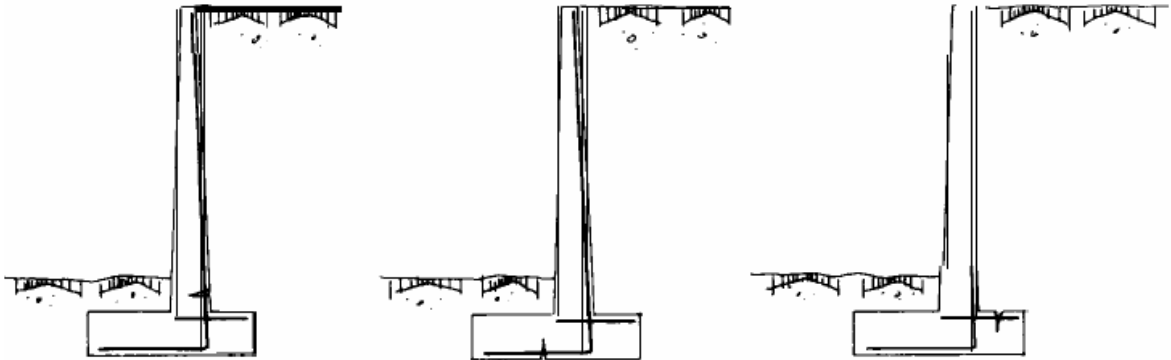
Figura 24. Estado límite de falla por fisuración



Fuente: INTEMAC J. Calavera 2ª Edición

- La rotura por flexión. Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de prerrotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos esta oculta, con lo cual no existe ningún síntoma de aviso.

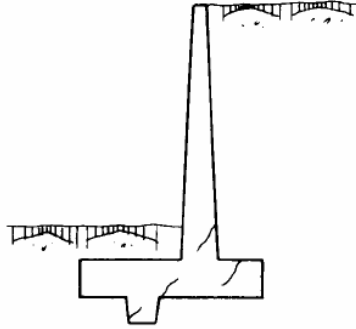
Figura 25. Estado límite de falla por flexión



Fuente: INTEMAC J. Calavera 2ª Edición

- Rotura por esfuerzo a cortante. Puede presentarse en el alzado, puntera y/o talón.

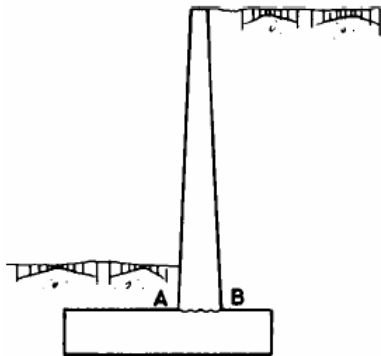
Figura 26. Estado límite de falla por Cortante



Fuente: INTEMAC J. Calavera 2ª Edición

- Rotura por esfuerzo rasante. La sección peligrosa suele ser la de arranque del alzado, sección AB que es una junta de hormigonado obligada, en zona de máximo momento flector y máximo esfuerzo cortante.

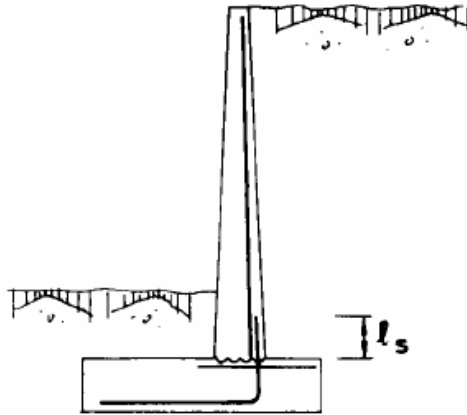
Figura 27. Estado límite de falla por esfuerzo rasante



Fuente: INTEMAC J. Calavera 2ª Edición

- Rotura por falla del solape. La sección peligrosa suele ser la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud l_s , de solape debe ser cuidadosamente estudiada, ya que por razones constructivas el solape se hace para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.

Figura 28. Estado límite de falla del solape



Fuente: INTEMAC J. Calavera 2ª Edición

2. MUROS CON CONTRAFUERTE

En sitios donde se necesite muros de retención con una altura superior a $7.5 [m]$ se usa con frecuencia este tipo de muros. Este tipo de muros representa una solución económica en grandes alturas, para las cuales usar un muro en voladizo sería sumamente costoso.

El uso y la ubicación de los contrafuertes obedece a que si se sitúan estos en la zona del trasdós la losa frontal (alzado) actúa como cabeza de compresión de un sección en T para resistir los momentos flectores producidos por los empujes, de esta manera se dispone de los contrafuertes como elementos trabajando a tracción en la viga T.

2.1 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS CON CONTRAFUERTE⁹

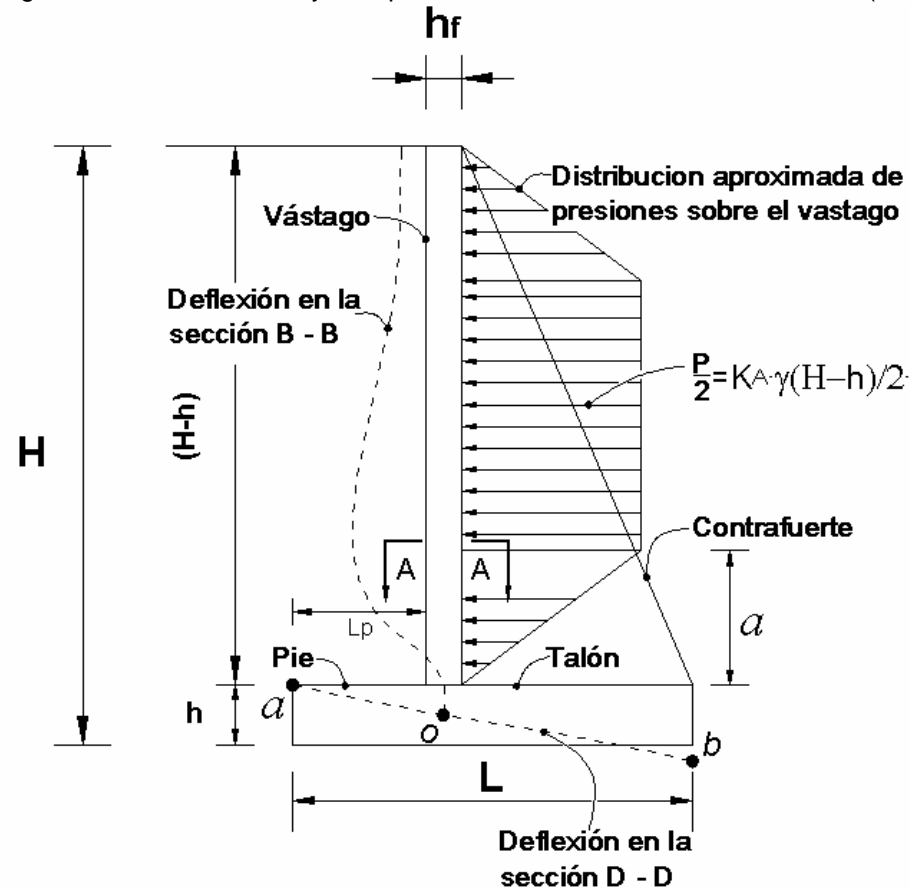
La estructura en general se comporta bajo la acción del empuje de tierras en condiciones estables en forma muy similar al muro en voladizo (Cantilever), estructuralmente los componentes se comportan de una manera diferente, como se muestra en la figura 29, la deformación entre contrafuertes de la cara del intradós es pequeña en la parte superior (Sección B – B figura 31) y presenta su valor máximo cerca del cimienta a una distancia a de este (Sección A – A). El Vástago se comporta como una placa en dos direcciones con bordes fijos o empotrados en los contrafuertes y en el cimienta los cuales impiden su rotación. De manera que las deflexiones inducidas por el suelo en el vástago sugieren que el refuerzo máximo requerido se coloque en la cara del intradós y las cuantías máximas se ubiquen en la intersección de las secciones (A – A) y (B – B). La flexión vertical justo en frente del muro es mínima pues esta sección actúa a compresión como una viga T en conjunto con el contrafuerte como una red.

El talón también se comporta como una placa en dos direcciones. La deflexión máxima del talón se da en el centro entre contrafuertes (Sección D – D. Figura 31) y en dirección paralela a esta, la deflexión se representa en la figura 29 (Línea $a-o-b$). La forma de las cargas que actúan sobre este se muestran en la figura 30, estas son: El peso del suelo sobre el talón W_e , el peso de la placa de concreto W_c y un momento de borde M_t que surge de la presión ascendente del suelo contra el pie. Este momento de borde contribuye a distribuir el efecto de la carga total W_t en el talón como se muestra en la figura 30. En la dirección

⁹WANG, Chu-Kia. Reinforced Concrete Design. New York: Intext Educational Publishers, 1973. p. 379.

principal del muro la deflexión del talón es como la de una viga continua soportada en los contrafuertes.

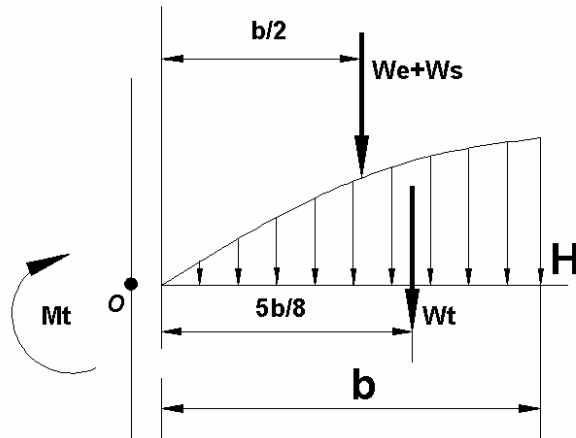
Figura 29. Características y Comportamiento del Muro con Contrafuertes (Perfil).



Fuente: Autores del Proyecto

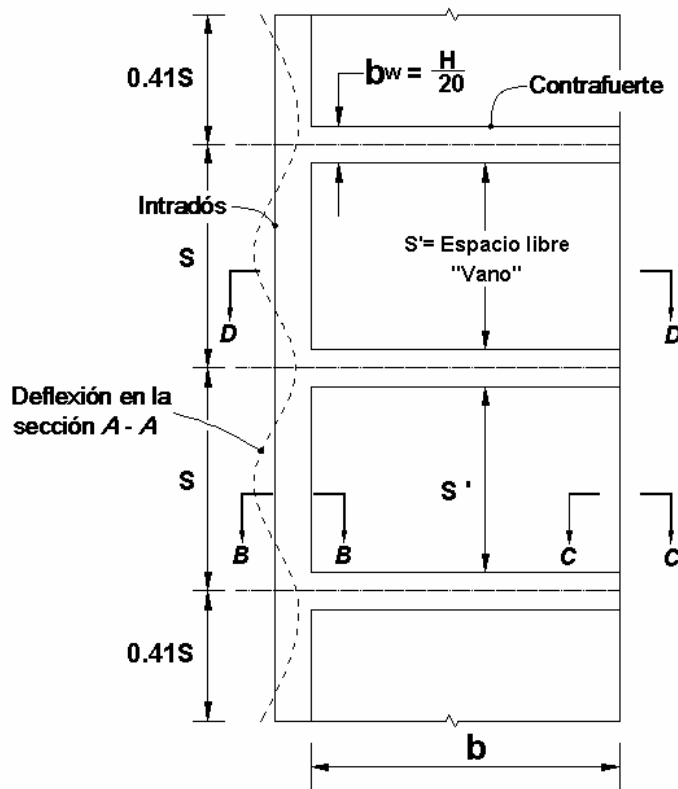
Los contrafuertes actúan a tensión y en red como parte de una viga T con sección variable, mientras que el pie es tratado de la misma manera como se diseñaría en un muro en voladizo.

Figura 30. Fuerzas en el Talón



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 31. Características y Comportamiento del Muro con Contrafuertes (planta)



Fuente: Autores del Proyecto

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO

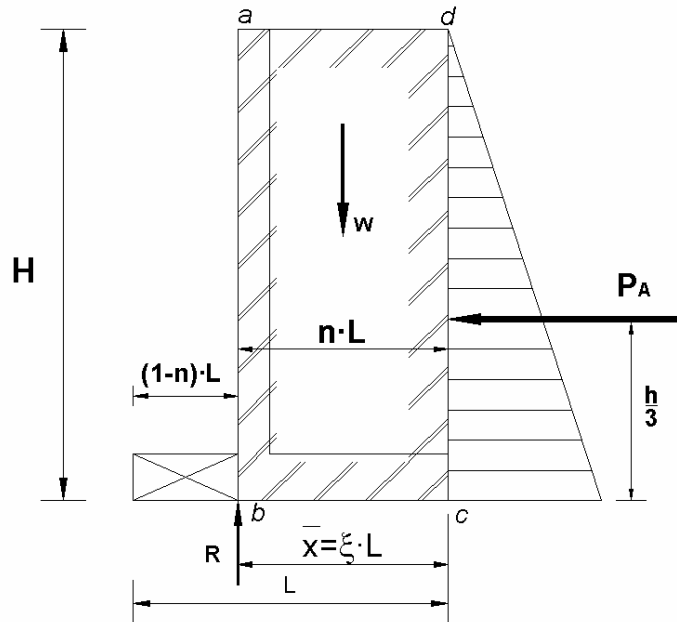
El criterio de selección de las dimensiones dado en el presente numeral es una guía para poder acercarse a las mejores condiciones de diseño que brinden seguridad, estabilidad y economía. Los rangos tomados para las dimensiones buscan asegurar ante todo la estabilidad de la estructura.

2.2.1 Espesor del cimiento h . El espesor del cimiento suele diseñarse igual que los muros en voladizo donde h puede variar de $\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{12}$ de la altura del muro.

2.2.2 Ancho del cimiento¹⁰ L . Un valor preliminar para el Ancho de la base puede ser obtenido mediante la aplicación directa de los momentos estáticos respecto al punto de aplicación de la resultante de las cargas aplicadas R como se muestra en la figura 32, de esta manera se obtiene la siguiente expresión.

$$R = W = \gamma_{Prom} \cdot H \cdot n \cdot L \quad (30)$$

Figura 32. Equilibrio estático respecto al punto de aplicación de la resultante R



Fuente. Autores del proyecto.

¹⁰ WANG, Chu-Kia. Reinforced Concrete Design. New York: Intext Educational Publishers, 1973. p. 362.

Donde: $\gamma_{Pr om}$ = es el peso específico promedio del suelo y el concreto.

H = es la altura total del muro.

n = es la porción de L que hace verdadera la suposición mostrada en la ecuación (30).

Haciendo equilibrio rotacional alrededor del pie se tiene:

$$P_A \cdot \frac{H}{3} + W \cdot \frac{n \cdot L}{2} = R \cdot \xi \cdot L \quad (31)$$

Donde: P_A = es la presión activa según Rankine.

ξ = es una constante escogida según el tipo de suelo:

Para suelos granulares $\xi = \frac{2}{3}$

Para suelos cohesivos $\xi = \frac{1}{2}$

Reemplazando P_A en función de la altura y el peso específico promedio:

$$K_A \frac{\gamma_{Pr om} \cdot H^2}{2} \cdot \left(\frac{H}{3}\right) + \gamma_{Pr om} \cdot H \cdot n \cdot L \left(\frac{n \cdot L}{2}\right) = \gamma_{Pr om} \cdot H \cdot n \cdot L \cdot (\xi \cdot L) \quad (32)$$

La ecuación (32) para $\frac{L}{H}$ será:

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{K_A}{3n(2 \cdot \xi - n)}} \quad (33)$$

Lo anterior indica que esta dimensión depende del esfuerzo admisible del suelo de soporte. En resumen, se recomiendan valores para L entre $\frac{H}{2}$ hasta $\frac{2H}{3}$, dado el caso que aplicando el valor máximo recomendado se exceda el esfuerzo admisible del suelo, si no es posible reducir la altura del muro se recomienda emplear otro tipo de estructura que se acomode con mas eficacia a las condiciones del problema.

2.2.3 Ancho del pie L_p . El ancho del pie se puede expresar en función del ancho del cimiento así:

$$L_p = (1 - n)L \quad (34)$$

La ecuación (34) esta controlada por el esfuerzo admisible del terreno bajo el cimiento. Para fines prácticos el valor $L_p = \left(\frac{L}{4} \text{ a } \frac{L}{3} \right)$, es muy acertado y en este rango se obtienen condiciones de estabilidad.

2.2.4 Espesor del vástago h_f . El espesor del vástago es arbitrario, sin embargo los requerimientos por cortante controlan esta dimensión, pues en el diseño de la losa del vástago y el contrafuerte como una viga T se busca que la cabeza de compresión este ubicada dentro del del vástago. De todas maneras el vástago no debe ser exageradamente ancho pues los costos del hormigonado se incrementarían haciendo del muro con contrafuertes una solución poco competente. Se recomienda escoger un espesor mínimo en un rango entre 25 [cm] y 50 [cm].

2.2.5 Espesor del contrafuerte b_w . El contrafuerte se ve sometido a esfuerzos cortantes apreciables además aloja en su borde la armadura de tracción, esto requiere unos mínimos de espesor para dichos elementos. Se recomienda que el espesor del contrafuerte sea.

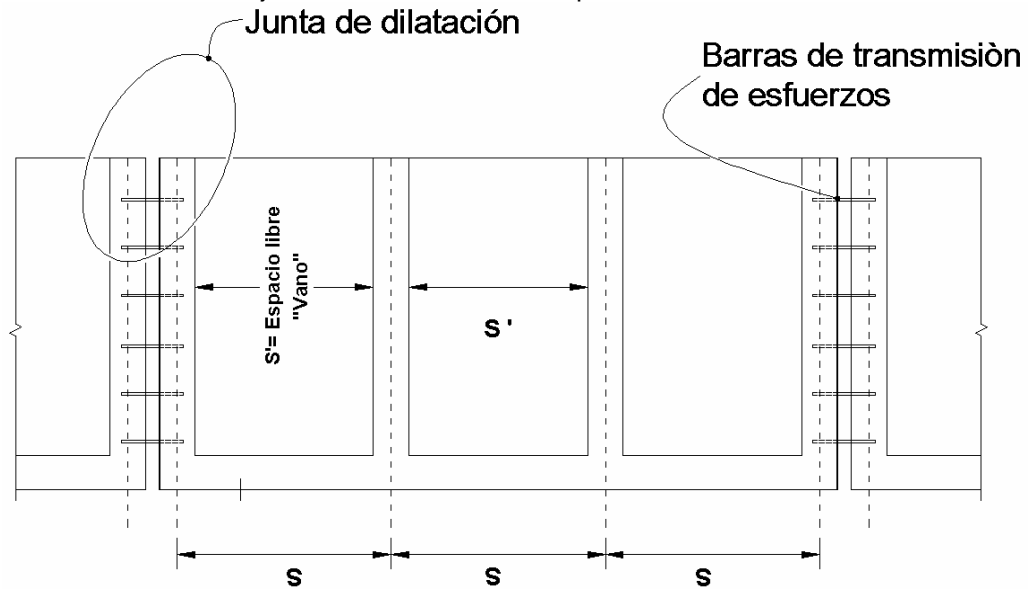
$$b_w = \frac{H}{20} \quad (35)$$

2.2.6 Separación entre contrafuertes S . La separación entre contrafuertes generalmente se fija por razones de costo y oscila entre $\left(\frac{1}{3} \text{ a } \frac{1}{2} \right)$ de la altura H , tomando en cuenta las siguientes consideraciones típicas: Para $H < 12$ [m], $S < 3$ [m]; Para $H > 12$ [m], $S < 2.5$ [m].

2.2.7 Juntas de dilatación. La posición de las juntas de dilatación entre contrafuertes afecta a la distribución de momentos en la losa del alzado. Existen dos soluciones para la disposición de estas en planta, la primera mostrada en la figura 33 duplica los contrafuertes en la junta con lo cual las luces libres entre contrafuertes son iguales esta disposición implica mayor cantidad de concreto por la duplicación de contrafuertes. La disposición mostrada en la figura 34, no presenta duplicación de contrafuertes, en este caso las luces libres entre contrafuertes no son todas iguales y para que los momentos de la losa en su apoyo sean todos iguales el valor de la luz libre ente contrafuertes en los vanos de junta es $0.82S$. Las juntas de dilatación cumplen la función de transmitir las

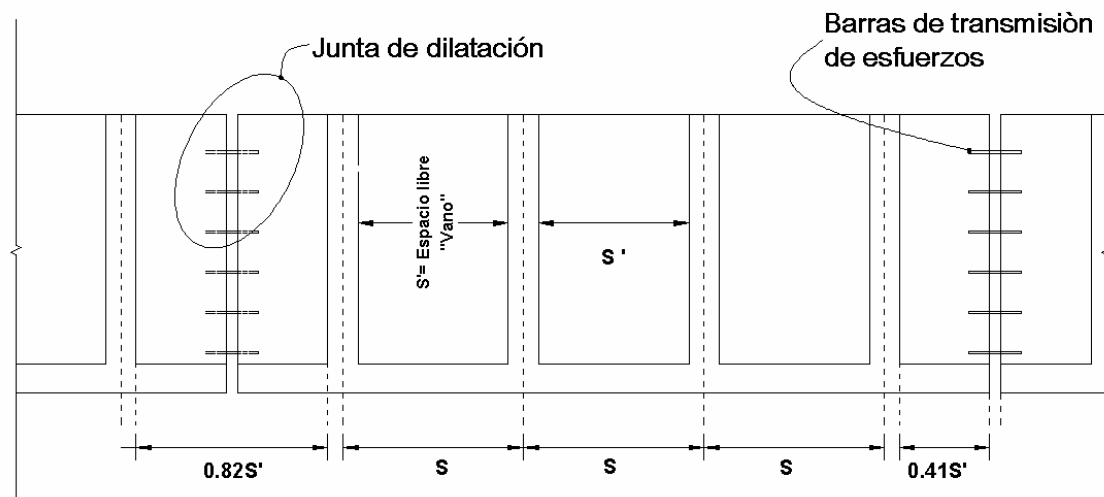
cargas por medio de dovelas¹¹. Las dimensiones más comunes de estas varillas son:
 Diámetro 1/8 del espesor de la losa, 45(cm) de longitud y separación entre varillas de 30(cm).

Figura 33. Distribución de las juntas de dilatación con duplicación de contrafuertes



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 34. Distribución de las juntas de dilatación que no presenta duplicación de contrafuertes



Fuente: Autores del Proyecto

¹¹ Montejo Alfonso. Ingeniería de pavimentos para carreteras. Bogota: U. Católica 2003.

2.3 CALCULO ESTRUCTURAL DEL MURO CON CONTRAFUERTE¹²

El muro con contrafuertes se caracteriza por ser una estructura hiperestática comparada con el muro de gravedad y el muro en voladizo, los métodos de cálculo son muy diferentes y existen muchas opciones para realizarlos lo cual hace que ninguno de estos pueda aplicarse con total rigurosidad, además la distribución de los aceros en los contrafuertes da cabida aun mas a distintas soluciones ya que su sección es variable.

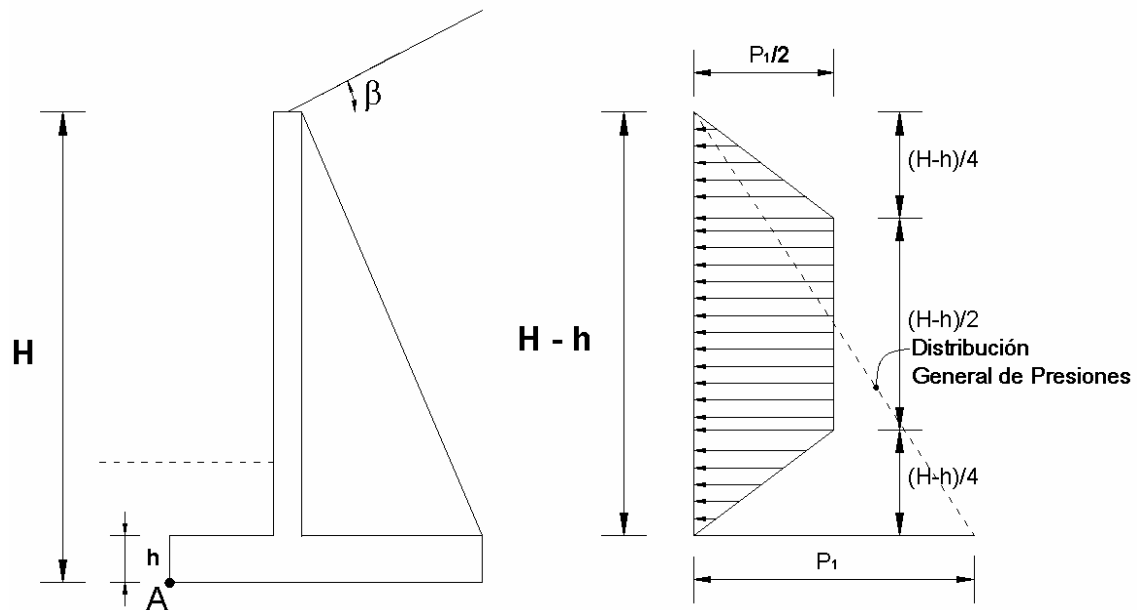
2.3.1 Calculo de la losa de alzado. La losa de alzado en su parte alta se apoya en zonas donde los contrafuertes tienen la menor sección y tiene su borde superior libre. En la zona inferior la situación es completamente diferente y la losa esta fuertemente empotrada por los contrafuertes y la losa del cimiento.

➤ Momentos debidos a la flexión horizontal. En la parte alta la se debe suponer que la distribución de presiones sigue los principios de la ley general de RANKINE, en la zona inferior es evidente que el comportamiento es diferente, Según HUNGTINTON se establece para el calculo de lo momentos de vano en la flexión en dirección horizontal de la losa, una distribución trapezoidal de presiones (Figura 35) cuyo valor máximo es la mitad de la presión máxima P_1 a nivel de la cara superior del cimiento que se obtendría por la aplicación de la ley general de RANKINE.

Se acepta que la zona (a, b, c) punteada en el diagrama de presiones de la figura 36, se transmite verticalmente a la losa del cimiento. Para los momentos de apoyo sobre los contrafuertes, correspondientes también a la flexión horizontal de la losa se adopta un diagrama diferente como se indica en la zona rayada de la figura 36. Según la teoría de HUNTINGTON a partir del las leyes de presiones expuestas, dispone la siguiente distribución de esfuerzos para calcular los valores de los momentos en vanos y apoyos. En la figura 37.a se muestra el caso de 4 contrafuertes y la distribución indicada por HUNTINGTON para los momentos. Los valores de los momentos positivos en los apoyos se toman como valores de calculo, en cambio para los momentos positivos de en el vano, el valor teórico $\frac{PS^2}{24}$ se aumenta a $\frac{PS^2}{20}$ (figura 37.b); donde P es la carga por unidad de área tomada del diagrama de presiones de la figura 35, para los momentos en los vanos y de la figura 36, para los momentos en los apoyos.

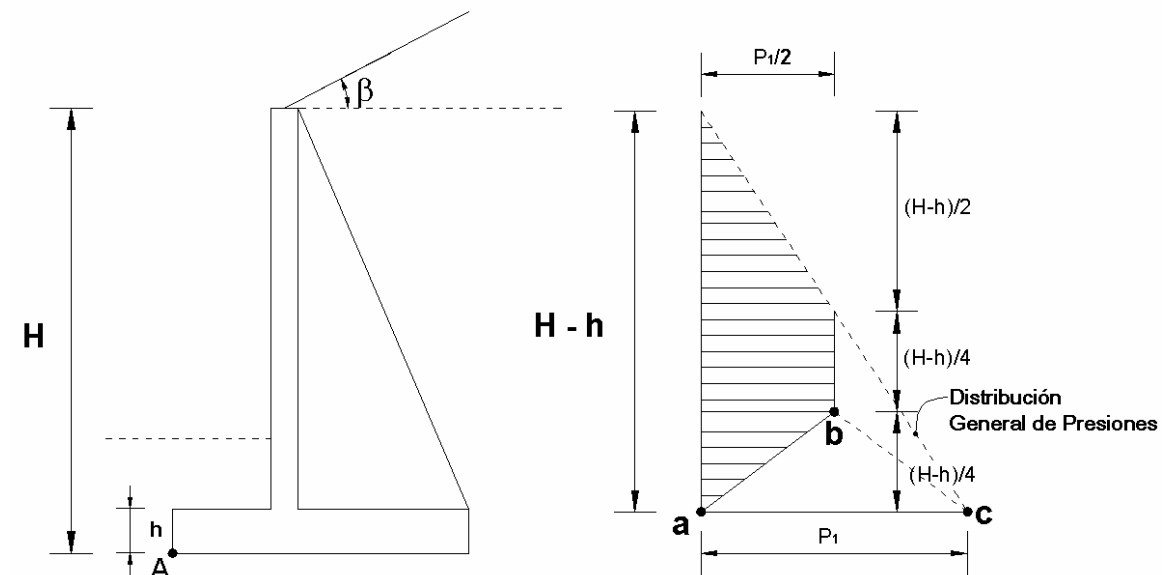
¹² CALAVERA, J. Muros de Contención y Muros de Sótano 3ª edición. Madrid: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, 2001. p.163.

Figura 35. Diagrama de presiones usado para calcular los momentos de Vano en la flexión horizontal de la losa de alzado



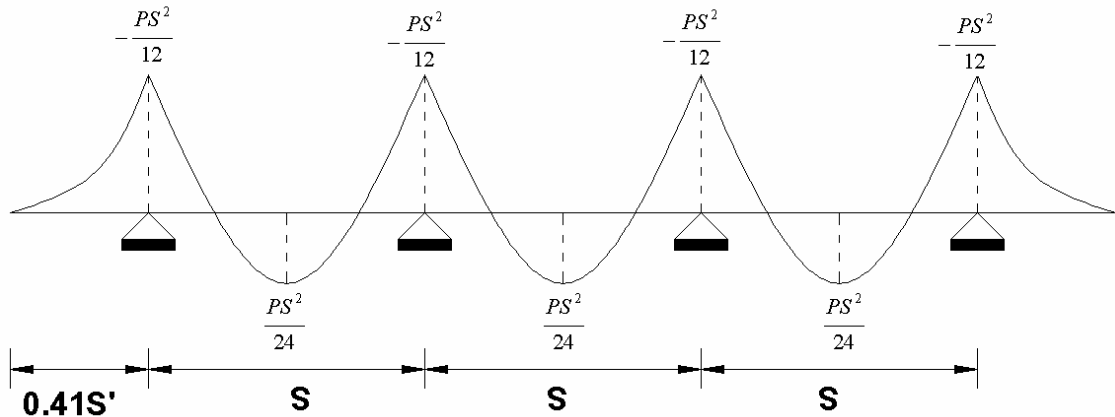
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 36. Diagrama de presiones usado para calcular los momentos de apoyo en la flexión horizontal de la losa de alzado



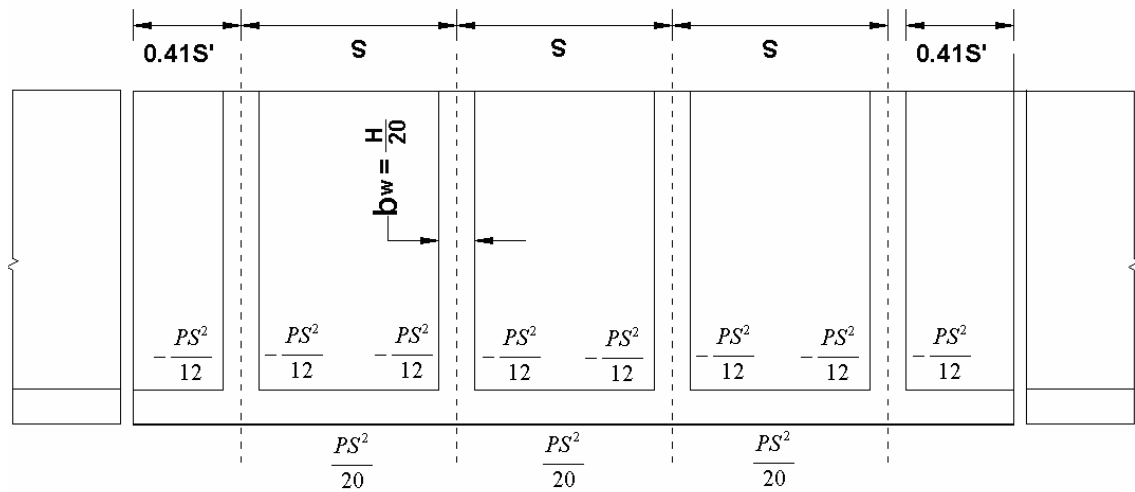
Fuente: Autores del Proyecto

Figura 37a. Distribución de momentos en muros sin duplicación de contrafuertes en las juntas de dilatación



Fuente: Autores del Proyecto

Figura 37b. Distribución de momentos en muros sin duplicación de contrafuertes en las juntas de dilatación

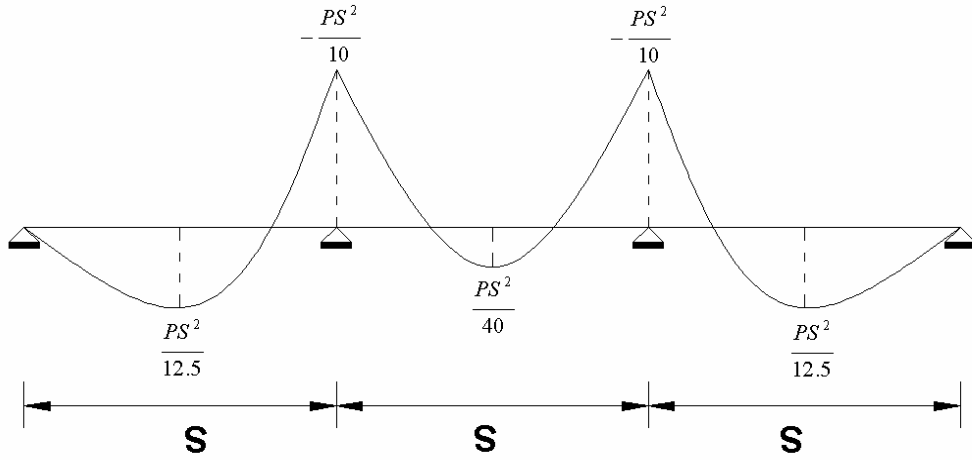


Fuente: Autores del Proyecto

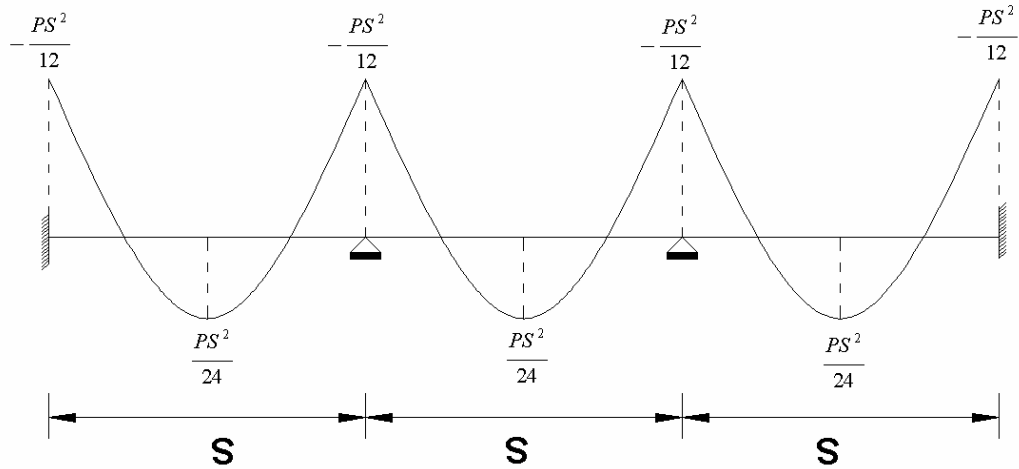
En el caso de contrafuertes duplicados en las juntas de dilatación el comportamiento es diferente. En la zona alta del muro, la sección transversal del contrafuerte es muy pequeña el comportamiento a flexión horizontal de la losa es similar al de una losa continua sobre apoyos (figura 38.a). En la parte baja de la losa los contrafuertes presentan una elevada rigidez al giro por el gran tamaño de su sección transversal y el comportamiento a flexión se aproxima al de una losa continua con empotramientos en los extremos. La distribución de momentos se muestra en la figura 38.b, igual que en el caso anterior para efectos de cálculos los

momentos de vano son aumentados (figura 38.c), de $\frac{PS^2}{24}$ a $\frac{PS^2}{16}$ Considerando los valores de P para vano y apoyo según lo expuesto para contrafuertes no duplicados en las juntas.

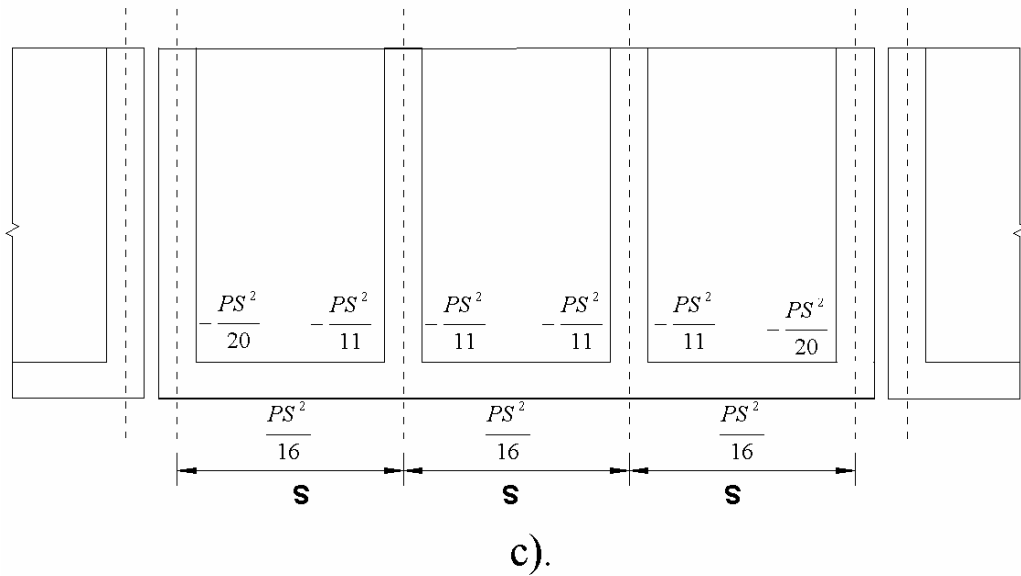
Figura 38. a). b). c). Distribución de momentos en contrafuertes duplicados en las juntas de dilatación



a).



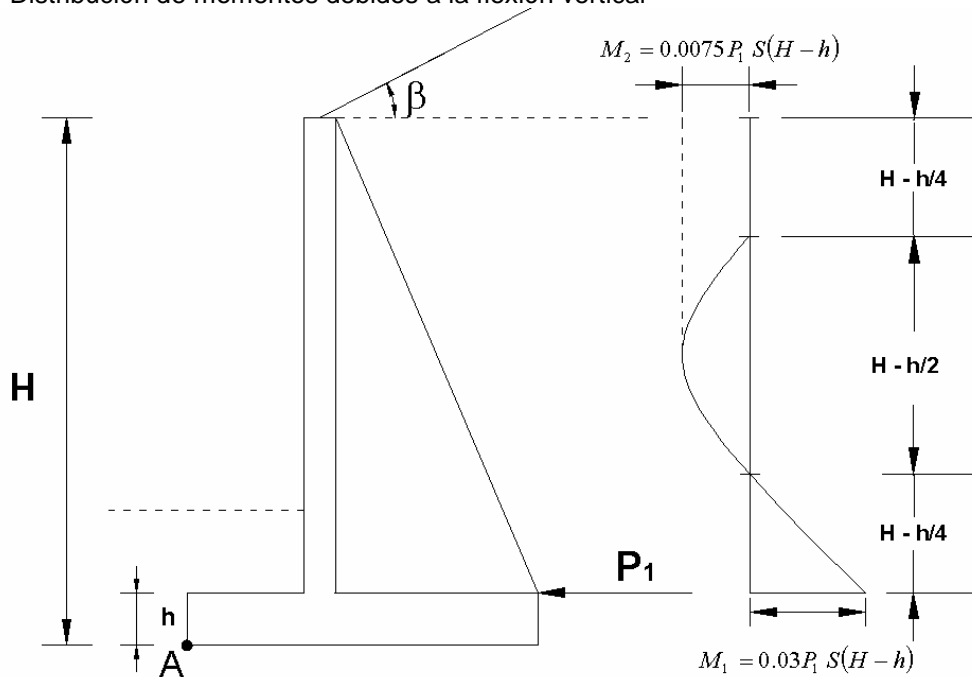
b).



Fuente. Autores del proyecto

➤ Momentos debidos a la flexión vertical. Según la teoría de HUNTINGTON se deduce que los momentos debidos a la flexión vertical de la losa pueden ser estimados según los valores indicados en la figura 39, de acuerdo a esta distribución se desprecia el momento vertical en el cuarto superior de la losa.

Figura 39. Distribución de momentos debidos a la flexión vertical



Fuente. Autores del proyecto

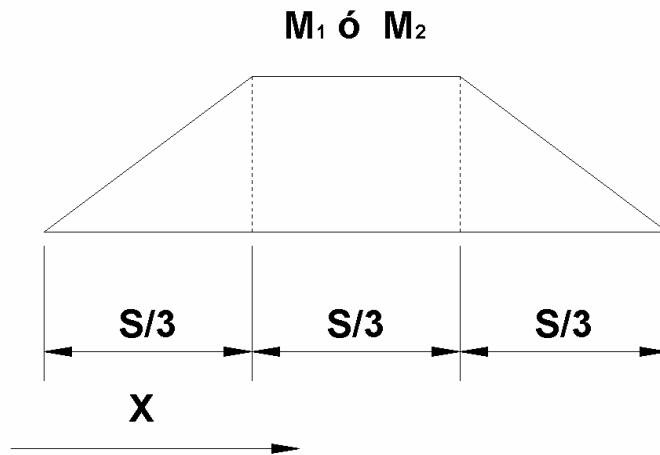
La distribución mostrada en la figura 39 corresponde a los momentos máximos y se da en la sección media en los vanos entre contrafuertes, los valores máximos de la anterior distribución están expresados por las siguientes ecuaciones:

$$M_2 = 0.0075P_1 S(H - h) \quad (36)$$

$$M_1 = 0.03P_1 S(H - h) \quad (37)$$

Los valores de M_1 y M_2 , se reducen en sentido horizontal desde la sección media entre contrafuertes hasta anularse en ellos, con una tendencia aproximadamente parabólica, para simplificación de este problema se propone que en la dirección horizontal estos momentos se consideren constantes en el tercio central de la distancia entre contrafuertes S y disminuyan linealmente hasta ser cero en los contrafuertes como se muestra en la figura 40.

Figura 40. Distribución horizontal de los momentos verticales en los vanos

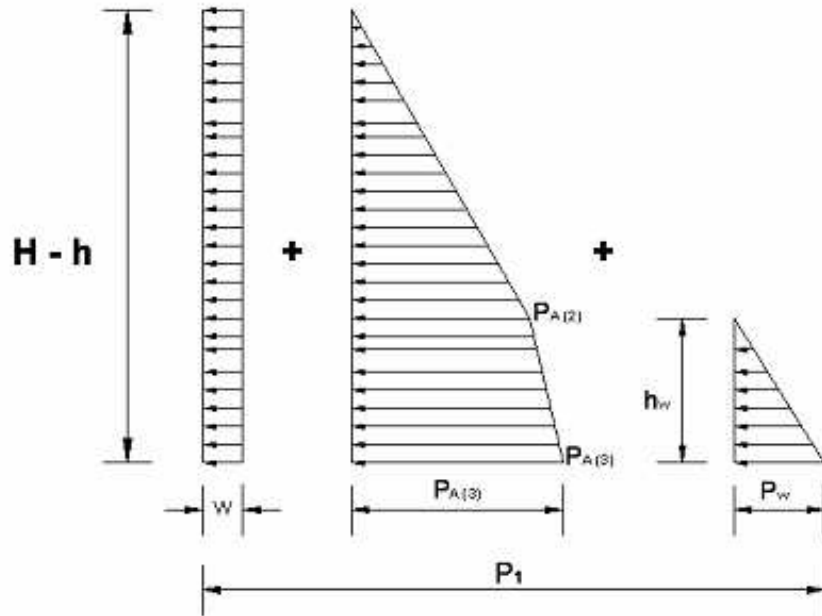


Fuente. Autores del proyecto

P_1 Es el valor máximo para el diagrama general de presiones al nivel de la cara superior del cimiento de la figura 41, según la teoría de Rankine más el incremento por el efecto sísmico:

$$P_1 = (P_{A(3)} + W) \cos(\beta) + P_w + \frac{F_s \cos(\beta)}{S} \quad (38)$$

Figura 41. Diagrama general de presiones



Fuente. Autores del proyecto

El valor de P_1 está dado por la suma de los elementos mostrados en la figura 41, más la acción sísmica, estos son:

- Presión activa ejercida por el suelo sobre el muro según la a la profundidad del nivel freático h_w según la teoría de Rankine:

$$P_{A(2)} = (H - h_w) \cdot \gamma \cdot K_A - 2C\sqrt{K_A} \quad (39)$$

- Presión activa al nivel de la cimentación según la teoría de Rankine:

$$P_{A(3)} = P_{A(2)} + (\gamma_{sat} - \gamma_{agua}) h_w K_A \quad (40)$$

- Presión producida por la sobrecarga

$$W = w_s K_A \quad (41)$$

- Presión producida por la columna de agua

$$P_w = \gamma_{agua} \cdot h_w \quad (42)$$

- Incremento del empuje sísmico por unidad de longitud

$$\frac{F_s \cos(\beta)}{S} \quad (43).$$

➤ Cálculo de los esfuerzos cortantes en la losa de alzado. En todos los casos los esfuerzos cortantes pueden calcularse con sus valores isostáticos $\frac{q}{2}$, siendo q la presión según el diagrama general de presiones y no según los valores convenidos anteriormente. El esfuerzo cortante en el arranque de la losa de alzado se da por:

$$V = 0.4P_1 \cdot S \quad (44)$$

La ecuación anterior indica que el 60% del esfuerzo a cortante en el alzado es absorbido por los contrafuertes, siempre y cuando la separación entre contrafuertes no supere la mitad de la altura del muro. El valor de V también es máximo en la sección media del vano y decrece en dirección de los contrafuertes, sin embargo como el esfuerzo cortante en la losa debe absorberse sin que sea necesario armadura transversal, tal distribución carece de interés. Una vez calculado el valor de V , el cortante requerido está dado por:

$$V_U = 1.7V \quad (45)$$

Y el esfuerzo cortante requerido para este valor será:

$$\frac{v_U}{\phi} = \frac{V_U}{0.85b_w d} \quad (46)$$

La condición que el alzado debe cumplir para que no requiera refuerzo a cortante es:

$$\frac{v_U}{\phi} \leq v_C \quad (47)$$

Donde v_C es el esfuerzo cortante nominal del concreto

$$v_C = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \quad (48).$$

Con las recomendaciones dadas para momentos y cortantes puede dimensionarse y calcular los aceros para el alzado. La armadura horizontal del intradós suele organizarse en tres zonas, una superior y otra inferior de altura $\left(\frac{H-h}{8}\right)$ y la tercera correspondiente al resto del alzado. La armadura del trasdós suele organizarse también en tres zonas, una superior de altura $\left(\frac{H-h}{4}\right)$, otra inferior de $\left(\frac{H-h}{8}\right)$ y la tercera correspondiente al resto del alzado. La armadura vertical se organiza en el trasdós a una altura $\left(\frac{H-h}{4}\right)$ a partir de la cara superior del cimiento, y sección correspondiente al momento M_1 , de todas maneras tanto en el intradós como en el trasdós debe existir como mínimo la armadura horizontal y vertical que indica el título C de la NSR-98; además dicha armadura de retracción y temperatura puede simultáneamente absorber los momentos flectores de las cargas en el muro.

2.3.2 Cálculo del pie. El pie también ha sido tratado como una viga en voladizo, con el momento crítico en la sección junto a la cara del intradós y también el cortante crítico a una distancia d del intradós. El cálculo del refuerzo solicitado en el pie de la cimentación se hará por metro lineal, y para el cálculo del momento utilizará la teoría de distribución de esfuerzo simplificada propuesta por Whitney. El esfuerzo cortante y el momento (incluyendo el factor de sobrecarga) de borde a una distancia X_d del extremo del pie ignorando el suelo en el pie, está dado por:

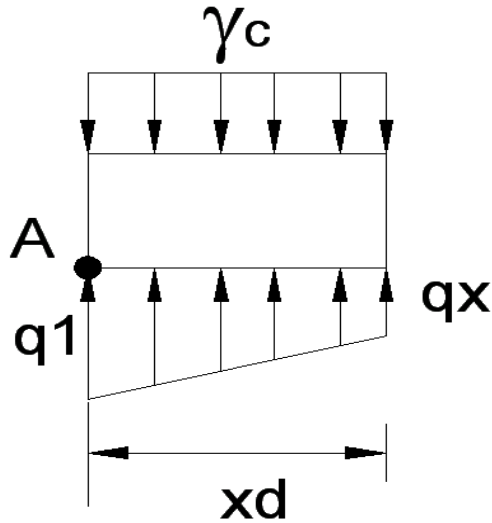
$$V_U = 1.7 \left(\frac{q_1 + q_x}{2} - q_{rc} \right) X_d \quad (49)$$

Donde: el esfuerzo cortante a una distancia X_d del extremo de la puntera está dado por (figura 42):

$$q_{(x)} = q_2 + \frac{(q_1 - q_2)}{L} \cdot (L - X_d) \quad (50)$$

$$X_d = L_p - d \quad (51).$$

Figura 42. Esfuerzo cortante a una distancia X_d del extremo del pie



Fuente. Autores del proyecto

El esfuerzo cortante requerido esta dado por la expresión:

$$\frac{v_U}{\phi} = \frac{V_U}{0.85b_w d} \quad (52)$$

Esfuerzo cortante nominal del concreto:

$$v_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \quad (53)$$

Condición para que la cimentación no requiera refuerzo a cortante:

$$\frac{v_U}{\phi} \leq v_c \quad (54)$$

Las consideraciones para el cálculo del cortante son validas también para el talón, los condicionamientos anteriores se aplican también para el talón y el vástago.

El momento solicitado en la cara del intradós se determina por la siguiente ecuación:

$$M_U = 1.7 \left(q_{(x_0)} \frac{L_P^2}{2} + (q_1 - q_{(x_0)}) \left(\frac{L_P^2}{3} \right) - q_{\gamma_c} \frac{L_P^2}{2} \right) \quad (55)$$

Donde q_{γ_c} es el esfuerzo producido por peso propio de la puntera por unidad de longitud. De acuerdo a la teoría de distribución de esfuerzos de Whitney se obtienen expresiones simplificadas para el cálculo del refuerzo por metro lineal de la puntera.

Coefficiente de resistencia (K) esta dado por:

$$K = \frac{M_U}{bd^2} \quad (56)$$

La cuantía de aceros ρ , esta dada por:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right) \quad (57)$$

La cuantía mínima¹³ corresponde a 0.0018.

Donde:

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c} \quad (58)$$

La armadura principal A_s esta ubicada en la cara inferior y el acero designado para esta debe prolongarse simétricamente al talón, hasta al otro lado de la losa de alzado con el fin de transmitir el momento del pie M_T , y la mitad al menos debe llevarse hasta el final del talón para cubrir los momentos de empotramiento producidos en dirección perpendicular al alzado.

2.3.3 Cálculo del talón¹⁴. El talón se considera como una serie de losas longitudinales, con condiciones de soporte similares a las del muro de alzado, de modo que el mismo coeficiente de momento que acompaña la expresión $P_1 S^2$ en el cálculo de la losa de alzado puede usarse para el cálculo del talón. La forma de la distribución usada en el cálculo del trasdós es usada para determinar el máximo refuerzo longitudinal de la losa del talón que se ubicará en la cara superior del mismo y la distribución de momentos utilizada para el cálculo de

¹³ Según NSR 98 C.15.4.5.

¹⁴ WANG, Chu-Kia. Reinforced Concrete Design. New York: Intext Educational Publishers, 1973. p. 384.

refuerzo longitudinal en el intradós es igualmente usada para determinar el refuerzo longitudinal de la losa del talón que se ubicará en la cara inferior. La variación transversal en intensidad de la carga W se asume que decrece linealmente siendo máxima en la parte mas alejada de la puntera y cero en la cara del trasdós, los componentes que sumados forman la carga distribuida W se muestran en la figura 43. Estos son:

La componente vertical del peso de suelo más la sobrecarga.

$$W_e = P_2 + (h_w - h)\gamma_{SAT} \quad (59)$$

Donde:

$$P_2 = (w_s + \gamma \cdot Z) \quad (60)$$

$$P_2 = (w_s + \gamma \cdot (H - h + b \cdot \text{Sen}(\beta))) \quad (61)$$

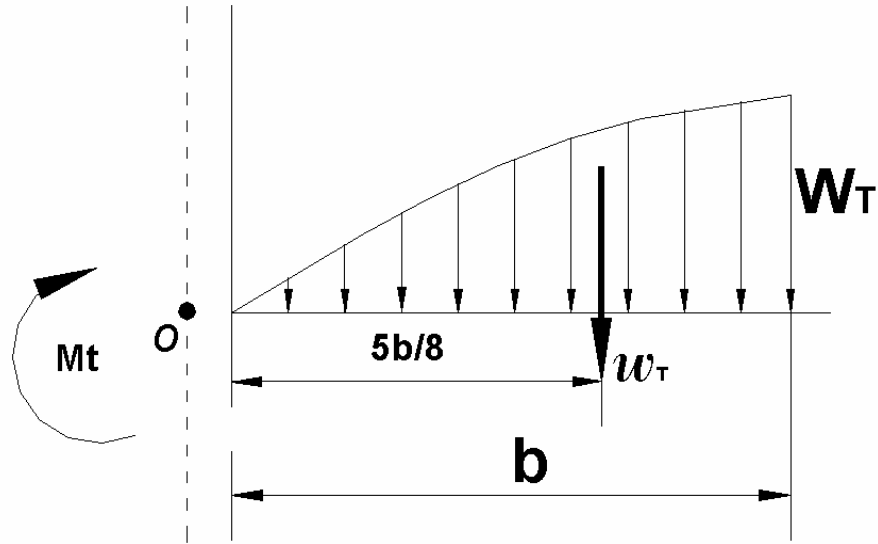
El peso propio del talón.

$$W_C = h \cdot 2.4 \quad (62)$$

La presión ascendente del suelo sobre el pie, el valor de la presión del suelo en el extremo del talón se expresa como q_2 . Una distribución descendente W_T de esfuerzos producida por el momento M_T . El efecto de esta presión que a lo mejor no parece obvia es el efecto descendente sobre el talón de un momento M_T en sentido de las manecillas del reloj que surge de la flexión ascendente de pie. Este momento causa una deflexión descendente del talón en los espacios entre contrafuerte, de manera que actúa como una carga vertical, dado que este causa un gran efecto en la parte posterior del talón y desciende hasta ser cero en la base del trasdós con una variación desconocida, esta ha sido asumida como parabólica, entonces la carga total descendente aplicada sobre el talón será el área parabólica de la figura 43:

$$w_T = \frac{2}{3} W_T b \quad (63)$$

Figura 43. Distribución Parabólica de carga inducida por M_T



Fuente. Autores del proyecto

El centroide del área parabólica está a $\frac{5b}{8}$ de la base del trasdós, de manera que el momento que el momento aplicado es:

$$M_T = w_T \frac{5}{8} b = \frac{2}{3} W_T b \left(\frac{5}{8} b \right) = \frac{5}{12} W_T b^2 \quad (64)$$

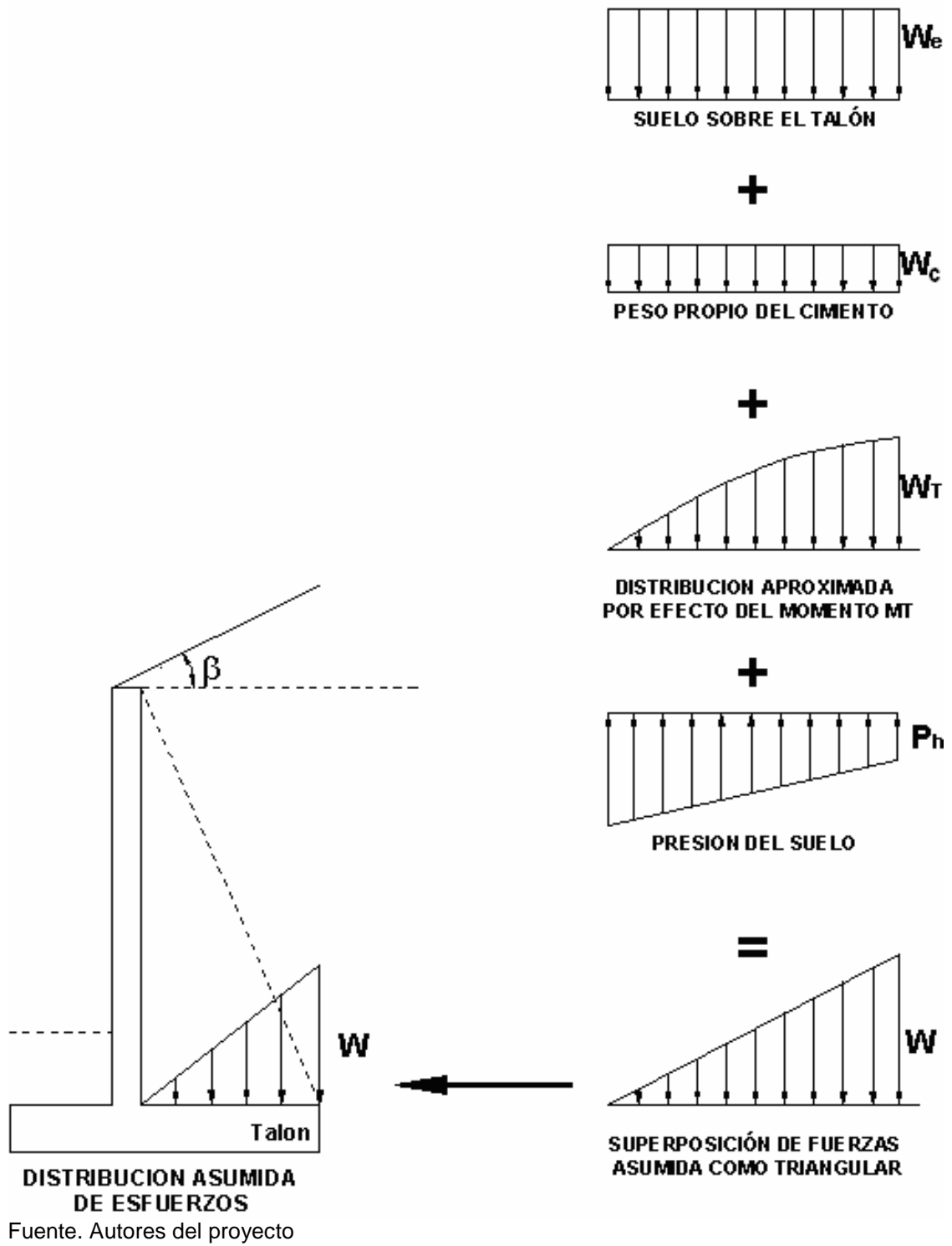
Resolviendo para W_T se obtiene:

$$W_T = \frac{2.4M_T}{b^2} \quad (65)$$

Sin embargo, cuando la fuerza de empuje lateral no es horizontal, la componente vertical suma un efecto descendente al talón, el cual se tiene en cuenta al asumir el comportamiento de la suma de las cargas sobre el talón como una distribución triangular (Figura 44). Entonces W la superposición de fuerzas en el talón se expresa así:

$$W = W_e + W_C + W_T - q_2 \quad (66).$$

Figura 44. Fuerzas en el talón del muro con contrafuertes



Conocidas las cargas sobre la losa del Talón, se diseña el refuerzo de la Losa Apoyada con la distribución de momentos de la figura 45.

Por seguridad se aumentará el momento positivo (figura 45) en:

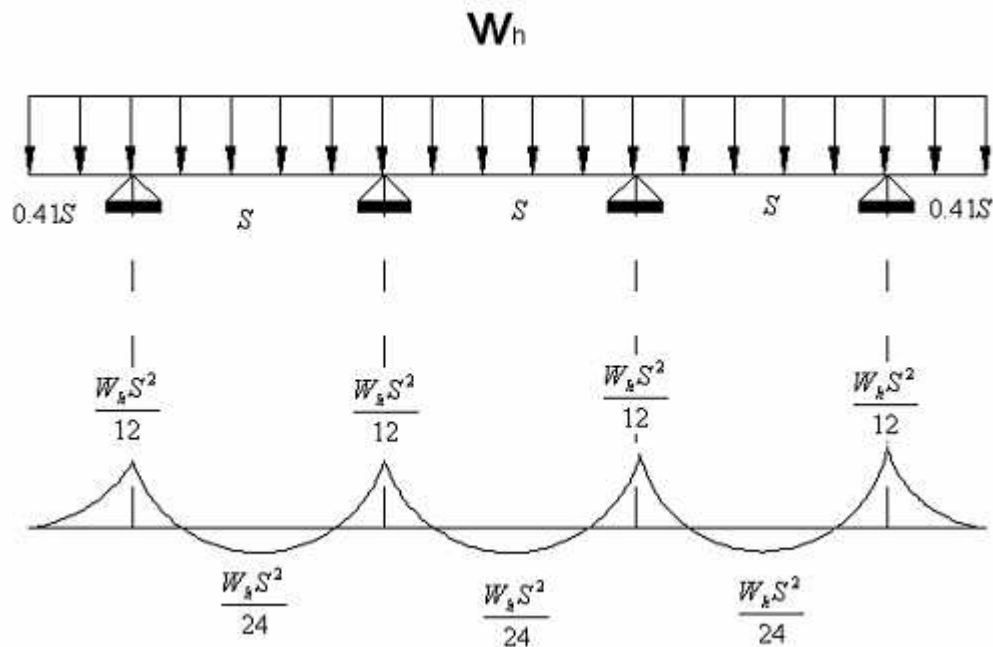
$$\frac{W_h S^2}{20} \quad (67)$$

$W_{(h)}$ Es la variación de la carga distribuida W :

$$W_{(h)} = \frac{W \cdot X}{b} \quad (68)$$

Donde X es la distancia a la cara posterior del muro de alzado (Trasdós).

Figura 45. Distribución de momentos en el Talón

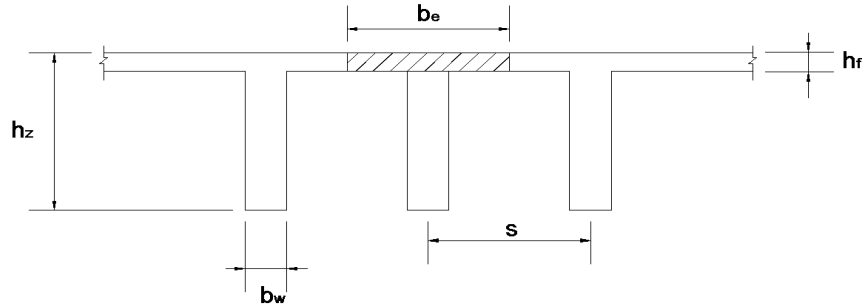


Fuente. Autores del proyecto

2.3.4 Cálculo del contrafuerte¹⁵. El contrafuerte actúa en combinación con el muro de alzado como una viga T como se muestra en la figura 46.

¹⁵ WANG, Chu-Kia. Reinforced Concrete Design. New York: Intext Educational Publishers, 1973. p. 384.

Figura 46. Los contrafuertes actúan como parte de una viga T



Fuente. Autores del proyecto

El lugar crítico para el momento está en la base del muro. El cortante puede ser calculado a una distancia d desde la cara superior del cimiento sin ninguna dificultad.

d = es la altura efectiva y se calcula con la siguiente expresión;

$$d = \left(\frac{b}{(H-h)} Z + h_f \right) - d' \quad (69)$$

Donde d' es la distancia desde el borde de la sección hasta el centroíde de los aceros a tensión en el contrafuerte, h_f es el espesor y Z es la altura del contrafuerte medida desde la parte superior del alzado hasta la cara superior del cimiento, los cálculos se varían en función de esta altura cuyo valor máximo es.

$$Z = (H-h) \quad (70)$$

Para resistir el momento flector la máxima longitud efectiva del ala debe ser calculada según los parámetros que se muestran a continuación:

El valor máximo de la longitud efectiva del ala debe ser no mayor que la separación entre contrafuertes, un cuarto de la altura total del contrafuerte Z y además debe ser tal que su diferencia con el espesor del contrafuerte sea menor que dieciséis veces el espesor del vástago.

$$b_e \leq S \quad (71)$$

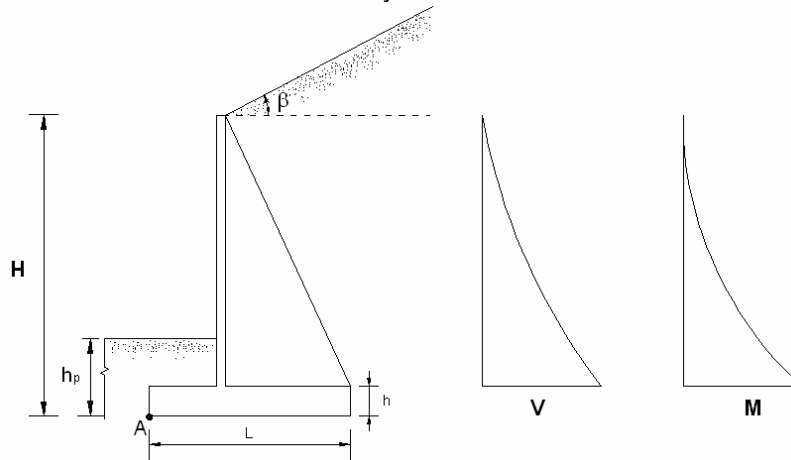
$$b_e \leq \frac{1}{4}(H-h) \quad (72)$$

$$\frac{b_e - b_w}{2} \leq 8h_f \therefore b_e \leq 16h_f + b_w \quad (73)$$

Se asume que el valor b_e es máximo en la base y disminuye hasta ser mínimo cuando es igual al espesor del contrafuerte b_w en la parte superior del alzado.

Conocida la distribución de presiones sobre la loza de alzado hallada mediante la ley general de presiones y cuyo valor máximo es P_1 , y multiplicándola por la separación entre contrafuertes S se tiene la distribución de fuerzas sobre el contrafuerte como e muestra en la figura 47.

Figura 47. Fuerzas sobre el contrafuerte y momentos flectores



Fuente. Autores del proyecto

La componente vertical de estas fuerzas se puede despreciar y con la componente horizontal obtenemos la distribución de cortantes y momentos flectores de la figura 47, del cual obtienen las siguientes expresiones para cortante y momento flector en función de la altura del contrafuerte Z :

$$M_{U(z)} = \frac{1.7 \cdot P_1 \cdot S}{6 \cdot (H - h)} Z^3 \quad (74)$$

$$V_{u(z)} = \frac{1.7 \cdot P_1 \cdot S}{2 \cdot (H - h)} Z^2 \quad (75)$$

Para el cálculo a flexión en cualquier sección horizontal el primer punto a calcular es la cabeza de compresión a_z que debe ser menor o igual que el h_f para que se comporte como una viga rectangular con sección $(b_e \cdot h_z)$, esta distancia se calcula con la siguiente expresión:

$$a_{(z)} = \frac{f_y}{0.85f_c} \rho_{(z)} d \quad (76)$$

Una vez obtenido el momento flector se usan las siguientes ecuaciones para calcular el refuerzo haciendo el análisis de un diferencial del contrafuerte con altura dz (figura 48), considerando que la idealización del contrafuerte corresponde a una viga T con canto variable y su comportamiento estructural como viga rectangular.

Resultante a Tensión asumida por el refuerzo a flexión.

$$T = f_y A_s \quad (77)$$

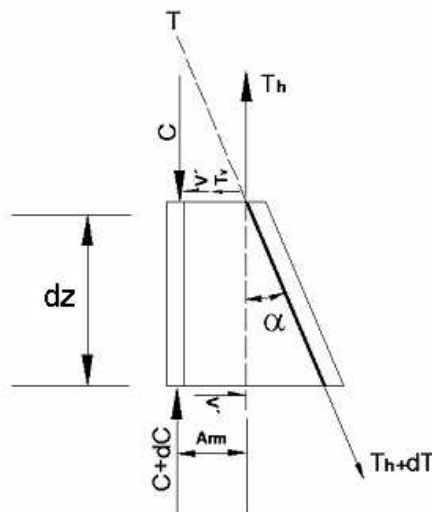
Resultante a Compresión asumida por la cabeza a compresión de la viga.

$$C = 0.85f'_c \cdot a \cdot b \quad (78)$$

Brazo del momento requerido en función de la altura z .

$$Arm_{(z)} = (d - a / 2) \cos(\alpha) \quad (79)$$

Figura 48. Diagrama de presiones debido a la flexión



Fuente. Autores del proyecto

De la figura 47, se obtiene una expresión para el cálculo del acero a flexión A_s :

$$A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{M_u}{f_y (Arm)} \quad (80)$$

Donde (Arm) es el brazo del momento en función de la altura del contrafuerte

$$Arm_{(z)} = (d - a / 2) \cos(\alpha) \quad (81)$$

En todo caso A_s debe ser mayor que el acero determinado por la cuantía mínima $\rho_{Min} = 0.0025$.

$$A_s (Mín) = \rho_{Min} b_e d_{(z)} \cos(\alpha) \quad (82)$$

El esfuerzo cortante según la figura 48 esta dado por:

$$V = V' + T_v \quad (83)$$

La porción del cortante requerido soportado por el concreto y los estribos esta dada por.

$$V' = V_{(z)} - T_v \quad (84)$$

Donde T_v es la porción del cortante requerido soportado por el acero a tensión.

$$T_v = \frac{M \cdot \tan(\alpha)}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (85)$$

Del diagrama de cortante presentado en la gráfica 47 se dedujo la expresión para el cortante requerido en una altura Z (ecuación (75)) y con las consideraciones anteriores el esfuerzo cortante requerido es.

$$\frac{v_u}{\phi} = \frac{V}{\phi \cdot b \cdot d} \left(1 - \frac{M \cdot \tan(\alpha)}{V \cdot (arm)}\right) \quad (86)$$

Reemplazando la ecuación (81) en la ecuación (86):

$$\frac{v_U}{\phi} = \frac{V_{u(z)}}{0.85b_w d} \left(1 - \frac{M_{u(z)} \cdot \text{Tan}(\alpha)}{V_{(z)} \left(d - \frac{a}{2} \right)} \right) \quad (87)$$

Una vez obtenido el esfuerzo cortante requerido lo comparamos con el cortante nominal del concreto.

$$\frac{v_U}{\phi} < v_c \quad (88)$$

Donde:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \quad (89)$$

El esfuerzo requerido por el refuerzo a cortante en caso de que se requiera esta dado.

$$v_s = \frac{v_U}{\phi} - v_c \quad (90)$$

Si no se requiere refuerzo a cortante se debe colocar el refuerzo mínimo¹⁶, cuya separación entre estribos, esta dada por:

$$S_o = \frac{A_v f_y}{v_s b_w} \quad (91)$$

Donde A_v es el área de un estribo de 3/8 " de dos ramas.

En el caso de los contrafuertes es necesario colocar los estribos inclinados condicionados¹⁷ por la separación máxima dada por la siguiente expresión:

$$S_{o\text{MAX}} = d \cdot \frac{\sqrt{2} \cdot \text{Sen}(90 - \alpha)}{4 \cdot \text{Sen}(45 + \alpha)} \leq 60 \text{ [cm]} \quad (92)$$

¹⁶ NSR 98. C11.5

¹⁷ NSR-98. C.11.5.4.2

La longitud de los estribos varía a lo largo del contrafuerte, para una profundidad z medida desde la superficie superior del relleno ver figura 49. Se tiene la siguiente expresión para el cálculo de la longitud del estribo en consideración, teniendo en cuenta que el estribo se arma entre los refuerzos del intradós y el refuerzo longitudinal del contrafuerte.

$$L_{(z)} = 2[(h_f - d'') + (b_w - 2 \cdot d'') + (S_o \cdot n_{(z)} \cdot \text{Tan}(\alpha) - d'') + 0.08] [m] \quad (93)$$

Donde $n_{(z)}$ = es el número de estribos dispuestos en el contrafuerte hasta la profundidad z .

$$n_{(z)} = \left(\frac{Z}{S_o} \right) \quad (94)$$

El número total de estribos en el contrafuerte se denomina con la letra n y está dado por la siguiente ecuación.

$$n = \left(\frac{H - h}{S_o} \right) \quad (95)$$

Para determinar la cantidad de acero de refuerzo cortante se hace necesario sumar la longitud variable de cada uno de los estribos que conforman el refuerzo en el contrafuerte. Aplicando la sumatoria desarrollada por Newton se obtiene la expresión.

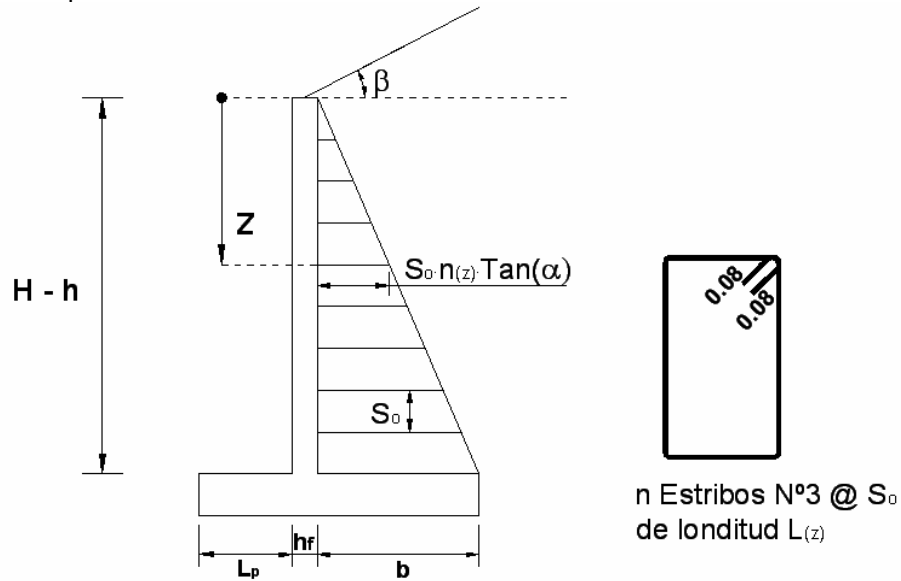
$$\sum_{i=1}^n L_i = 2 \cdot n \cdot (h_f + b_w + 0.08 - 4d'') + 2 \cdot S_o \cdot \text{Tan}(\alpha) \left(\frac{n(n+1)}{2} \right) \quad (96)$$

Se recomienda disponer verticalmente un refuerzo de retracción y fraguado en las caras laterales del contrafuerte, garantizándose el refuerzo mínimo de 3 cm^2 de acero por metro de altura de muro, para prevenir la formación de grietas en dichas caras del contrafuerte.

El número total de barras en el contrafuerte se denomina con la letra n y está dado por la siguiente ecuación.

$$n = 2 \cdot \frac{b}{e} \quad (97)$$

Figura 49. Disposición del refuerzo a cortante en el contrafuerte



Fuente. Autores del proyecto

Para determinar la cantidad de acero de refuerzo por retracción y temperatura se hace necesario sumar la longitud variable de cada uno de las barras que conforman el refuerzo en el contrafuerte. Aplicando la sumatoria desarrollada por Newton se obtiene.

$$\sum_{i=1}^n L_i = n \left(H + d + \frac{e}{\tan(\alpha)} - h \right) - \frac{e}{\tan(\alpha)} \frac{n(n+1)}{2} \quad (98)$$

3. BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL¹⁸

En la evaluación de una estructura de contención con respecto a la estabilidad externa se utiliza las presiones reales de tierra y las cargas muertas y vivas de servicio calculadas o estimadas con factores de carga iguales a 1.0.

Las presiones de contacto en el suelo, calculadas para condiciones de carga de servicio, se comparan con las presiones admisibles de contacto. Los factores de seguridad contra volcamiento y deslizamiento se determinan con base en las condiciones para cargas de servicio. Para el diseño estructural de los elementos del muro se afectarán las solicitudes reales de cargas de servicio con los factores de carga que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y las presiones de tierras. El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas y presiones de tierras, ya que el diseñador puede estimar con más precisión las magnitudes de estas cargas. Los muros de contención rígidos de concreto armado deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.10 contenido en la NSR 98.

3.1 COMBINACIONES BASICAS DE CARGAS

Las combinaciones usuales de carga consideradas en la NSR 98 están dadas en la especificación B.2.4.2. En estas fórmulas se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas y H para presiones de tierras. La letra U representa la carga ultima. A continuación se resumen los factores de carga de la NSR 98 relacionados con el diseño estructural de muros de contención:

Si la resistencia a la presión lateral de tierra H se incluye en el diseño, junto con las cargas muerta D y viva L, la resistencia requerida U debe ser mayor o igual a

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (99)$$

Cuando D o L reduzcan el efecto de H, la resistencia exigida U debe ser por lo menos igual a

$$U = 0.9D + 1.7H \quad (100)$$

Para cualquier combinación de D, L y H, la resistencia requerida no debe ser menor que

¹⁸ ARTHUR H. Nilson. Diseño de Estructuras de concreto. Bogotá: 1999, p.17.

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (101)$$

Son posibles muchas combinaciones alternas de cargas muertas y vivas mayoradas y de presiones laterales. Cargas muertas como el peso del concreto debe multiplicarse por 0.9 cuando reduzcan los momentos de diseño como para la losa de la puntera, pero deben multiplicarse por 1.4 cuando aumenten los momentos, como para la losa del talón. La carga muerta de la tierra sobre el talón debe multiplicarse por un factor de 1.4, pero hacer esto no sería coherente con la especificación de presión lateral de $1.7H$ que depende, al menos en parte, del empuje lateral de tierra sobre la losa del talón. En el diseño de muros de contención utilizando factores de carga debe adoptarse un enfoque más simplificado. El procedimiento que se describe a continuación parece ser consistente con la intención de la NSR 98.

Las presiones laterales de tierras se considerarán cargas vivas y se les aplicarán un factor de 1.7. En general, la presión de reacción del suelo bajo la estructura para el estado de cargas mayoradas se tomará igual a 1.7 veces la presión del suelo determinada para las condiciones de cargas de servicio en el análisis de estabilidad externa.

Para muros con contrafuertes, la carga muerta calculada de la losa de la puntera, que causa momentos en el sentido opuesto a los producidos por la reacción del suelo hacia arriba, se multiplicará por un coeficiente de 0.9. Para la losa del talón, la capacidad requerida a momento se basará en la distribución triangular asumida de esfuerzos que esta condicionada por la carga muerta de la misma losa, más la tierra directamente encima de ella, ambas multiplicadas por 1.4. La sobrecarga, se tratará como una carga viva con un coeficiente de carga de 1.7.

3.2 CUANTIAS MINIMAS PARA REFUERZO A FLEXION

Según lo dispuesto en el artículo C.14.1.2 de la NSR 98 los muros de contención rígidos de concreto armado deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.10, recordando que el temario desarrollado por este capítulo corresponde al diseño de elementos sometidos a flexión y efectos axiales.

➤ Refuerzo mínimo en el vástago. Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical mínimo que da C.14.3.3 de la NSR 98 sobre el área bruta del muro se describen a continuación.

- 0.0020 para barras corrugadas con diámetro menor o igual al de la barra N° 5 (5/8") ó 16M (16 mm.), con f_y mayor o igual a 420 MPa, o 0.0025 para las otras barras corrugadas, o 0.0020 para malla electrosoldada de alambre liso o corrugado, con alambres de diámetro menor de 16 mm.

➤ refuerzo de temperatura en el vástago. Según el artículo A.5.6.2.3 del código Colombiano de diseño sísmico de puentes recomienda que se deba disponer horizontal y verticalmente en las caras expuestas que no tengan refuerzo calculado, un mínimo de 3 cm² de acero por metro de altura de muro, para restringir la formación de grietas de temperatura y retracción.

➤ Refuerzo mínimo en la losa de la puntera y talón. Las cuantías horizontales y transversales en la losa de cimentación estas condicionadas a las consideraciones expuestas en el artículo C.15.4.5 de la NSR 98. Como la losa de cimentación trabaja en una dirección de refuerzo principal a flexión debe tener una cuantía mínima de 0.0018 en ambas direcciones.

3.3 RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO

Las barras del refuerzo deben tener los recubrimientos mínimos dados en el C.7.7.1. En ambientes agresivos deben utilizarse recubrimientos adecuados los cuales dependen de las condiciones de exposición.

Para concreto colocado directamente sobre el suelo y en contacto permanente con la tierra el recubrimiento mínimo es de 70 mm.

3.4 SEPARACION ENTRE BARRAS

En el artículo C.7.6 se resumen las disposiciones referidas a la separación entre barras de refuerzo a flexión contenidas en la NSR 98 relacionados con el diseño estructural de muros de contención:

- La distancia libre entre barras paralelas colocadas en una fila (o capa), no debe ser menor que el diámetro d_b de la barra, no menor de 25 mm. ni menor de 1.33 veces el tamaño del agregado grueso.

- Cuando se coloquen dos o más filas (o capas) de barras, las barras superiores deben colocarse directamente encima de las inferiores, y la separación libre entre filas no debe ser menor de 25 mm.
- La especificación de distancia libre entre barras, debe cumplirse también en la separación libre entre un empalme por traslapo y otros empalmes u otras barras.
- En losas macizas y muros, las barras de refuerzo a flexión deben tener una separación máxima de 3 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 500 mm. Cuando se trate de refuerzo de temperatura la separación debe ser menor de 5 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 500 mm.

3.4 DISEÑO DEL REFUERZO DE CORTANTE DEL CONTRAFUERTE

El cálculo del esfuerzo a cortante solicitado se determina de acuerdo con la expresión:

$$V_U = \frac{V_{u(z)}}{b_w d} \left(1 - \frac{M_{u(z)} \cdot \text{Tan}(\alpha)}{V_{(z)} \left(d - \frac{a}{2} \right)} \right) \quad (102)$$

Donde:

$$V_{u(z)} = \frac{1.7 \cdot P_1 \cdot S}{2(H-h)} Z^2 \quad (103).$$

El diseño de las secciones transversales del contrafuerte sometidas a esfuerzos cortantes y tracción diagonal debe basarse en las disposiciones de C.11.1 de la NSR 98:

$$V_U \leq \phi V_n \quad (104)$$

Donde V_U es el esfuerzo mayorado en la sección bajo consideración y V_n es el esfuerzo resistente nominal que se calcula como:

$$V_n = V_C + V_S \quad (105)$$

Donde V_C es el esfuerzo resistente nominal del concreto, calculado de acuerdo con NSR C.11.3.1.1

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \quad (106)$$

V_s Es el esfuerzo resistente nominal del acero de refuerzo a cortante, calculado de acuerdo con C.11.5.6.

$$V_s = \frac{A_v f_y}{b_w s} \quad (107)$$

A_v Es el área del refuerzo a cortante dentro de la distancia s ; b_w es el ancho del alma de la sección de la viga en consideración.

3.5 NORMATIVIDAD SISMICA

Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de quince años, en función de la aceleración pico efectivo correspondiente a este nivel de umbral de daño, representada por el parámetro A_d . El valor de este coeficiente de aceleración sísmica horizontal expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, esta dada para la NSR 98 de acuerdo con el artículo A.12.2.2.

El artículo A.12.2.2 establece que para calcular el coeficiente de aceleración sísmica horizontal primero se tiene que determinar el número de la región en donde está localizada la estructura de contención. El valor de A_d se obtiene de la tabla A.12-1, en función del número de la región.

Tabla 2. Valores de A_d según la región

REGION	A_d
8	0.07
7	0.06
6	0.05
5	0.04
4	0.03
3	0.02
2	0.01
1	0.005

Fuente NSR 98 A.12.1

➤ Componente vertical de los movimientos sísmicos. Cuando se necesite utilizar la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño en el procedimiento de análisis dinámico, ésta puede tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelerogramas en concordancia con lo establecido en el artículo A.2.8 de la NSR 98.

$$\frac{a_{CV}}{g} = \frac{2}{3} \left(\frac{a_{CH}}{g} \right) \quad (107)$$

Donde $\frac{a_{CH}}{g}$ es la aceleración sísmica horizontal expresada como fracción de la aceleración de la gravedad; $\frac{a_{CV}}{g}$ es la aceleración sísmica vertical expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

➤ Efectos de las aceleraciones verticales. Según el artículo A.3.6.13 en las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, deben tenerse en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos verticales en los siguientes elementos estructurales:

- en los voladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia, y en los elementos construidos con concreto preesforzado, deben utilizarse combinaciones de carga adicionales a todas aquellas que incluyan carga muerta, utilizando el 50 por ciento de la carga muerta. A.3.7.1

➤ Fuerzas sísmicas de diseño de los elementos estructurales. Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requerida por el Título B del Reglamento (NSR 98), debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño $E = F_s / R$ que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_o multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por

irregularidades en altura y en planta, para el diseño de muros con contrafuertes los valores de irregularidad se desprecian y por lo tanto $R = R_o$. El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para determinar el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R_o se consulta la tabla A.3.1 de la NSR 98.

Tabla 3. Valores de R_o para muros

Tabla A.3-1
SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor de R_o (Nota 2)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema de resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema de resistencia para cargas verticales		alta		intermedia		baja	
			uso permit	altura max	uso permit	altura max	uso permit	altura max
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	5.0	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales								
a. muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	7.0	si	72 m	si	sin límite	si	sin límite
b. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.5	no se permite		si	72 m	si	sin límite
c. muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
d. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	4.5	si	45 m	si	60 m	si	sin límite
e. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	3.5	si	30 m	si	40 m	si	sin límite
f. muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical (DMI)	el mismo	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. muros de mampostería confinada (DMO - capacidad moderada de disipación de energía)	el mismo	1.5	Grupo I y II	15 m	Grupo I y II	18 m	Grupo I y II	21 m
h. muros de mampostería de cavidad reforzada (DES - capacidad especial de disipación de energía)	el mismo	4.0	si	45 m	si	60 m	si	sin límite
i. muros de mampostería no reforzada (DMI - no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)								
a. pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	si	24 m	si	30 m	si	sin límite
b. pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:

- 1 - El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- 2 - Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_o debe multiplicarse por ϕ_a y por ϕ_b para obtener $R = \phi_a \phi_b R_o$ (Véase A.3.3.3).
- 3 - La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde A_s sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso I, de uno y dos pisos.
- 4 - En sistemas prefabricados debe emplearse $R_o = 1.5$. Véase A.3.1.7.

Fuente. NSR 98

3.6 DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

La tracción o compresión en el refuerzo calculada en cada sección de los elementos de concreto reforzado, debe desarrollarse en cada lado de dicha sección mediante longitud de anclaje, gancho, o anclaje extremo, o una combinación de los mismos. Los ganchos solo pueden utilizarse para el desarrollo de barras a tracción. Los valores de la expresión $\sqrt{f'_c}$ utilizados en el presente Capítulo no pueden exceder 8.3 MPa.

- Desarrollo de barras corrugadas y alambre corrugado a tracción. La longitud de desarrollo l_d , en términos de d_b para barras corrugadas y alambres corrugados a tracción, debe calcularse como indica C.12.2.2 o C.12.2.3 de la NSR 98, pero l_d no puede ser menor que 300 mm.
- Casos simplificados¹⁹. Para barras corrugadas o alambre corrugado, el cociente l_d/d_b , debe calcularse así:

Tabla 4. Longitudes de desarrollo

	Barras N° 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores, y alambre corrugado	Barras N° 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores
Separación libre entre barras, que se desarrollan o empalman, mayor o igual a d_b , recubrimiento libre mayor o igual a d_b , y estribos a lo largo de l_d cumpliendo el mínimo requerido, o separación libre entre barras, que se desarrollan o empalman, mayor o igual a $2d_b$ y recubrimiento libre mayor o igual a d_b .	$\frac{l_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta}{25 \sqrt{f'_c}} (*)$	$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3 f_y \alpha \beta}{5 \sqrt{f'_c}} (*)$
Otros casos (separación mínima entre barras según C.7.6.1, recubrimiento mínimo según C.7.7 y sin estribos mínimos)	$\frac{l_d}{d_b} = \frac{18 f_y \alpha \beta}{25 \sqrt{f'_c}} (*)$	$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 f_y \alpha \beta}{10 \sqrt{f'_c}} (*)$

Fuente. NSR-98

¹⁹ NSR 98 C.12.2.2

Para barras corrugadas o alambre corrugado, el cociente l_d/d_b , debe calcularse utilizando la ecuación:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9f_y \alpha \beta \gamma}{10\sqrt{f_c} \left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \leq 2.5 \quad (108)$$

Donde α = es el coeficiente relacionado con la localización de la barra.

- Refuerzo horizontal colocado de tal manera que haya más de 300 mm. de concreto fresco en el momento de vaciar el concreto, debajo de la longitud de desarrollo o del empalme..... $\alpha = 1.3$
- Otro refuerzo $\alpha = 1.0$

β = Es el coeficiente relacionado con el tipo de superficie del refuerzo.

- Barras de refuerzo, o alambres con recubrimiento epóxico, con recubrimiento de concreto menor que 3db, o separación libre entre barras menor que 6db..... $\beta = 1.5$
- Todos los otros casos de barras y alambres con recubrimiento epóxico..... $\beta = 1.2$
- Barras y alambres sin recubrimiento epóxico..... $\beta = 1.0$

El producto $\alpha\beta$ no hay necesidad de que exceda 1.7, γ = Es el coeficiente de escala relacionado con el diámetro de la barra.

- Barras N° 6 (3/4") ó 20 mm. o menores, y alambre corrugado..... $\gamma = 0.8$
- Barras N° 7 (7/8") ó 22 mm. y mayores..... $\gamma = 1.0$

c = Dimensión del espaciamiento o del recubrimiento del refuerzo, expresado en mm.

K_{tr} = Es el índice de refuerzo transversal.

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10Sn} \quad (109)$$

Donde:

- A_{tr} = Área total de refuerzo transversal en forma de estribos, dentro de una distancia s y que cruza un plano potencial de fractura adyacente al refuerzo que se desarrolla, en [mm²].
- f_{yt} = Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo transversal, expresada en MPa.
- S = Espaciamiento, centro a centro, del refuerzo transversal que existe en la longitud de desarrollo l_d , expresado en mm.
- n = Número de barras, en una misma fila o capa, que se empalman o desarrollan, a lo largo del plano de fractura.

Como una simplificación de diseño, se permite utilizar $K_{tr} = 0$ aunque haya refuerzo transversal presente.

➤ Refuerzo en exceso²⁰. La longitud de desarrollo puede reducirse cuando el refuerzo en un elemento a flexión es mayor del que se requiere por análisis, exceptuando aquellos casos en los cuales el anclaje o el desarrollo de f_y sea requerido específicamente, o en estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) como las define el Capítulo C.21. La reducción puede hacerse en la siguiente proporción.

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ suministrado}} \quad (110)$$

Los muros con contrafuertes se consideran estructuras (*DES*), por lo tanto no se reducirá las longitudes de desarrollo de los refuerzos solicitados.

➤ Desarrollo de barras corrugadas a compresión²¹. La longitud de desarrollo l_d en mm. Para barras corrugadas a compresión, debe calcularse como el producto

²⁰ NSR 98 C.12.2.5

²¹ NSR 98 C.12.3

de la longitud de desarrollo básica, l_{db} , de C.12.3.2 y los coeficientes de modificación aplicables de C.12.3.3., pero l_{db} no puede ser menor de 200 mm.

➤ Artículo c.12.3.2. La longitud de desarrollo básica, l_{db} , es:

$$\frac{d_b f_y}{4\sqrt{f'_c}} \geq 0.04 d_b f_y \quad (111).$$

➤ Artículo c.12.3.3. La longitud de desarrollo básica, l_{db} , se puede multiplicar por los coeficientes aplicables para:

- Refuerzo en exceso del que requiere el análisis $\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ suministrado}}$.
- Refuerzo encerrado dentro de refuerzo en espiral de diámetro no menor de N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm.) y cuyo paso no sea mayor de 100 mm. o estribos de barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm.), que cumplan los requisitos de C.7.10.3 y espaciados a menos de 100 mm. centro a centro 0.75 [cm.].

➤ Ganchos estándar a tracción²². La longitud de desarrollo l_{dh} en mm. Para barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho estándar como lo define C.7.1, debe obtenerse como el producto de la longitud de desarrollo básica l_{hb} de C.12.5.2 por el coeficiente o coeficientes de modificación aplicables de C.12.5.3, pero no puede ser menor que el mayor entre $8d_b$ y 150 mm.

➤ Artículo c.12.5.2. La longitud de desarrollo básica l_{hb} para una barra con gancho, con f_y de 420 MPa, debe ser:

$$\frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (112)$$

²² NSR 98 C.12.5

➤ Artículo c.12.5.3. La longitud de desarrollo básica l_{hb} debe multiplicarse por el coeficiente o coeficientes apropiados siguientes:

- Barras con f_y diferente de 420 Mpa, $\frac{f_y}{420}$
- Para barras N° 11 (1-3/8"), 32M (32 mm.) o menores, con recubrimiento lateral, (normal al plano del gancho) mayor de 60 mm. para ganchos de 90° con recubrimiento en la extensión después del gancho mayor de 50 mm.....0.7
- Para barras N° 11 (1-3/8"), 32M (32 mm.) o menores en que el gancho está rodeado vertical u horizontalmente por estribos con un espaciamiento medido a lo largo de la longitud de desarrollo, l_{hb} , menor de $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra con el gancho.....0.8.
- Barras con gancho que están recubiertas de epóxico..... 1.2.

➤ Artículo c.12.5.4. Para barras que desarrollen f_y a través de un gancho estándar en un extremo discontinuo de un elemento y donde el recubrimiento lateral a ambos lados, y el superior o el inferior, es menor de 60 mm. La barra con gancho debe estar rodeada por estribos espaciados a menos de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo l_{hb} , donde d_b es el diámetro de la barra con gancho. En ese caso no debe usarse el coeficiente dado en C.12.5.3 correspondiente al valor de 0.8.

➤ Artículo c.12.5.5. Los ganchos no se consideran efectivos en el desarrollo de barras en compresión.

➤ Empalmes del refuerzo²³. Los empalmes del refuerzo deben diseñarse de acuerdo con los requisitos descritos a continuación.

➤ Empalmes por traslapo. Las disposiciones contenidas en la NSR 98 respecto a los empalmes traslapados del refuerzo se encuentran en el artículo C.12.14.2. Los empalmes por traslapo no se pueden utilizar para barras mayores de la N° 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm.), con las excepciones indicadas en los artículos C.12.16.2 y en C.15.8.2.3. Los empalmes por traslapo de barras en paquetes deben basarse

²³ NSR 98 C.12.14

en la longitud del empalme traslapado requerida para las barras individuales del paquete, incrementándolos de acuerdo con lo prescrito en C.12.4. Los empalmes por traslapo de barras individuales dentro de un paquete no deben superponerse. El paquete en su totalidad no puede empalmarse por traslapo en un mismo punto. Las barras unidas por medio de empalmes por traslapo que no estén en contacto, en elementos a flexión, no pueden espaciarse transversalmente a más de 1/5 de la longitud requerida para el empalme traslapado, ni a más de 150 mm.

➤ Empalmes a tracción de barras corrugadas²⁴. La longitud mínima de traslapo para empalmes a tracción de las clases A y B no debe ser menor de 300 mm.

Donde:

Empalme Clase A..... $1.0l_d$

Empalme Clase B..... $1.3l_d$

Donde l_d es la longitud de desarrollo a tracción para la resistencia nominal a la fluencia f_y , de acuerdo con C.12.2 y sin el coeficiente de modificación de C.12.2.5.

²⁴ NSR 98 C.12.15

4. CALCULO TIPO

Con el siguiente ejemplo se busca mostrar los cálculos ejecutados por el software MURCON (versión 1.0) en el diseño estructural de los muros con contrafuertes.

4.1 DATOS DE ENTRADA

H = altura total del muro [m].

γ_s = peso específico del suelo [Ton/m³].

γ_{SAT} = peso específico del suelo saturado [Ton/m³].

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo [°].

W_s = sobrecarga del Suelo [Ton/m²].

h_w = altura del nivel freático medida desde la cara inferior del cimiento [m]

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el concreto [°].

β = ángulo del talud del terreno [°].

α = ángulo de inclinación del trasdós [°].

σ_{Adm} = esfuerzo admisible del suelo en la cara inferior del cimiento [Ton/m²].

C = cohesión del suelo [Ton/m²].

h_p = altura pasiva del terreno [m].

γ_c = peso específico del Concreto [Ton/m³].

f'_c = esfuerzo a compresión del Concreto [Mpa].

f_y = esfuerzo De Fluencia del Acero [Mpa].

Se establece los siguientes parámetros de diseño para un muro ubicado en el municipio de Bucaramanga:

$$H = 10 \text{ [m]}$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\phi = 30 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 2 \text{ [m]}$$

$$\delta = 10 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$\beta = 10 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$\alpha = 90 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$C = 0 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

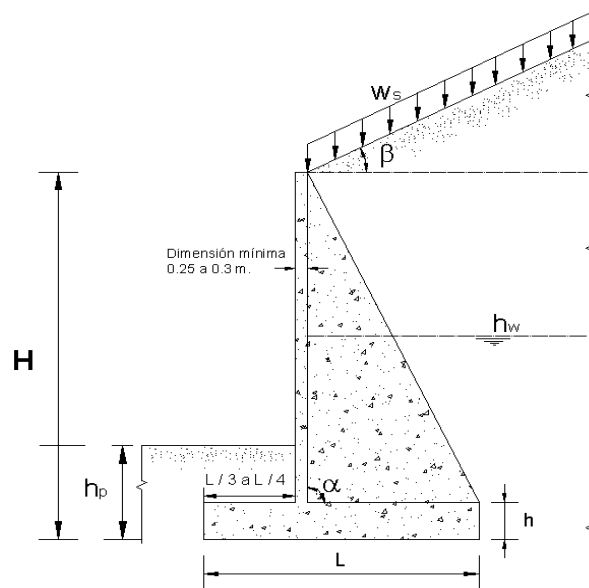
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

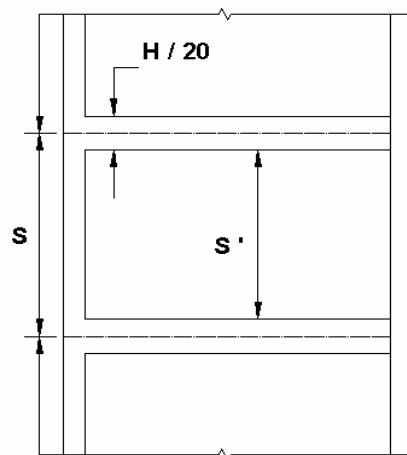
En las figuras 50 y 51 se presenta la nomenclatura que el programa MURCON (versión 1.0) toma en consideración.

Figura 50. Nomenclatura, corte transversal



Fuente. Autores del proyecto

Figura 51. Nomenclatura, vista en planta



Fuente. Autores del proyecto

Donde:

H = altura total del muro [m].

b = ancho del Talón [m].

L = ancho del Cimiento [m].

S = distancia entre ejes de Contrafuertes [m].

S' = longitud del vano entre contrafuertes [m].

h = espesor del Cimiento [m].

h_f = espesor del Vástago [m].

b_w = espesor del Contrafuerte [m].

L_p = ancho del Pie [m].

4.2 PREDIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones propuestas a continuación están sujetas a cambios según la solitud de resistencia requerida.

4.2.1 Espesor del vástago. El espesor del vástago puede variar de (0.25 – 0.5) [m] y es controlado por la comprobación de su resistencia a cortante, este espesor puede variar como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5. Espesores de vástago

Mínimo	0.25
Recomendado	0.3
Según criterio 1	0.35
Según criterio 2	0.4
Máximo	0.5

Fuente. Autores del proyecto

Para el cálculo tipo se seleccionará la opción según criterio 2 correspondiendo al valor de $h_f = 0.4$ [m].

4.2.2 Espesor del cimiento. El espesor de la losa de cimiento puede variar en función de la altura del muro así: $h = \left(\frac{1}{10} \text{ a } \frac{1}{12} \right) H$, de acuerdo a este criterio de dimensionamiento se seleccionará la opción más económica.

$$h = \frac{10}{12} = 0.83 \text{ [m]}$$

4.2.3 Ancho del cimiento. El ancho del cimiento puede variar en función de la altura del muro $L = \left(\frac{H}{2} \text{ a } \frac{2H}{3} \right) [m]$, $L = 2H / 3 = 6.67 [m]$.

4.2.4 Separación entre contrafuertes. La separación entre contrafuertes varía en función de la altura del muro así: $S = \left(\frac{1}{3} \text{ a } \frac{1}{2} \right) H$, teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

Para $H < 12 [m]$, $S < 3 [m]$.

Para $H > 12 [m]$, $S < 2.5 [m]$.

Dado que $S = \frac{10}{3} = 3.33 > 3 [m]$, entonces: $S = 3 [m]$.

4.2.5 Espesor del contrafuerte. Se recomienda que el espesor del contrafuerte sea del orden de $b_w = \frac{H}{20} = 0.50 [m]$.

4.2.6 Ancho del pie. El ancho del pie varía en función del ancho del cimiento L en términos que se presentan a continuación.

$$L_p = \left(\frac{L}{4} \text{ a } \frac{L}{3} \right), L_p = \frac{L}{4} = 1.67 [m].$$

4.2.7 Ancho del talón.

$$b = L - h_f - L_p$$

$$b = 6.67 - 0.4 - 1.67 = 4.60 [m].$$

4.3 CALCULO DE EMPUJES

4.3.1 Empuje Activo Según Rankine. Para determinar el empuje activo de tierra sobre la estructura de contención se requiere calcular el coeficiente de empuje activo K_A y establecer la variación de la presión activa respecto a la profundidad medida desde la superficie superior del relleno.

- Coeficiente de empuje activo K_A .

$$K_A = \cos(\beta) \left(\frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi)}} \right)$$

$$K_A = \cos(10) \left(\frac{\cos(10) - \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(30)}}{\cos(10) + \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(30)}} \right) = 0.35$$

- Presión activa a una profundidad z en $[\text{ton}/\text{m}^2]$ P_A .

$$P_{A(i)} = (w + \gamma \cdot z) \cdot K_A - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_A}$$

$$P_{A1} = (1 + 1.7 \cdot 0) \cdot 0.35 - 2 \cdot 0 \cdot \sqrt{0.35} = 0.35 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$P_{A2} = \left(P_{A1} \right) + (b \cdot \text{Sen}(\beta) + (H - h)) \cdot \gamma \cdot K_A$$

$$P_{A2} = 0.35 + (4.60 \cdot \text{Sen}(10) + (10 - 2)) \cdot 1.7 \cdot 0.35 = 5.58 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

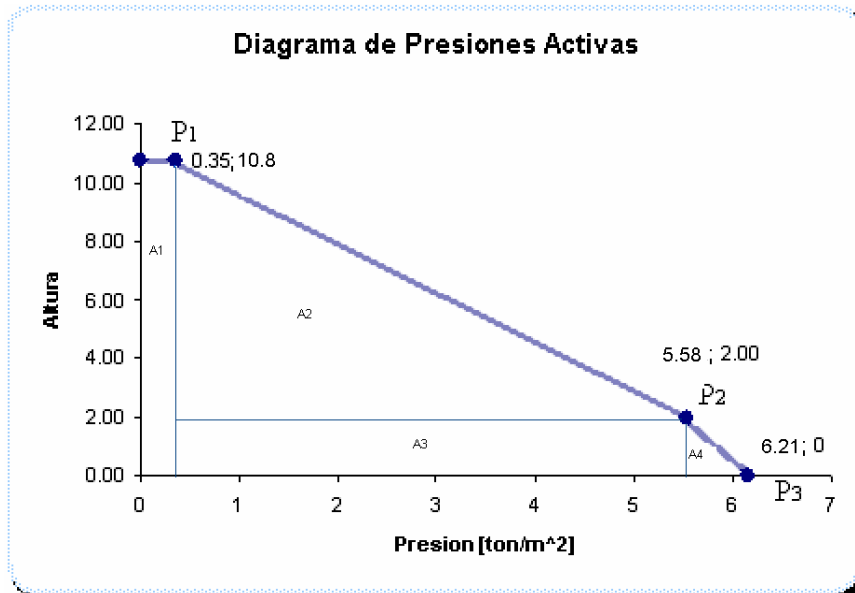
$$P_{A3} = \left(P_{A2} \right) + h_w \cdot (\gamma_{SAT} - 1) \cdot K_A$$

$$P_{A3} = (5.58) + 2 \cdot (1.9 - 1) \cdot 0.35 = 6.21 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

De acuerdo con el diagrama de la figura 52 se calcula la magnitud y el punto de aplicación del empuje generado de las presiones activas, donde P_{Ai} es cada una de las áreas designadas y Y_i es la distancia de su respectivo centroíde.

Con estos Valores se genera el siguiente diagrama de presiones activas.

Figura 52. Diagrama de presiones activas



Fuente: Autores del Proyecto

Con la información establecida se tabulan los datos requeridos para determinar el empuje activo de tierras y su punto de aplicación.

	PA i [Ton/m]	Yi [m]	Pi · Yi [Ton-m/m]
A1	3.77	5.40	20.38
A2	23.00	4.93	113.46
A3	10.46	1.00	10.46
A4	0.63	0.67	0.42
∑ :	37.86		144.71

Entonces:

$$P_A = \sum P_{A_i} = 144.71 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$$

$$Y_A = \frac{\sum (P_{A_i} \cdot Y_i)}{\sum P_{A_i}} = \frac{144.71}{37.86} = 3.82 \text{ [m]}$$

4.3.2 Cálculo de empuje debido a la presión de poros. El empuje del Agua P_w se genera por la distribución triangular de presiones desarrolladas desde la superficie del nivel freático hasta la cara inferior de la losa de cimentación.

- Empuje del agua P_w .

$$P_w = \frac{\gamma_w h_w^2}{2} \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right]; \quad P_w = \frac{1 \cdot 2^2}{2} = 2 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right]$$

- Punto de aplicación.

$$Y_w = \frac{1}{3} h_w \text{ [m]}; \quad Y_w = \frac{1}{3} \cdot 2 = 0.67 \text{ [m]}$$

4.3.3 Cálculo de empujes pasivos Según Rankine. Para determinar el empuje pasivo de tierra sobre la estructura de contención se requiere calcular el coeficiente de empuje pasivo K_p con base a una variación triangular de la presión pasiva debido a que la cohesión del terreno es nula.

- Coeficiente de empuje pasivo K_p .

$$K_p = \text{Cos}(\beta) \left(\frac{\text{Cos}(\beta) + \sqrt{\text{Cos}^2(\beta) - \text{Cos}^2(\phi)}}{\text{Cos}(\beta) - \sqrt{\text{Cos}^2(\beta) - \text{Cos}^2(\phi)}} \right)$$

$$K_p = \text{Cos}(10) \left(\frac{\text{Cos}(10) + \sqrt{\text{Cos}^2(10) - \text{Cos}^2(30)}}{\text{Cos}(10) - \sqrt{\text{Cos}^2(10) - \text{Cos}^2(30)}} \right) = 2.77$$

- Empuje pasivo a una profundidad (z).

$$P_{P(i)} = (w + \gamma \cdot z) \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

$$P_{P(i)} = (1.7 \cdot 1.0) \cdot 2.77 - 2 \cdot 0 \cdot \sqrt{2.77} = 4.72 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

- Empuje pasivo P_p .

$$P_p = \frac{1}{2} P_{p(i)} \cdot z = \frac{1}{2} 4.72 \cdot 1.0 = 2.36 \left[\frac{\text{Ton}}{m} \right]$$

- Punto de aplicación $Y_p = \frac{h_p}{3} = \frac{1}{3} [m]$.

4.4 CÁLCULO DE LA ACCIÓN SÍSMICA

4.4.1 Acción sísmica método de Mononobe Okabe.

- Aceleración pico efectiva horizontal y vertical. En la siguiente tabla²⁵ se escoge el valor de A_a , en este caso el muro se localiza en la región 6, por consiguiente la aceleración pico efectiva horizontal de diseño es $A_a = \frac{a_{CH}}{g} = 0.25$.

Cuando se necesite utilizar la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño en el procedimiento de análisis dinámico, ésta puede tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a la aceleración efectiva horizontal de diseño es decir:

$$\frac{a_{cv}}{g} = \frac{2}{3} \cdot (A_a)$$

$$\frac{a_{cv}}{g} = \frac{2}{3} \cdot (0.25) = 0.17 .$$

Tabla 6. Aceleración pico efectiva horizontal

REGION	Aa
1	0.05
2	0.075
3	0.10
4	0.15
5	0.20
6	0.25
7	0.30
8	0.35
9	0.40
10	0.45

Fuente: Autores del Proyecto

²⁵ NSR 98 Prefacio. Pág. VIII. Figura 4 - Mapa de A_a (aceleración pico efectiva horizontal de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$).

El valor del ángulo θ se establece en función de las dos componentes de la

$$\text{aceleración pico efectiva } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{a_{CH}}{g}}{1 - \frac{a_{CV}}{g}} \right),$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.25}{1-0.17} \right) = 16.7 \text{ [}^\circ\text{]}.$$

- Coeficiente de empuje sísmico K_s . Este coeficiente se expresa en función de los ángulos de fricción interna del suelo, inclinación del talud de relleno, fricción suelo – concreto, inclinación de la cara del intradós y el ángulo que conforman las componentes de aceleración pico efectiva horizontal y vertical.

$$k_s = \frac{\frac{\text{sen}^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}(\delta + \theta + \alpha)}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta - \alpha) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

$$k_s = \frac{\frac{\text{sen}^2(30 - 16.7 + 90)}{\cos(16.7) \cdot \text{sen}(10 + 16.7 + 90)}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 10) \cdot \text{sen}(30 - 10 - 16.7)}{\cos(10 + 16.7 - 90) \cdot \text{sen}(10 + 90)}} \right)^2} = 0.67.$$

- Chequeo de la inclinación del talud. La inclinación del talud debe satisfacer la desigualdad $\beta \leq \phi - \theta$.

$$10 \leq 30 - 16.7 \quad OK$$

- Incremento del empuje activo por la acción sísmica ΔE_s .

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} \gamma_{PROM} H^2 \left[\left(1 + \frac{a_{CV}}{g} \right) k_s - k_A \right]$$

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} \left(\frac{(1.7 \cdot 8 + 1.9 \cdot 2)}{10} \right) \cdot 10^2 [(1 + 0.17) \cdot 0.67 - 0.35] = 37.75 \left[\frac{Ton}{m} \right]$$

- Fuerza sísmica reducida por el coeficiente de capacidad de disipación de energía²⁶ $R = 7.0$

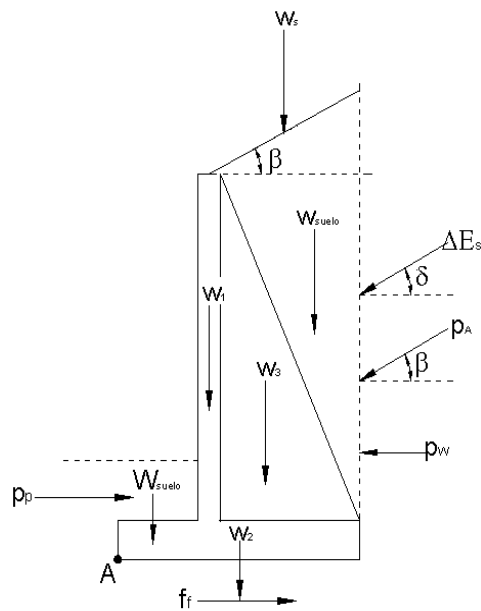
$$F_s = \frac{\Delta E_s}{R}$$

$$F_s = \frac{37.75}{7} = 5.39 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right].$$

4.5 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD

4.5.1 Diagrama de cuerpo libre. En el siguiente diagrama se muestran las fuerzas que actúan sobre el muro.

Figura 53. Diagrama de cuerpo libre



Fuente. Autores del proyecto

²⁶ NSR 98. A.3.3.3

4.5.2 Fuerzas horizontales desestabilizantes.

	Phi	Yi	Phi·Yi
$P_A \cos(\beta)$	37.28	3.82	142.52
P_w	2.00	0.67	1.33
$F_s \cos(\beta)$	5.23	6.00	31.39

$$\sum P_H = \boxed{44.52} \text{ [Ton/m]} \quad \sum M(D) = \boxed{175.23} \text{ [(Ton-m)/m]}$$

4.5.3 Fuerzas horizontales estabilizantes.

	Pvi [Ton]	Xi	Pvi·Xi
W_1	26.40	1.87	49.37
W_2	40.02	3.34	133.47
W_3	25.30	3.60	91.16
W_{suelo1}	18.34	5.24	96.05
W_{suelo2}	183.43	4.37	801.57
W_{suelo3}	18.74	5.24	98.13
W_s	13.80	4.37	60.31
$P_A \text{ Seno}(\beta)$	19.72	6.67	131.55
$\Sigma =$	<u>345.75 [Ton]</u>		<u>1461.61 [Ton-m]</u>

- Sumatoria de fuerzas verticales por unidad de longitud $\frac{\sum P_{vi}}{S}$

$$\frac{\sum P_v}{S} = \frac{345.75}{3} = 115.25 \left[\frac{\text{Ton}}{m} \right]$$

- Sumatoria de momentos estabilizantes por unidad de longitud $\sum M(R)$

$$\sum M(R) = \frac{\sum (P_{vi} \cdot X_i)}{S} = \frac{1461.61}{3} = 487.20 \left[\frac{\text{Ton-m}}{m} \right]$$

4.5.4 Estabilidad al deslizamiento. Debe cumplir el requerimiento dado por la siguiente expresión.

$$F_{SD} = \frac{F_F + P_P}{\sum P_H} \geq 1.5$$

Donde F_F es la fricción entre el suelo y el cimiento teniendo en cuenta los efectos cohesivos $F_F = \sum P_V \cdot \tan(\phi_A) + C_A \cdot L$.

$$F_F = 115.25 \cdot \tan(30) + 0.6 \cdot 6.67 = 66.53 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right].$$

$$F_{SD} = \frac{66.53 + 2.36}{44.52} = 1.55 \geq 1.5$$

4.5.5 Estabilidad al volcamiento. Debe cumplir los requerimientos dados por las siguientes expresiones en función del tipo de suelo.

$$F_{SV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_D} \geq 3.0 \quad \text{Para Suelos Granulares}$$

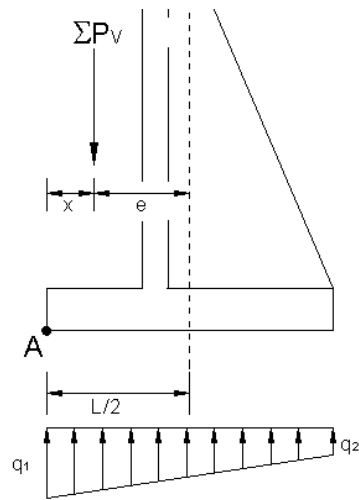
$$F_{SV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_D} \geq 2.0 \quad \text{Para Suelos Arcillosos}$$

Se aceptara un factor de seguridad al volcamiento del orden de $F_{SV} = 2.0$

$$F_{SV} = \frac{487.20}{175.23} = 2.78 \geq 2.0 \quad \text{OK}$$

4.5.6 Estabilidad de la cimentación.

Figura 54. Diagrama de Esfuerzos sobre la Cimentación



Fuente. Autores del proyecto

- El punto de aplicación X de la resultante de las fuerzas verticales $\sum P_v$ debe estar dentro del tercio central del ancho de la cimentación L , por lo tanto la excentricidad medida desde el eje de simetría del cimiento $e = \frac{L}{2} - X$ debe ser menor que $\frac{L}{6}$.

$$X = \frac{\sum M(R) - \sum M(D)}{\sum P_v}$$

$$X = \frac{487.20 - 175.23}{115.25} = 2.71 \text{ [m]}.$$

$e = \frac{6.67}{2} - 2.71 = 0.625 < \frac{6.67}{6} = 1.11 \text{ [m]}$ OK. La resultante de fuerzas verticales sobre la losa de cimentación esta localizada en el tercio central.

- El esfuerzo máximo producido por el muro sobre la cimentación q_1 no debe exceder la resistencia admisible del suelo σ_{ADM}

$$q_1 = \frac{\sum P_v}{L} \cdot \left(1 + \frac{6e}{L}\right); \quad q_2 = \frac{\sum P_v}{L} \cdot \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_1 = \frac{115.25}{6.67} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0.625}{6.67}\right) = 28.08 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]; \quad q_2 = \frac{115.25}{6.67} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0.625}{6.67}\right) = 7.56 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

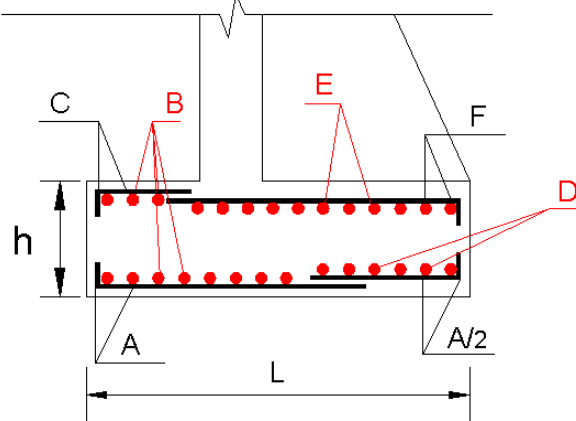
$$q_1 \leq \sigma_{Adm}$$

$$28.08 \leq 30 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right] \quad \text{OK}$$

4.6 DISEÑO DEL REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN

Factor de mayoración de carga según el grupo²⁷ $1.4D + 1.7L + 1.7H + E$.

Figura 55. Nomenclatura del refuerzo de la cimentación



Fuente. Autores del proyecto

4.6.1 Chequeo del cortante a una distancia d del intradós.

- El cortante solicitado a una distancia d de la cara del intradós se determina por la siguiente ecuación.

$$V_u = 1.7 \left(\frac{q_1 + q_x}{2} - q_{\gamma c} \right) X_d$$

- El esfuerzo cortante a una distancia X_d del extremo de la puntera esta dado

por ; $q_{(x)} = q_2 + \frac{(q_1 - q_2)}{L} \cdot (L - X_d)$

- Esfuerzo cortante requerido esta dado por la expresión; $\frac{v_u}{\phi} = \frac{V_u}{0.85b_w d}$

- Esfuerzo cortante nominal del concreto; $v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$

- Condición para que la cimentación no requiera refuerzo a cortante; $\frac{v_u}{\phi} \leq v_c$

Donde $X_d = L_p - d$

²⁷ NSR 98 B.2.4.2

$$X_d = 1.67 - 0.76 = 0.91 \text{ [m]}$$

$$q_{(x)} = 7.56 + \frac{(28.08 - 7.56)}{6.67} \cdot (6.67 - 0.91) = 25.28 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right]$$

$$V_U = 1.7 \left(\frac{28.08 + 25.28}{2} - 2 \right) \cdot 0.91 = 41.96 \text{ [Ton]}$$

$$\frac{v_U}{\phi} = \frac{(41.96) \cdot (10000)}{0.85 \cdot 1000 \cdot 760} = 0.65 \text{ [MPa]}$$

$$v_c = \frac{\sqrt{21}}{6} = 0.764 \text{ [MPa]}$$

$$0.65 < 0.764 \text{ OK!}$$

4.6.2 Diseño a flexión del pie ó puntera (refuerzo (A)). El calculo de los momentos aplicados a la puntera se basa en las siguientes hipótesis:

- El cálculo del refuerzo solicitado en el pie de la cimentación se hará por metro lineal
- Se utilizará la teoría de distribución de esfuerzo simplificada propuesta por Whitney
- El esfuerzo cortante a un a distancia X_o del extremo de la puntera esta dado por ; $q_{(x_o)} = q_2 + \frac{(q_1 - q_2)}{L} \cdot X_o$

Donde $X_o = L - L_p$.

$$q_{(x_o)} = 7.56 + \frac{(28.08 - 5.48)}{6.67} \cdot (6.67 - 1.67) = 24.5 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right]$$

- El momento solicitado en la cara del intradós se determina por la siguiente ecuación:

$$M_U = 1.7 \left(q_{(x_o)} \frac{L_p^2}{2} + (q_1 - q_{(x_o)}) \left(\frac{L_p^2}{3} \right) - q_{\gamma c} \frac{L_p^2}{2} \right)$$

Donde q_{γ_c} es el esfuerzo producido por peso propio de la puntera por unidad de longitud.

$$q_{\gamma_c} = \gamma_c \cdot 1.0 \cdot h = 2.4 \cdot 1.0 \cdot 0.83 = 2.0 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right]$$

$$M_U = 1.7 \left(24.5 \frac{1.67^2}{2} + (28.08 - 24.5) \left(\frac{1.67^2}{3} \right) - 2.0 \frac{1.67^2}{2} \right) = 59 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$$

$$M_U = 5899.55 \text{ [Ton}\cdot\text{cm]}$$

De acuerdo a la teoría de distribución de esfuerzos de Whitney se obtiene expresiones simplificadas para el cálculo del refuerzo por metro lineal de la puntera.

- Coeficiente de resistencia (K) esta dado por: $K = \frac{M_U}{bd^2}$

$$K = \frac{5899.55}{100(100 \cdot (0.83 - 0.07))^2} = 0.0102 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right]$$

- La cuantía de aceros (ρ) esta dada por $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right)$, donde m esta dada por la siguiente expresión:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 21} = 23.52, \text{ la cuantía mínima}^{28} \text{ corresponde a } 0.0018.$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 23.53 \cdot 0.0102}{\left(\frac{420}{100} \right)}} \right) = 0.0025$$

- El acero requerido por metro lineal se determina por: $A_s = \rho \cdot b \cdot d$

²⁸ Según NSR 98 C.15.4.5.

$$A_s = 0.0025 \cdot 100 \cdot 76 = 19 \text{ [cm}^2\text{]}$$

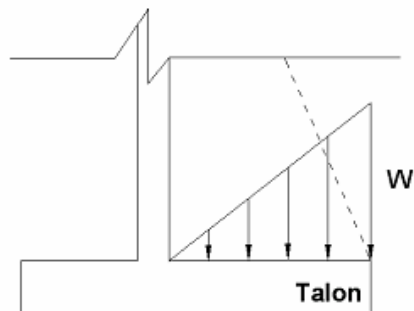
- El espaciamiento E_{As} es calculado para barras N° 5 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#5}}\right)};$$

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{19.13}{1.98}\right)} = 10.35 \approx 10 \text{ [cm]}$$

4.6.3 Diseño a flexión del talón. El talón se diseña para una distribución triangular como se muestra a continuación:

Figura 56. Distribución Asumida de esfuerzos en el talón



Fuente. Autores del Proyecto

El valor W esta dado por la siguiente formula:

$$W = W_e + W_c + W_T - q_2$$

Donde:

$$W_e = P_2 + (h_w - h)\gamma_{SAT}$$

$$P_2 = (w_s + \gamma \cdot Z)$$

$$P_2 = (w_s + \gamma \cdot (H - h + b \cdot \text{Sen}(\beta)))$$

$$P_2 = (1.0 + 1.7 \cdot (10 - 0.83 + 4.60 \cdot \text{Sen}(10))) = 17.94 \left[\frac{\text{Ton}}{m^2} \right].$$

$$W_e = 17.94 + (2.0 - 0.83) \cdot 1.9 = 20.17 \left[\frac{\text{Ton}}{m^2} \right]$$

$$W_c = h \cdot 2.4$$

$$W_c = 0.83 \cdot 2.4 = 2.0 \left[\frac{\text{ton}}{m^2} \right]$$

$$W_T = \frac{2.4 M_T}{b^2}$$

$$M_T = \frac{M_U}{1.7}$$

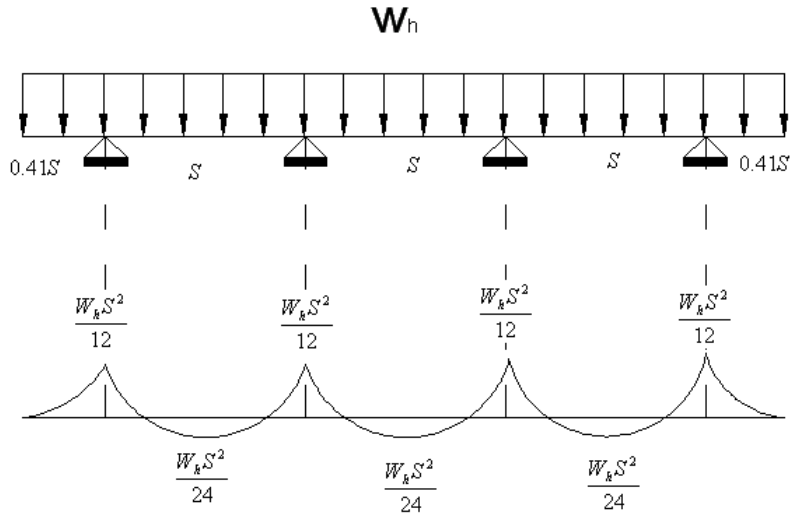
$$M_T = \frac{(59)}{1.7} = 34.71 \left[\frac{\text{Ton} \cdot m}{m} \right]$$

$$W_T = \frac{2.4(34.71)}{(4.6)^2} = 3.94 \left[\frac{\text{Ton}}{m^2} \right]$$

$$W = 20.17 + 2 + 3.94 - 7.56 = 18.55 \left[\frac{\text{Ton}}{m^2} \right].$$

Conocidas las cargas sobre la losa del Talón, se diseña el refuerzo de la Losa Apoyada en Tres Lados (Los 2 Contrafuertes y la parte inferior del Vástago), con el siguiente procedimiento (figura 57):

Fig.57 Diagrama de momento flector debido a la distribución asumida de esfuerzos sobre el talón



Fuente. Autores del Proyecto

Por seguridad se aumentará el momento positivo en: $\frac{W_h S^2}{20}$

$W_{(h)} = \frac{W \cdot X}{b}$; donde X es la distancia a la cara del muro de alzado.

➤ Cálculo de los aceros (e) y (d) por metro lineal, para $X = b$.

$$X = 4.6 \text{ [m]}$$

$$W_{(h)} = \frac{18.55 \cdot 4.6}{4.6} = 18.55 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right]$$

$$M_{U(+)} = \frac{1.7 \cdot 100 \cdot 18.55 \cdot (3)^2}{20} = 1419.08 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{cm}}{\text{m}} \right]$$

$$M_{U(-)} = \frac{1.7 \cdot 100 \cdot 18.55 \cdot (3)^2}{12} = 2365.13 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{cm}}{\text{m}} \right]$$

$$K_{(+)} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{1419.08}{100 \cdot (76)^2} = 0.00246 \left[\frac{\text{Ton} / \text{cm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$K_{(-)} = \frac{2365.13}{100 \cdot (76)^2} = 0.004095 \left[\frac{\text{Ton/cm}^2}{m} \right]; \quad \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{(+)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.00246}{4.2}} \right) = 0.00059 \leq 0.0018 \quad \text{Se toma } \rho = 0.0018$$

$$\rho_{(+)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.004095}{4.2}} \right) = 0.00099 \leq 0.0018 \quad \text{Se toma } \rho = 0.0018$$

$$A_{S(+)} = \rho b d = 0.0018 \cdot 100 \cdot 76 = 13.68 \left[\frac{\text{cm}^2}{m} \right]$$

$$A_{S(-)} = \rho b d = 0.0018 \cdot 100 \cdot 76 = 13.68 \left[\frac{\text{cm}^2}{m} \right].$$

- El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 7 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#7}} \right)};$$

$$E_{As(+)}(D) = \frac{100}{\left(\frac{13.68}{3.88} \right)} = 28.36 \approx 28 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot d \text{ [cm]} \quad \text{OK}$$

$$E_{As(-)}(E) = 28 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot d \text{ [cm]} \quad \text{OK}$$

- Diseño del acero de refuerzo (B, C, F) por retracción y fraguado.

$$\rho_{Min} = 0.0018; \quad A_{S(Min)} = \rho_{Min} b d$$

$$A_{S(Min)} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 76 = 13.74 \left[\frac{\text{cm}^2}{m} \right]$$

- El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 7 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#7}}\right)};$$

$$E_{As}(D, E, F) = \frac{100}{\left(\frac{13.68}{3.88}\right)} = 28.36 \approx 28 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3\cdot d \text{ [cm]} \text{ OK}$$

- Diseño del acero de refuerzo (A/2).

$$\rho_{(A/2)} = \frac{0.0025}{2} = 0.00125 < 0.0018 \text{ Se toma } \rho_{(A/2)} = 0.0018$$

$$A_{s(A/2)} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 76 = 13.74 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$$

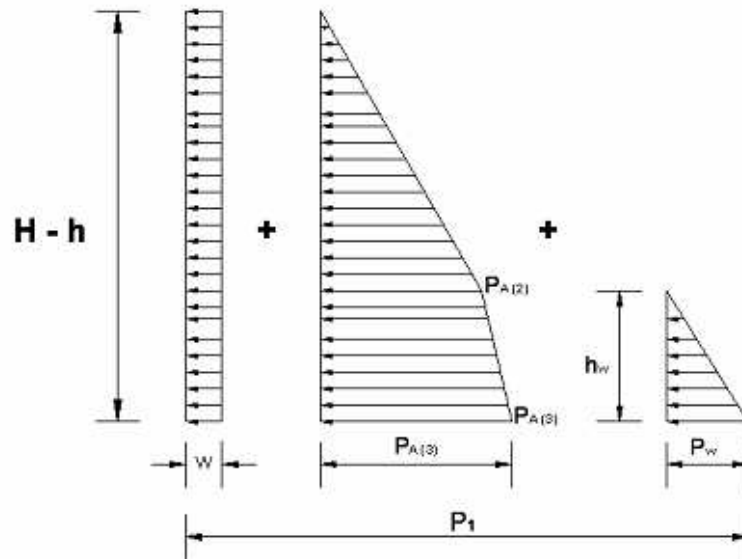
- El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 7 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#7}}\right)}; E_{As}(A/2) = \frac{100}{\left(\frac{13.68}{3.88}\right)} = 28.36 \approx 28 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3\cdot d \text{ [cm]} \text{ OK}$$

4.7 DISEÑO DEL REFUERZO CUERPO DEL MURO (VÁSTAGO)

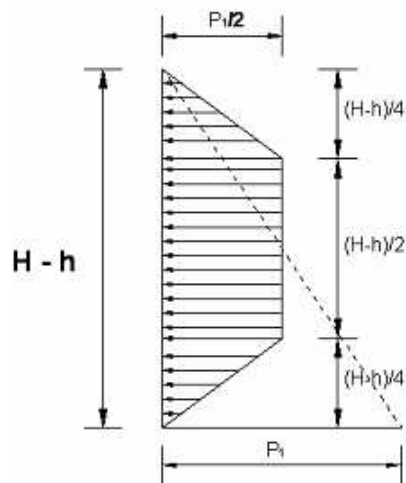
Hipótesis: Se considera que la losa de alzado ésta apoyada en tres lados (Dos contrafuertes y a la losa de cimiento) con su borde superior libre. El cálculo de momentos y cortantes requeridos se harán siguiendo la teoría de **HUNTINGTON**.

Figura 58.a. Diagrama general de Presiones



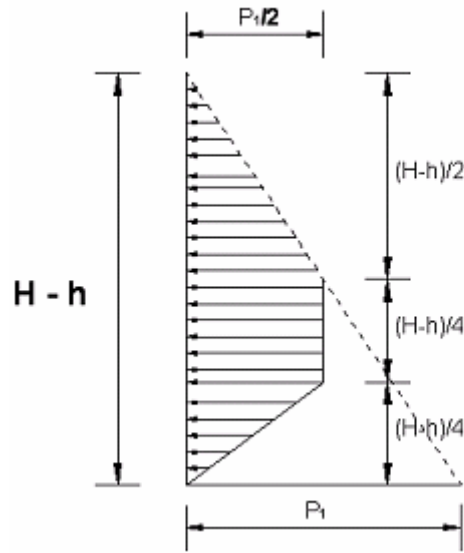
Fuente. Autores del proyecto

Figura 58.b. Diagrama de presiones para calcular momentos en los vanos de la losa de alzado.



Fuente. Autores del proyecto

Figura.58.c. Diagrama de presiones para calcular momentos en los apoyos de la losa de alzado.



Fuente. Autores del proyecto

4.7.1 Diseño del refuerzo horizontal del vástago.

Para el diagrama general de presiones de la figura 58.a el valor máximo según la teoría de Rankine más el incremento por efecto sísmico es:

$$P_1 = (P_{A(3)} + W) \cos(\beta) + P_w + \frac{F_s \cos(\beta)}{S}$$

Donde:

$$P_{A(2)} = (H - h_w) \cdot \gamma \cdot K_A - 2C \sqrt{K_A}$$

$$P_{A(2)} = (10 - 2) \cdot 1.7 \cdot 0.35 - 2 \cdot 0 \cdot \sqrt{0.35} = 4.75 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$P_{A(3)} = P_{A(2)} + (\gamma_{sat} - \gamma_{agua}) h_w K_A$$

$$P_{A(3)} = 4.75 + (1.9 - 1) \cdot 2 \cdot 0.35 = 5.39 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Presión producida por la sobrecarga $W = w_s K_A$

$$W = 1.0 \cdot 0.35 = 0.35 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Presión producida por la columna de agua

$$P_w = 1.0 \cdot 2 = 2 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Incremento del empuje sísmico por unidad de longitud. $\frac{F_s \text{Cos}(\beta)}{S}$

$$\frac{5.31 \cdot \text{Cos}(10)}{3} = 1.74 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$P_1 = (5.39 + 0.35) \text{Cos}(10) + 2.0 + 1.74 = 9.39 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

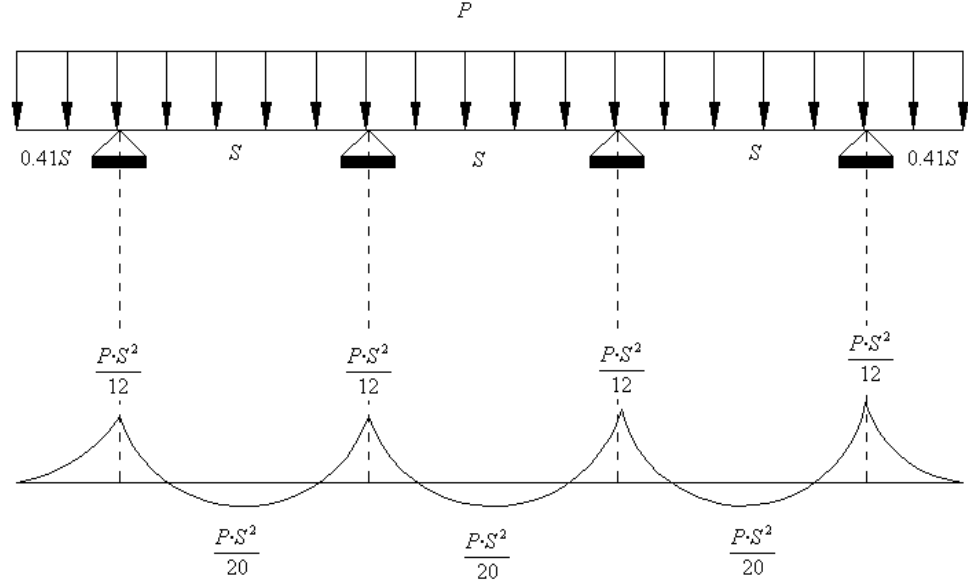
➤ Cálculo de Momentos Requeridos y Diseño del Refuerzo A Flexión. Para el cálculo de momentos se dispondrán juntas de dilatación cada tres vanos con longitud (S) de separación entre contrafuertes y la luz entre contrafuertes en el vano de junta es del orden de $0.82S$, estas disposiciones geométricas se establecen para garantizar que los momentos de la losa en su apoyo en los contrafuertes, debidos a la flexión horizontal de la misma sean iguales.

Los cálculos se refieren a una altura $Z = 8.02$ [m]. Según los diagramas de las figuras 58.b y 58.c se calculan los valores de presión correspondientes a los vanos y apoyos respectivamente.

- Trasdós:

$$P_{(\text{Apoyo})} = \frac{P_1}{2} - \frac{P_1}{2} \frac{\left(Z - \frac{3}{4}(H-h) \right)}{\left((H-h) - \frac{3}{4}(H-h) \right)} = \frac{9.39}{2} - \frac{9.39}{2} \frac{\left(8.02 - \frac{3}{4}(10-0.83) \right)}{\left((10-0.83) - \frac{3}{4}(10-0.83) \right)} = 2.35 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Figura. 59 Diagrama de Momentos Flectores en la losa de Alzado



Fuente. Autores del proyecto

$$M_{U(-)}(Apoyo) = \frac{1.7PS^2}{12} = \frac{1.7 \cdot 100 \cdot 2.35 \cdot (3)^2}{12} = 300 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{cm}}{\text{m}} \right]$$

$$K_{(-)} = \frac{300}{100 \cdot (33)^2} = 0.0027 \left[\frac{\text{Ton} / \text{cm}^2}{\text{m}} \right]$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right); \rho_{(-)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.0027}{4.2}} \right) = 0.00064 \leq 0.0025$$

Se toma cuantía mínima $\rho_{(-)} = 0.0025$

$$A_{s(-)} = \rho b h_f = 0.0025 \cdot 100 \cdot 40 = 10 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right]$$

El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 5 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#5}} \right)}$$

$$E_{As(-)}(\text{Trasdós}) = \frac{100}{\left(\frac{10}{1.98}\right)} = 19.8 \approx 19 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3h_f \text{ [cm]} \text{ OK}$$

• Intradós: $P_{(vano)} = \frac{P_1}{2} - \frac{P_1}{2} \frac{\left(Z - \frac{3}{4}(H-h)\right)}{\left((H-h) - \frac{3}{4}(H-h)\right)}$

$$P_{(vano)} = \frac{9.39}{2} \frac{\left(8.02 - \frac{3}{4}(10 - 0.83)\right)}{\left((10 - 0.83) - \frac{3}{4}(10 - 0.83)\right)} = 2.35 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right]$$

$$M_{U(+)}(\text{vano}) = \frac{1.7PS^2}{20} = \frac{1.7 \cdot 100 \cdot 2.35 \cdot (3)^2}{20} = 180 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{cm}}{\text{m}}\right]$$

$$K_{(+)} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{180}{100 \cdot (33)^2} = 0.0017 \left[\frac{\text{Ton} / \text{cm}^2}{\text{m}}\right]$$

$$\rho_{(+)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.0017}{4.2}}\right) = 0.000406 \leq 0.0025$$

Se toma cuantía mínima²⁹ $\rho_{(+)} = 0.0025$

$$A_{S(+)} = \rho b h_f = 0.0025 \cdot 100 \cdot 40 = 10 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right]$$

El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 5 entonces:

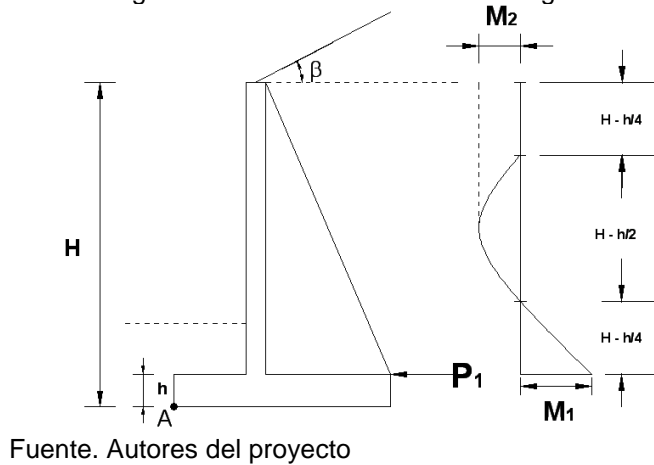
$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#5}}\right)}$$

²⁹ NSR 98 C.14.3.3

$$E_{As(+)}(\text{Intradós}) = \frac{100}{\left(\frac{10}{1.98}\right)} = 19.8 \approx 19 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot h_f \text{ [cm]} \text{ OK.}$$

4.7.2 Diseño del refuerzo vertical del vástago.

Figura 60. Diagrama de Momentos Verticales Según Huntington



La distribución indicada en la figura 60 corresponde a los momentos máximos y ocurre en la sección media entre contrafuertes los valores de M_1 y M_2 ; se determinan por las siguientes ecuaciones:

$$M_1 = 0.03P_1 S(H - h)$$

$$M_1 = 0.03 \cdot 9.39 \cdot 3 (10 - 0.83) = 7.75 \left[\frac{\text{Ton} - m}{m} \right]$$

$$M_2 = 0.0075P_1 S(H - h)$$

$$M_2 = 0.0075 \cdot 9.39 \cdot 3 (10 - 0.83) = 1.93 \left[\frac{\text{Ton} - m}{m} \right]$$

Se considera que los momentos son constantes en el tercio central de la distancia libre entre contrafuertes y se reducen hasta anularse en ellos.

Los cálculos se refieren a una distancia longitudinal entre contrafuertes de:

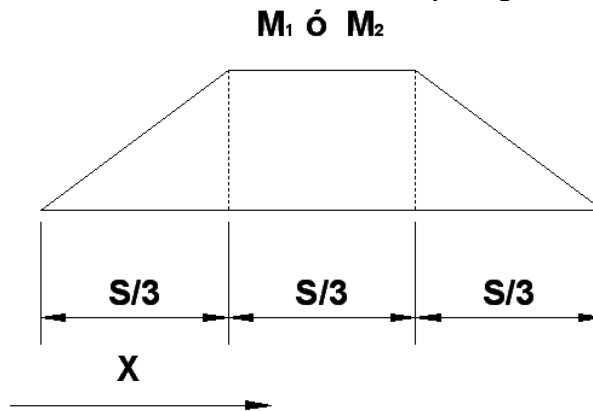
$$X = \frac{S}{3} = 1.0 \text{ [m]}$$

Según el diagrama de la figura 61 se calculan los valores de momento vertical considerando la variación longitudinal.

$$M_U(\text{Trasdós}) = 1.7 \cdot M_1 = 1.7 \cdot 7.75 \cdot 100 = 1317 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{cm}}{m} \right]$$

$$M_U(\text{Intradós}) = 1.7 \cdot M_2 = 1.7 \cdot 1.93 \cdot 100 = 329.1 \left[\frac{\text{Ton} \cdot \text{cm}}{m} \right]$$

Fig. 61 Variación del momento vertical en el eje longitudinal



Fuente. Autores del proyecto

- Calculo del Refuerzo Vertical

- Trasdós:

$$K_{(-)} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{1317}{100 \cdot (33)^2} = 0.012 \left[\frac{\text{Ton} / \text{cm}^2}{m} \right]$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{(-)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.012}{4.2}} \right) = 0.0029 > 0.0025 \text{ Se toma la cuantía calculada}$$

$$\rho_{(-)} = 0.0029$$

$$A_{s(-)} = \rho b h_f = 0.0029 \cdot 100 \cdot 40 = 11.6 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$$

El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 6 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#6}} \right)};$$

$$E_{As(-)}(\text{Trasdós}) = \frac{100}{\left(\frac{11.6}{2.85} \right)} = 24.6 \approx 24 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot h_f \text{ [cm]} \text{ OK}$$

o Intradós:

$$K_{(+)} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{329.1}{100 \cdot (33)^2} = 0.003 \left[\frac{Ton/cm^2}{m} \right]$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{(+)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.003}{4.2}} \right) = 0.00072 < 0.0025 \text{ Se toma la cuantía mínima}$$

$$\rho_{(+)} = 0.0025$$

$$A_{s(+)} = \rho b h_f = 0.0025 \cdot 100 \cdot 40 = 10 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$$

El espaciamiento E_{As} se usará barras N° 6 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#6}}\right)}$$

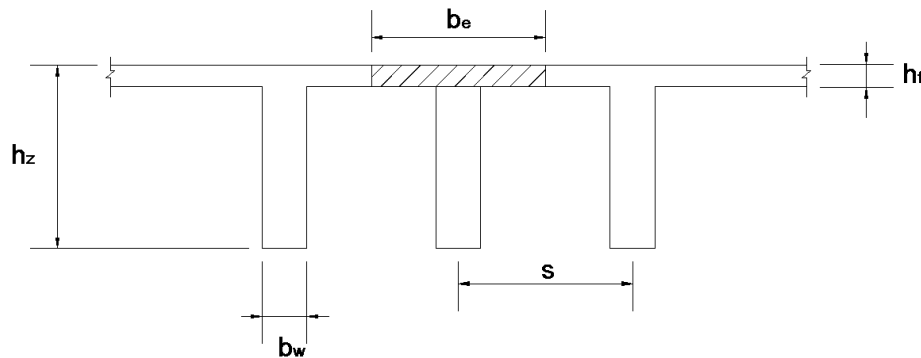
$$E_{As(+)}(\text{Intradós}) = \frac{100}{\left(\frac{10}{2.85}\right)} = 28.5 \approx 28 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot h_f \text{ [cm]} \text{ OK.}$$

4.7.3 Diseño del acero de refuerzo por retracción y temperatura (G). El acero correspondiente por retracción y temperatura es 3 cm² por metro lineal para el espaciamiento E_{As} se usarán barras N° 4.

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#4}}\right)}; \quad E_{As(\text{Temp})} = \frac{100}{\left(\frac{3}{1.27}\right)} = 42.2 \approx 42 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot h_f \text{ [cm]} \text{ OK.}$$

4.8 DISEÑO DEL REFUERZO DEL CONTRAFUERTE

Fig. 62 Detalle vista en Planta del Muro con Contrafuertes



Fuente. Autores del proyecto

4.8.1 Cálculo del Ancho Efectivo b_e . El ancho efectivo debe calcularse cumpliendo las siguientes condiciones:

$$b_e \leq S = 3 \text{ [m]}$$

$$b_e \leq \frac{1}{4}(H - h) = 0.25 \cdot (10 - 0.83) = 2.29 \text{ [m]}$$

$$\frac{b_e - b_w}{2} \leq 8h_f \therefore b_e \leq 16h_f + b_w = 16 \cdot 0.40 + 0.5 = 6.9 \text{ [m]}$$

Se escoge el b_e que cumpla las condiciones expuestas

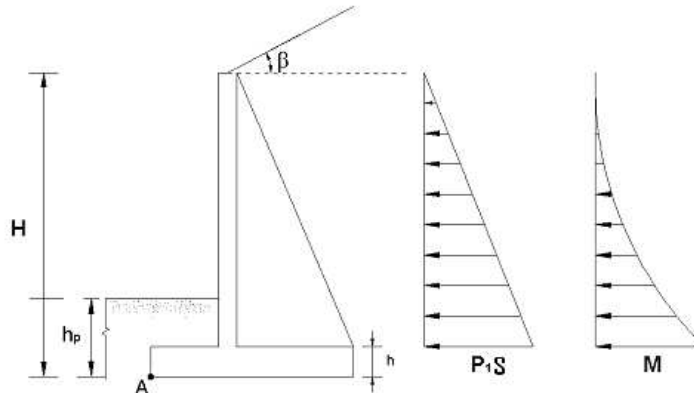
$$b_e = 2.29 \text{ [m]}$$

4.8.2 Cálculo del diseño a flexión de los contrafuertes (vigas T de canto variable). Los cálculos se refieren a una altura $Z = (H - h) = 9.17 \text{ [m]}$:

- La altura efectiva (d) se calcula con la siguiente expresión;

$$d = \left(\frac{b}{(H - h)} Z + h_f \right) - d'$$

Fig.63 Diagrama de Cortante y Momento Flector del Contrafuerte



Fuente. Autores del proyecto

Donde:

d' Para 5 filas de barras

$$d_5' = \frac{(5 \cdot (d'') + 15(\phi \text{ estribo}) + 12.5(\phi \text{ barra}) + 10(\text{Separacion entre filas}))}{5}$$

d'' Para 6 filas de barras

$$d_{(6)}' = \frac{(6 \cdot (d'') + 22(\phi \text{ estribo}) + 18(\phi \text{ barra}) + 15(\text{Separacion entre filas}))}{6}$$

$d'' =$ Recubrimiento 7 [cm]

$$d = \left(\frac{4.60}{(10 - 0.83)} 9.17 + 0.40 \right) - 0.27 = 4.73 \text{ [m]}$$

Del diagrama de momento flector presentado en la figura 63. Se deduce la siguiente expresión para el momento requerido a una altura Z.

$$M_{U(Z)} = \frac{1.7 \cdot P_1 \cdot S}{6 \cdot (H - h)} Z^3$$

Donde P_1 es obtenido del diagrama general de presiones

$$P_1 = (P_{A(3)} + w_s) \cos(\beta) + P_w + \frac{F_s \cos(\beta)}{S}$$

$$P_1 = 9.39 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

- El valor del momento será:

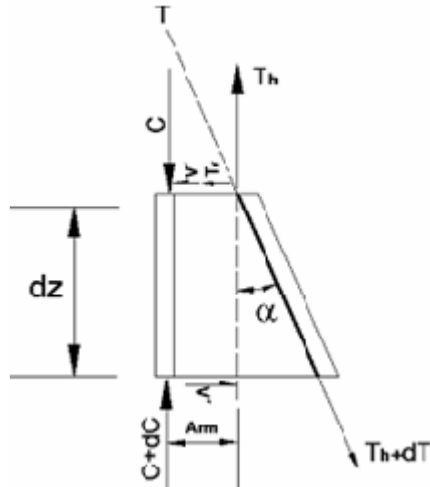
$$M_{U(Z)} = \frac{1.7 \cdot 9.39 \cdot 3}{6 \cdot (10 - 0.83)} 9.17^3 = 671.15 \text{ [Ton-m]} = 67115.5 \text{ [Ton-cm]}$$

- El refuerzo se determina con las siguientes ecuaciones, considerando que la idealización del contrafuerte corresponde a una viga T con canto variable. Ver Fig. 62; y su comportamiento estructural como viga rectangular.

$T = f_y A_s$; Resultante a Tensión asumida por el refuerzo a flexión.

$C = 0.85 f_c' \cdot a \cdot b$; Resultante a Compresión asumida por la cabeza a compresión de la viga.

Figura. 64 Diagrama de Presiones debido a la Flexión



Fuente. Autores del proyecto

Brazo del momento requerido en función de la altura z:

$$Arm_{(z)} = (d - a/2) \cos(\alpha)$$

$$\alpha = ATan\left(\frac{(b)}{(H - h)}\right) = 26.64 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$Arm_{(z)} = (473 - 27.82/2) \cos(26.64) = 410.35 \text{ [m]}$$

$$K_{(z)} = \frac{M_u}{b_e \cdot d^2} = \frac{67115.5}{229 \cdot (473)^2} = 0.0013 \left[\frac{\text{Ton/cm}^2}{m} \right]$$

$$\rho_{(z)} = \frac{1}{23.53} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(23.53) \cdot 0.0013}{4.2}} \right) = 0.00031 < 0.0025 \text{ Se toma la cuantía mínima}$$

$$\rho_{(z)} = 0.0025$$

$$As = \frac{M_u}{f_y (Arm)}; \text{ expresión del acero requerido en función del momento a flexión}$$

$$As = \frac{67115.5}{4.2(410.355)} = 38.91 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

El acero mínimo:

$$A_s(\text{Mín}) = \rho_{\text{Mín}} b_e d_{(z)} \text{Cos}(\alpha) = 0.0025 \cdot 229 \cdot 473 \text{ Cos}(26.64) = 242.05 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

- La cabeza de compresión a_z debe ser menor o igual que el h_f para que se comporte como una viga rectangular con sección $(b_e)_{h_{(z)}}$ y se calcula con la ecuación:

$$a_{(z)} = \frac{f_y}{0.85 f_c} \rho_{(z)} d_{(z)}$$

$$a_{(z)} = \frac{420}{0.85 \cdot 21} (0.0025) \cdot 473 = 27.82 \text{ [cm]} < h_f = 40 \text{ [cm]} \quad \text{OK. Por lo tanto se comporta como una viga rectangular.}$$

- Separación entre barras:

Considerando que las barras N° 10 se organizarán en 6 filas entonces:

$$N^\circ \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{s\#10}} = \frac{242.05}{7.92} = 31 \text{ barras \# 10}$$

$$N^\circ \frac{\text{Barras}}{\text{Fila}} = \frac{31}{6} = 5.17 \approx 6 \text{ [Barras / Fila]}$$

La separación entre barras debe ser mayor o igual a 2.54 cm. y se calcula con la siguiente expresión:

$$\text{separación entre barras} = \frac{b_w - (2 \cdot (7 + 1) + (N^\circ \text{ barras / cada fila}) (\text{Diametro barra}))}{((N^\circ \text{ barras / cada fila}) - 1)}$$

$$\text{separación entre barras} = \frac{50 - (2 \cdot (7 + 1) + (6)(3.175))}{((6) - 1)} = 2.99 \text{ [cm]} < 2.54 \text{ OK}$$

4.8.3 Calculo del diseño a cortante de los contrafuertes (Vigas T de Canto variable). Los cálculos se refieren a una altura $Z = (H - h) = 9.17 \text{ [m]}$.

La porción del cortante requerido soportado por el concreto y los estribos esta dada por $V' = V_{(z)} - T_v$.

Donde:

- Porción del cortante requerido soportado por el acero a tensión.

$$T_v = \frac{M \cdot \tan(\alpha)}{\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$T_v = \frac{67115 \cdot \tan(26.64)}{\left(473 - \frac{27.82}{2}\right)} = 73.33 \text{ [Ton]}$$

- Del diagrama de cortante presentado en la figura 63 se deduce la expresión para el cortante requerido en una altura Z:

$$V_{u(z)} = \frac{1.7 \cdot P_1 \cdot S}{2(H - h)} Z^2$$

$$P_1 = 9.39 \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

$$V_{u(z)} = \frac{1.7 \cdot (9.39) \cdot 3}{2(10 - 0.83)} 9.17^2 = 219.57 \text{ [Ton]}$$

- Esfuerzo cortante requerido:

$$\frac{v_U}{\phi} = \frac{V_{u(z)}}{0.85 b_w d} \left(1 - \frac{M_{u(z)} \cdot \tan(\alpha)}{V_{(z)} \left(d - \frac{a}{2} \right)} \right)$$

$$\frac{v_U}{\phi} = \frac{219.57 \cdot 10000}{0.85 \cdot 500 \cdot 4730} \left(1 - \frac{73.33}{219.57} \right) = 0.73 \text{ [MPa]}$$

- Esfuerzo cortante nominal del concreto.

$$v_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6}$$

$$v_c = \frac{\sqrt{21}}{6} = 0.763 \text{ [MPa]}$$

- Esfuerzo requerido por el refuerzo a cortante

$$v_s = \frac{v_U}{\phi} - v_c$$

- Separación entre estribos $S_o = \frac{A_v f_y}{v_s b_w}$, debe cumplir con el Artículo C.11.5.4.2 NSR-98, con las siguientes condiciones:

$$S_{o_{MAX}} = d \cdot \frac{\sqrt{2}}{4} \cdot \frac{\text{Sen}(90 - \alpha)}{\text{Sen}(45 + \alpha)} \leq 60 \text{ [cm]}.$$

- Como $\frac{v_U}{\phi} = 0.73 < v_c = 0.763 \text{ [MPa]}$ Entonces no se requiere refuerzo a cortante y se colocara el mínimo, Donde: A_v Área de 2 ramas del estribo de diámetro 3/8" (142 [mm²]). Con una Separación de $S_o = 600 \text{ [mm]}$
- El número de estribos en el contrafuerte esta dado por la siguiente ecuación.

$$n = \frac{H - h}{S_o}$$

$$n = \frac{10 - 0.83}{0.6} = 15.28 \approx 16$$

- La sumatoria de las longitudes de los estribos en el contrafuerte esta dado por:

$$\sum_{i=1}^n L_i = 2 \cdot n \cdot (h_f + b_w + 0.08 - 4d'') + 2 \cdot S_o \cdot \text{Tan}(\alpha) \left(\frac{n(n+1)}{2} \right)$$

Donde $\alpha = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{b}{H - h} \right)$, reemplazando esta ecuación:

$$\alpha = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{4.6}{10 - 0.83}\right) = 26.64^\circ$$

$$\sum_{i=1}^n L_i = 2 \cdot 16 \cdot (0.4 + 0.5 + 0.08 - 4 \cdot 0.07) + 2 \cdot 0.6 \cdot \text{Tan}(26.64) \left(\frac{16(16+1)}{2}\right)$$

$$\sum_{i=1}^n L_i = 104.27 \text{ m}$$

4.8.4 Diseño del acero de refuerzo de temperatura y retracción. El acero correspondiente por retracción y temperatura es 3 cm² por metro lineal para el espaciamiento E_{As} se usará barras N^o 4 entonces:

$$E_{As} = \frac{100}{\left(\frac{A_s}{A_{1B\#4}}\right)}$$

$$E_{As(\text{Temp})} = \frac{100}{\left(\frac{3}{1.27}\right)} = 42.2 \approx 42 \text{ [cm]} \leq 50 \text{ y/o } 3 \cdot h_f \text{ [cm]} \text{ OK.}$$

El número de barras en las dos caras de la aleta del contrafuerte esta dado por la siguiente ecuación:

$$n = 2 \cdot \frac{b}{e} \quad (113)$$

Donde e es el espaciamiento del refuerzo de temperatura, reemplazando en la ecuación (113):

$$n = \frac{2 \cdot 460}{42} = 22 \text{ barras por contrafuerte.}$$

La sumatoria de las longitudes del refuerzo de temperatura y retracción en el contrafuerte esta dado por la siguiente expresión.

$$\sum_{i=1}^n L_i = n \left(H + d + \frac{e}{\text{Tan}(\alpha)} - h \right) - \frac{e}{\text{Tan}(\alpha)} \frac{n(n+1)}{2} \quad (114)$$

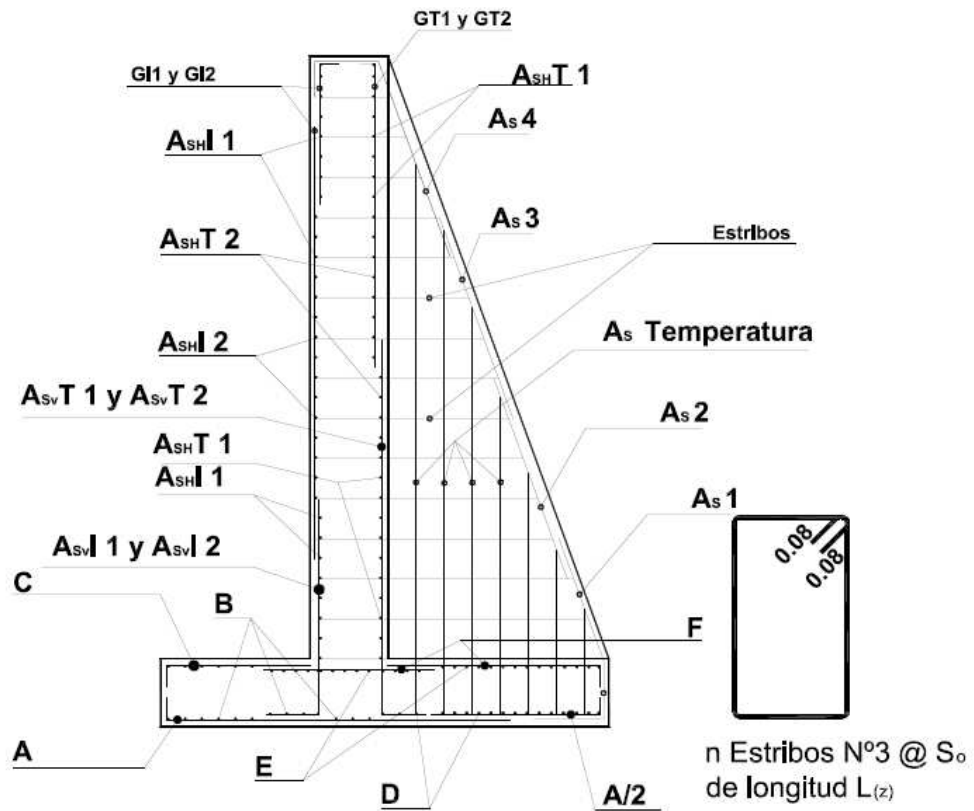
Donde d = es la altura efectiva de la losa de cimentación, reemplazando en la ecuación (114):

$$\sum_{i=1}^n L_i = 22 \left(10 + 0.76 + \frac{0.42}{\tan(26.64^\circ)} - 0.83 \right) - \frac{0.42}{\tan(26.64^\circ)} \cdot 22 \frac{(22+1)}{2}$$

$$\sum_{i=1}^n L_i = 25.1 \text{ [m]}$$

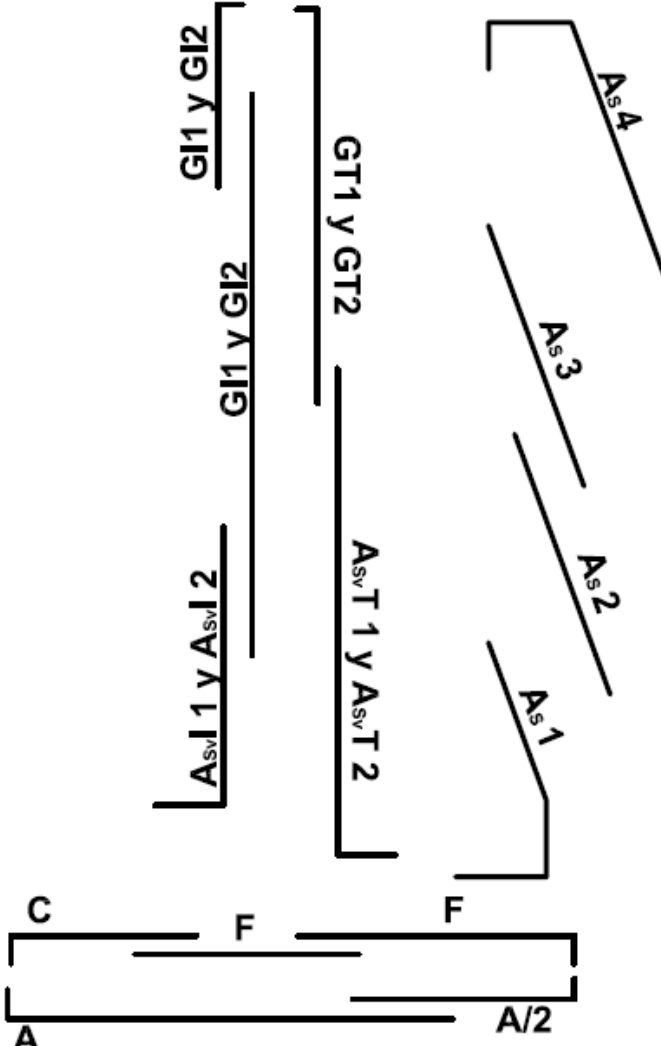
4.8.5 Esquema del despiece tipo

Figura 65. Despiece general del muro con contrafuertes



Fuente. Autores del proyecto

Figura 66. Esquema del despiece de los aceros (corte transversal)

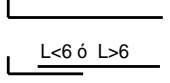
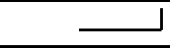
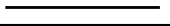

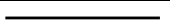

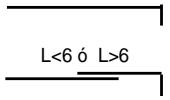




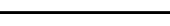





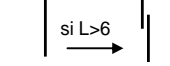
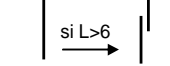
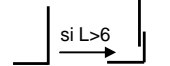
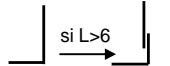


Fuente. Autores del proyecto

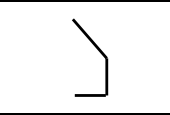
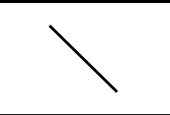
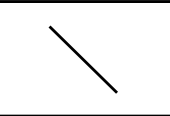
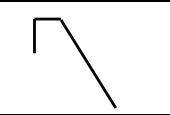
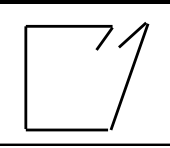
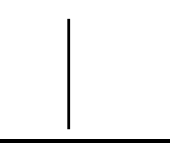
4.9 CANTIDAD DE OBRA

4.9.1 Cuadro de aceros de refuerzo por unidad de longitud.

Cuadro 1. Aceros por unidad de longitud

CUADRO DE ACEROS POR UNIDAD DE LONGITUD							
DENOMINACION	FORMA	DIAMETRO (Número)	L (m)	CANTIDAD (Unidad)	PESO/UNITARIO (Kg/m)	PESO PARCIAL (Kg)	OBSERVACIONES Empalmes tipo A
A		5	4.7	10	1.54	72.56	Si la longitud total es mayor de 6 m. usar 2 empalmes ,si la H<8m, diametro max. Hasta N°5
A/2		5	3.5	8	1.54	43.23	si la H<8m, diametro max. Hasta N°5
B		7	1.0	15	3.03	45.39	
C		7	2.2	4	3.03	26.63	si la H<8m, diametro max. Hasta N°5
D		7	1.0	17	3.03	51.44	
E		7	1.0	17	3.03	51.44	
F		7	8.1	4	3.03	98.04	Si la longitud total es mayor de 6 m. usar 2 empalmes ,si la H<8m, diametro max. Hasta N°5
A _{SH} T1		5	1	7	1.54	10.81	De (H-h) a (7/8)*(H-h)
A _{SH} T2		5	1	37	1.54	57.12	De (7/8)*(H-h) a (1/8)*(H-h)
A _{SH} T1		5	1	7	1.54	10.81	De (1/8)*(H-h) a 0
A _{SH} I1		5	1	7	1.54	10.81	De (H-h) a (7/8)*(H-h)
A _{SH} I2		5	1	37	1.54	57.12	De (7/8)*(H-h) a (1/8)*(H-h)

A _{SH} 1		5	1	7	1.54	10.81	De $(1/8)*(H-h)$ a 0
A _{Sv} T1		6	4.5	2	2.22	20.01	
A _{Sv} T2		5	4.2	3	1.54	19.45	
GT1		4	7.8	1	0.99	7.71	Si la longitud total es mayor de 6 m. usar 2 empalmes
GT2		4	7.8	1	0.99	7.71	Si la longitud total es mayor de 6 m. usar 2 empalmes
A _{Sv} I1		6	10	2	2.22	44.46	Si la longitud total es mayor de 6 m. usar 2 empalmes
A _{Sv} I2		5	9.5	3	1.54	44.00	Si la longitud total es mayor de 6 m. usar 2 empalmes
GI1		4	2.6	1	0.99	2.57	
GI2		4	2.6	1	0.99	2.57	

AS1		10	5.1	10	6.18	325.45	
AS2		8	4.4	12.3	3.95	214.48	
AS3		8	4	9	3.95	137.01	
AS4		9	5.2	4.00	5.00	104.04	
Estribos		3	34.8	GI	0.56	19.32	la longitud que se toma para los estribos corresponde a la suma de cada uno de los estribos necesarios para un contrafuerte dividido en S.
AS temp		4	8.4	GI	0.99	8.3	la longitud que se toma para refuerzo de temperatura corresponde a la suma de cada uno de las barras necesarios para un contrafuerte dividido en S.
Acero Requerido :						1503	Kg por unidad de longitud
Acero Requerido :						1.5	Ton por unidad de longitud

Fuente. Autores del proyecto

4.9.2 Cuadro de concreto por unidad de longitud.

Cuadro 2. Concreto por unidad de longitud

CANTIDAD DE CONCRETO POR UNIDAD DE LONGITUD		
DENOMINACION	VOLUMEN	PESO PARCIAL
	(m³/m)	(Ton/m)
Losa de Cimentación	5.56	13.34
Losa del Vástago	3.67	8.8
Contrafuerte	3.5	8.4
	Σ :	30.6

Fuente. Autores del proyecto

La cantidad de concreto requerida por unidad de longitud de muro corresponde al valor de 30.6 [Ton/m].

El porcentaje de acero con relación al concreto se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\% \text{ Acero} = \left(\frac{\text{Acero requerido}}{\text{Concreto requerido}} \right) \cdot 100 = \left(\frac{1.5}{30.6} \right) \cdot 100 = 4.9\% .$$

5. NOMOGRAMAS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño que se variaron para obtener las gráficas que muestran la tendencia de incremento de las cantidades de obra expresadas en porcentaje respecto a las establecidas en el diseño de la estructura de contención sin considerar la acción sísmica se eligieron de acuerdo con el criterio de mayor influencia en el establecimiento de los factores de estabilidad externa e interna de la estructura. Los parámetros seleccionados para generar los nomogramas en relación a su variación corresponden a la altura total del muro, esfuerzo admisible de soporte del suelo, zona sísmica, sobrecarga uniformemente distribuida y el nivel freático. La acción sísmica se establece en términos de la región donde se ubique la estructura de acuerdo con la NSR 98³⁰ considerando o no la acción de la aceleración sísmica vertical.

La inclusión de la altura del nivel freático en el análisis de diseño se manifiesta en dos escenarios; el primero comprende consideración de la acción sísmica sobre un terreno de relleno drenado y el segundo caso la consideración de la acción sísmica con un terreno de relleno con un 33% de la altura total saturado.

El sin número de diseños efectuados para el desarrollo de los nomogramas de diseño incluyendo los incrementos de cantidades de obra debido a los efectos sísmicos se realizaron por medio del software MURCON (Versión 1.0) desarrollado por los autores del proyecto.

5.1 PRIMER NOMOGRAMA DE DISEÑO

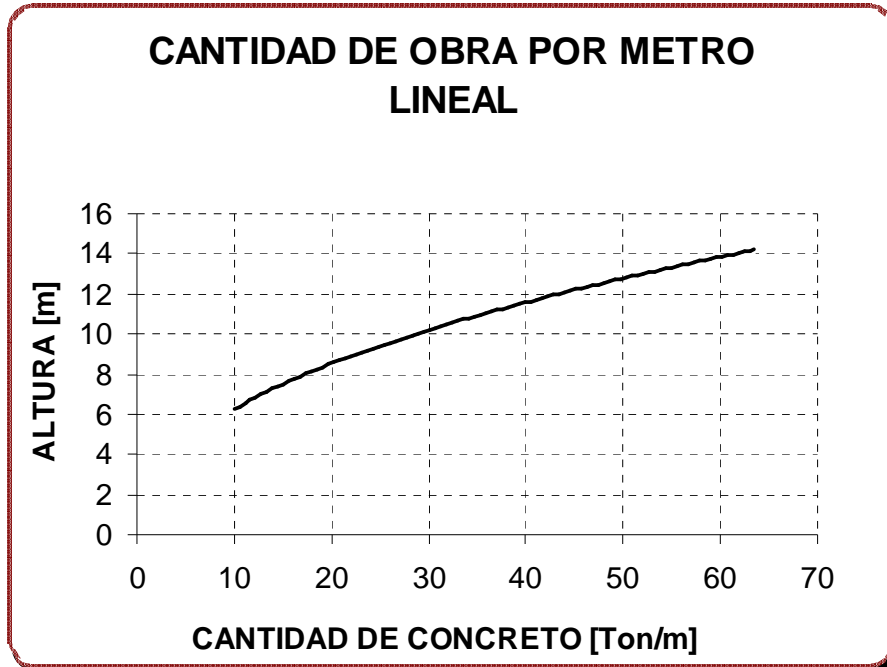
Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$\begin{array}{lll} W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]} & \sigma_{Adm} = 20 \text{ [Ton/m}^2\text{]} & h_w = 0 \text{ [m]} \\ \beta = 0^\circ & \phi = 35^\circ & \gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]} \\ \gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]} & h_p = 1 \text{ [m]} & \gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]} \\ f'_c = 21 \text{ [Mpa]} & f_y = 420 \text{ [Mpa].} & \end{array}$$

³⁰ NSR 98 A.12.2.2

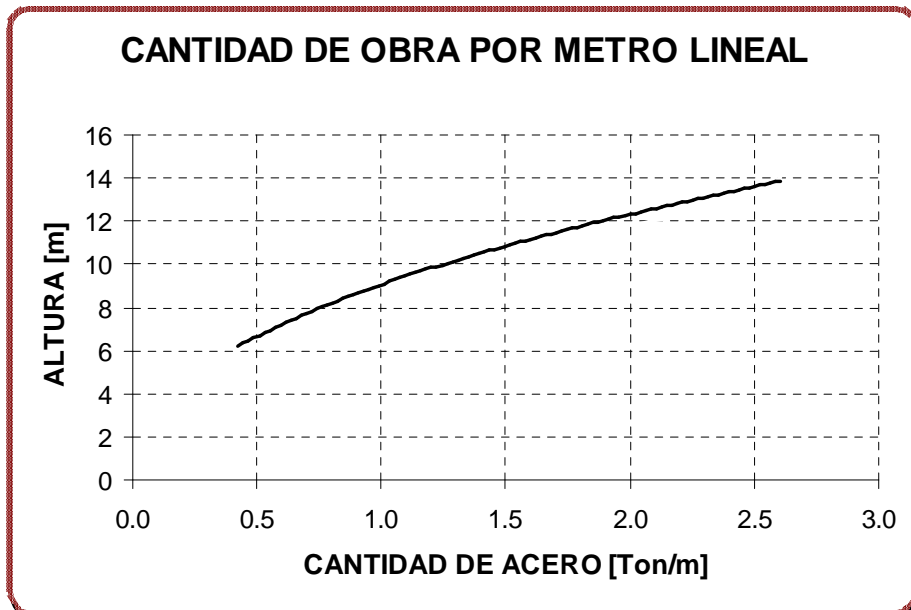
5.1.1 Cantidad de obra por unidad de longitud.

Figura 67. Cantidad de concreto por unidad de longitud.



Fuente. Autores del proyecto

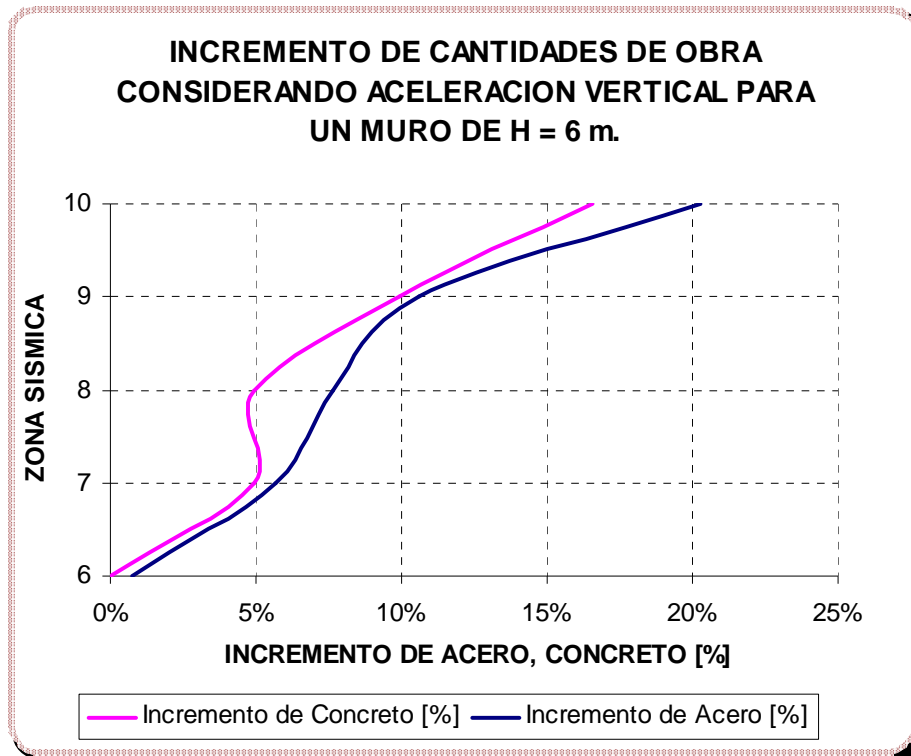
Figura 68. Cantidad de acero por unidad de longitud.



Fuente. Autores del proyecto

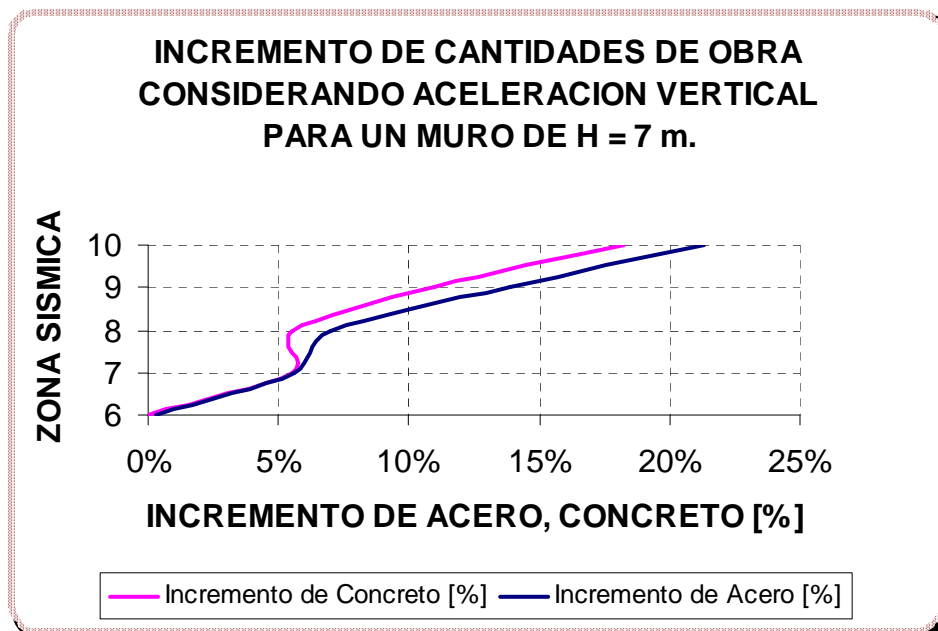
5.1.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 69.



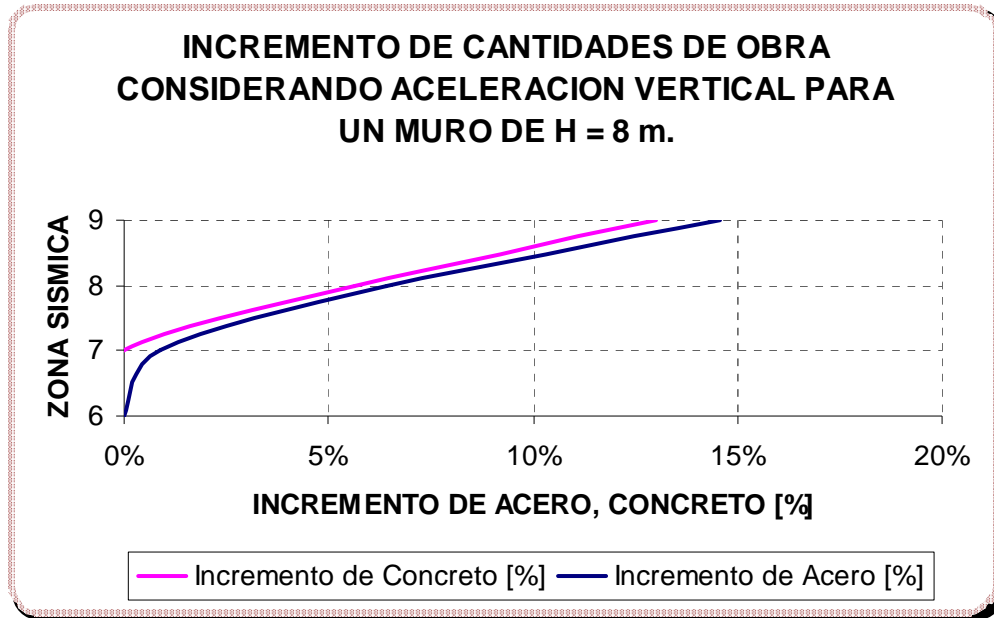
Fuente. Autores del proyecto

Figura 70.



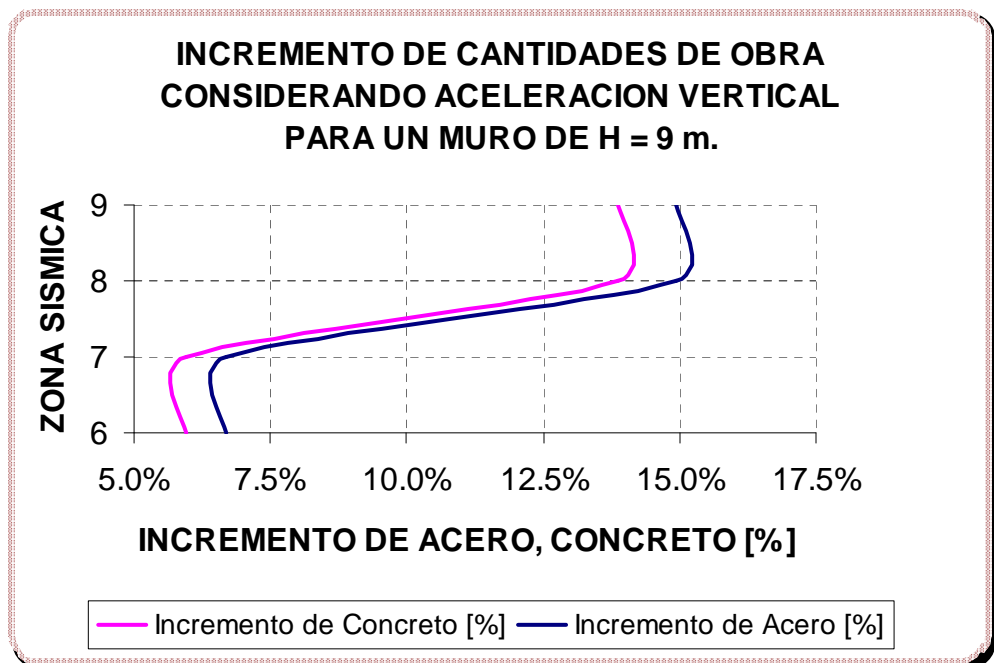
Fuente. Autores del proyecto

Figura 71.



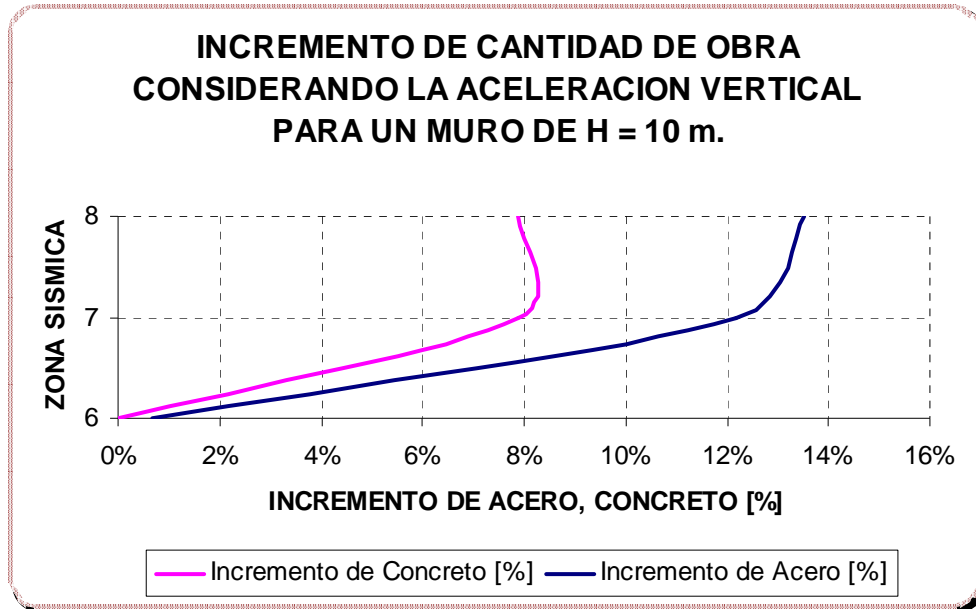
Fuente. Autores del proyecto

Figura 72.



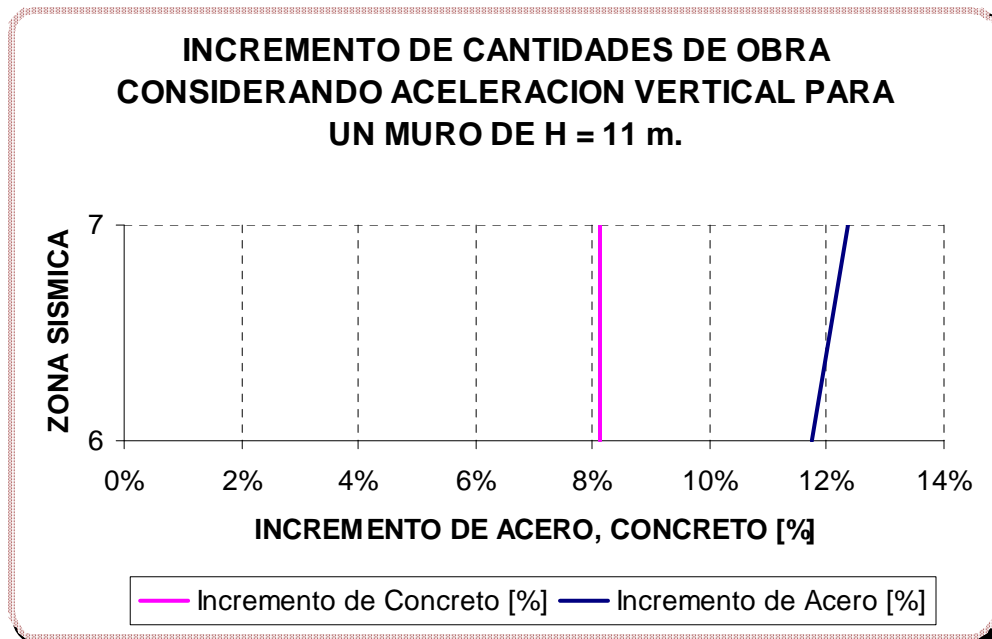
Fuente. Autores del proyecto

Figura 73.



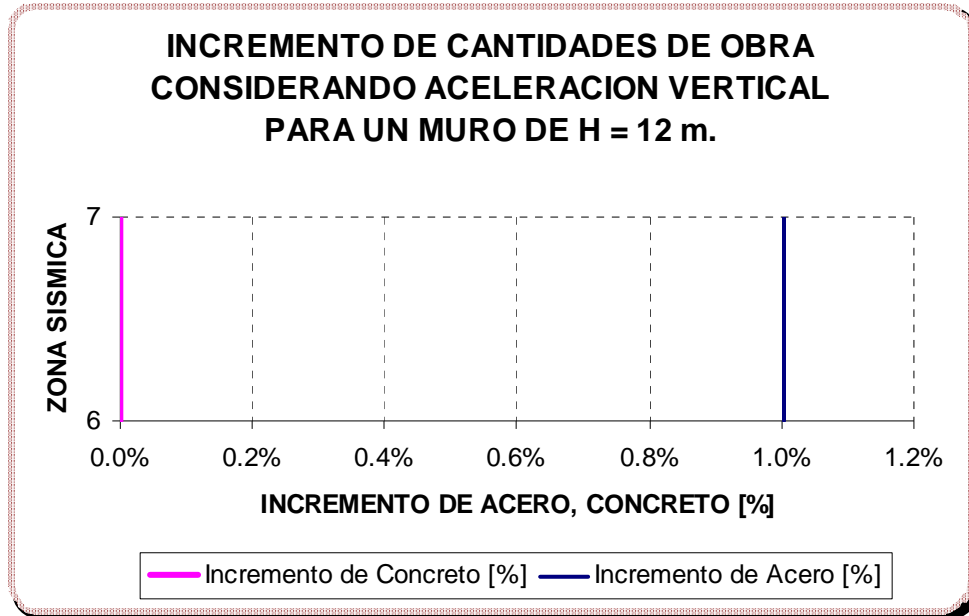
Fuente. Autores del proyecto

Figura 74.



Fuente. Autores del proyecto

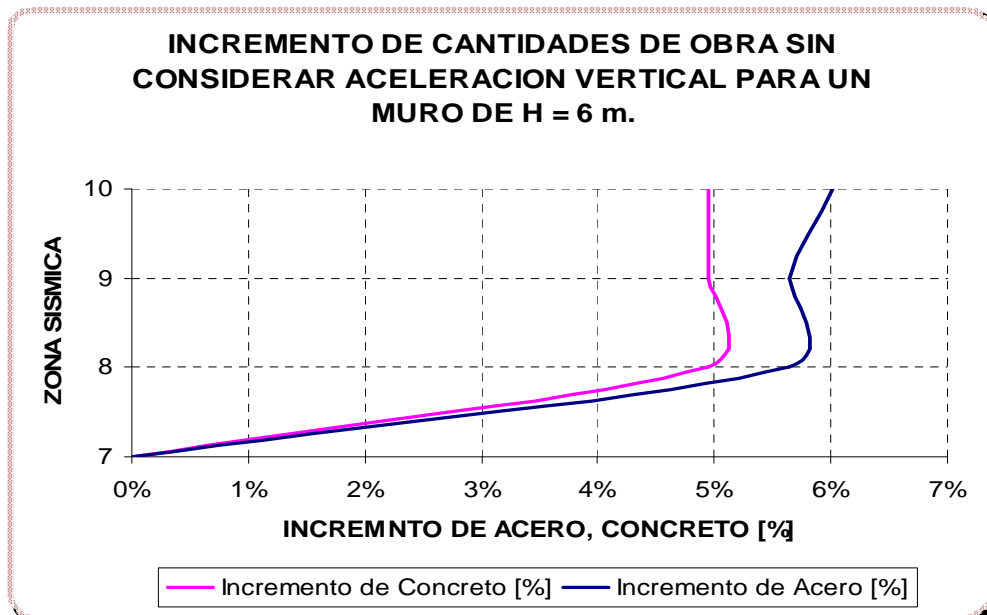
Figura 75.



Fuente. Autores del proyecto

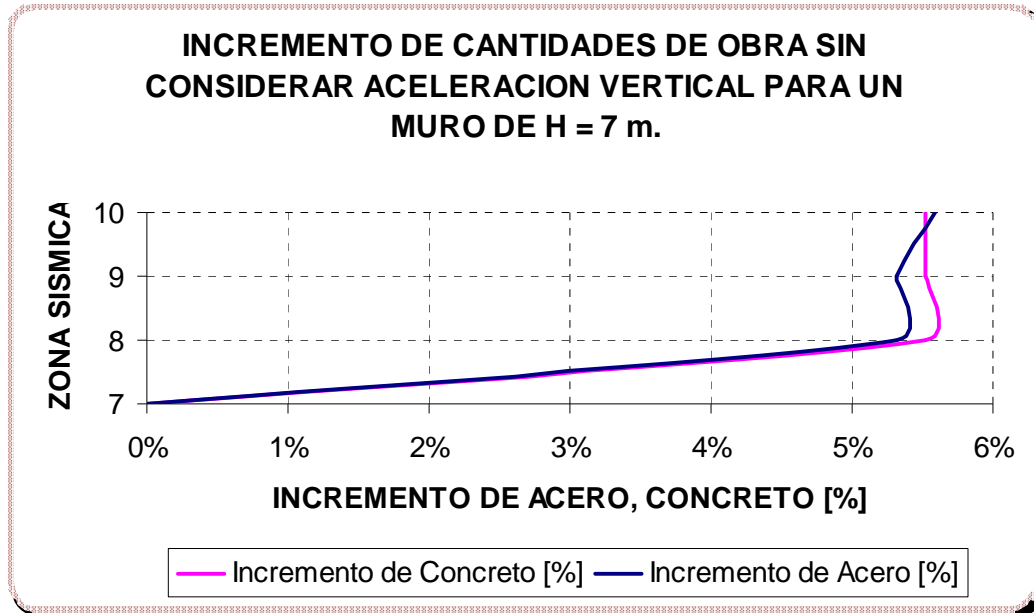
5.1.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 76.



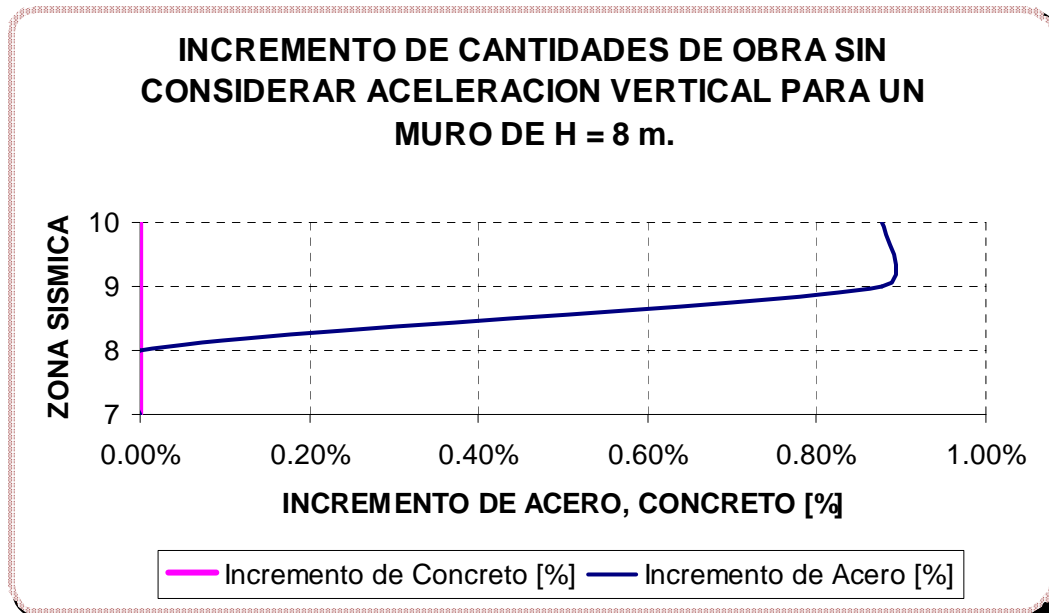
Fuente. Autores del proyecto

Figura 77.



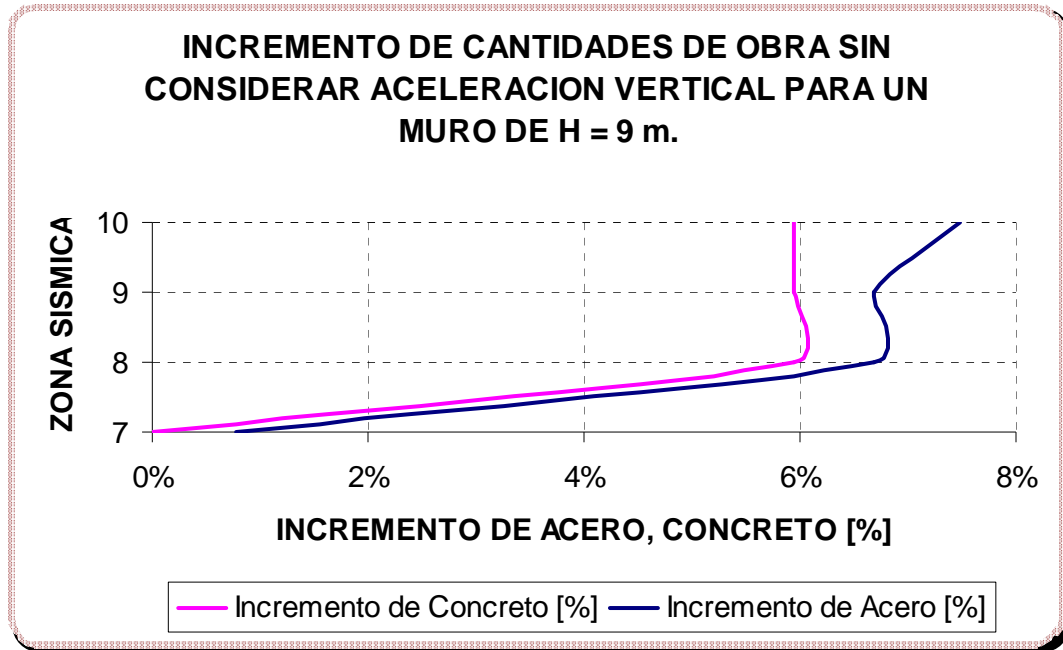
Fuente. Autores del proyecto

Figura 78.



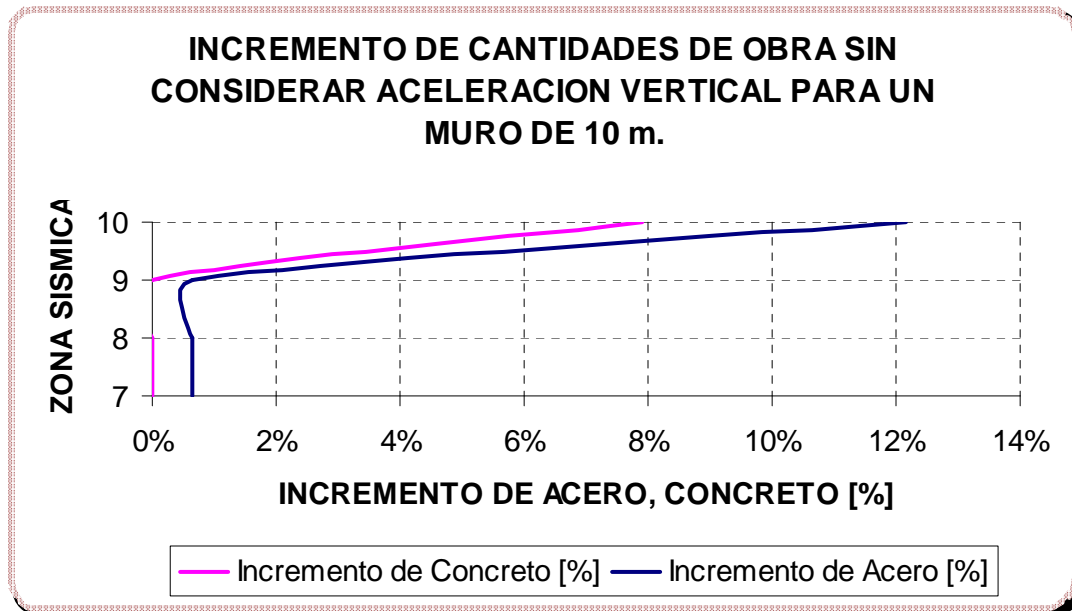
Fuente. Autores del proyecto

Figura 79.



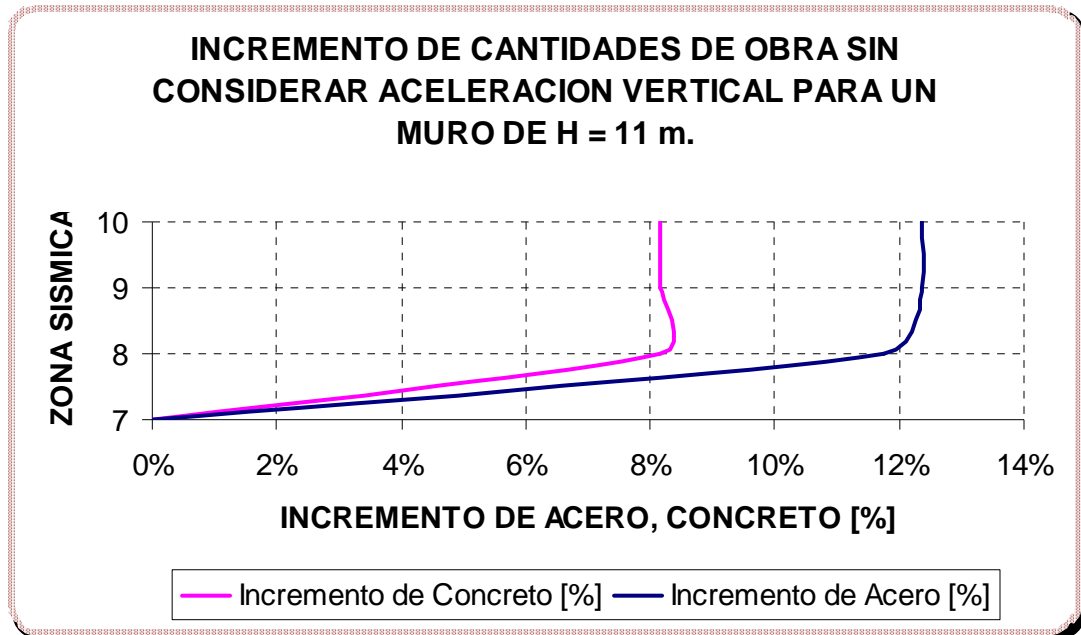
Fuente. Autores del proyecto

Figura 80.



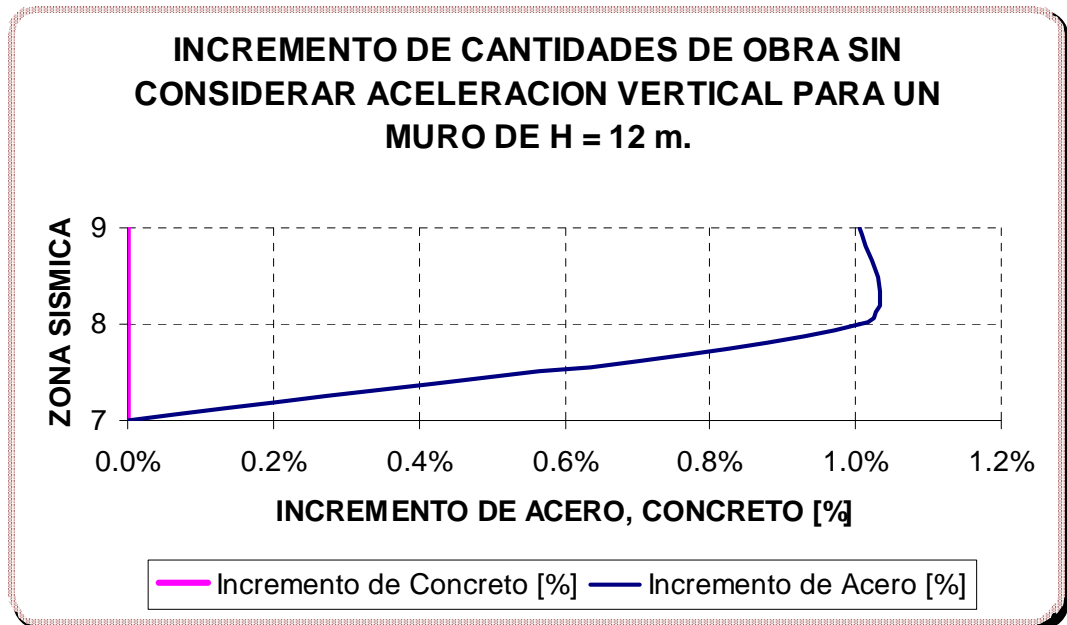
Fuente. Autores del proyecto

Figura 81.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 82.



Fuente. Autores del proyecto

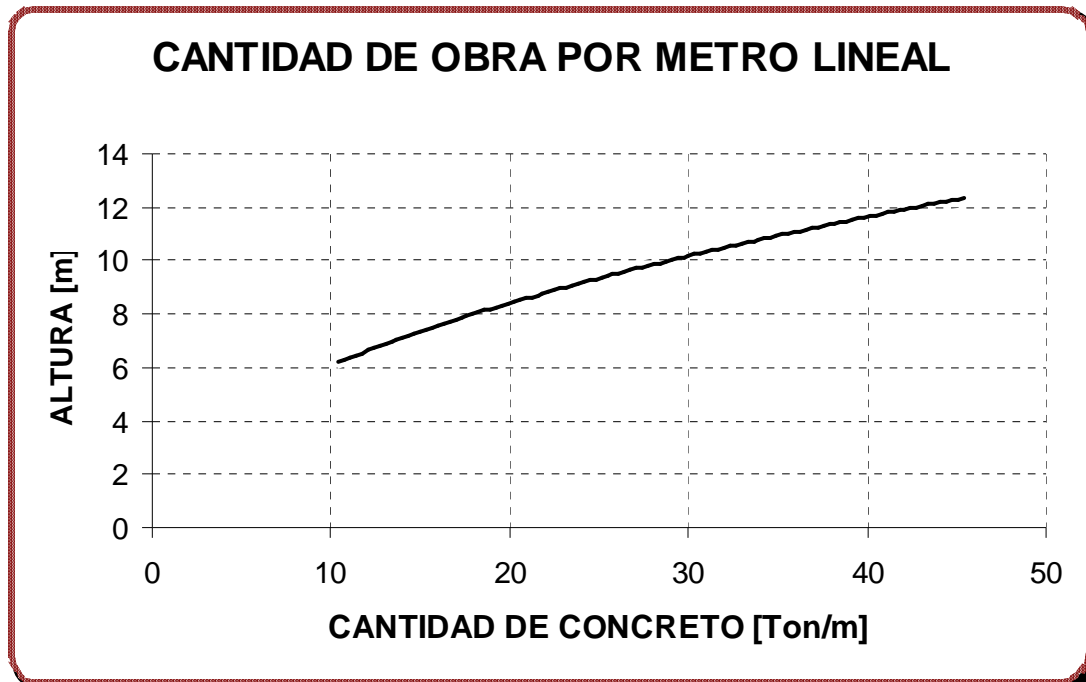
5.2 SEGUNDO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$W_s = 2$ [Ton/m ²]	$\sigma_{Adm} = 20$ [Ton/m ²]	$h_w = 0$ [m]
$\beta = 0^0$	$\phi = 35^0$	$\gamma_s = 1.7$ [Ton/m ³]
$\gamma_{SAT} = 1.9$ [Ton/m ³]	$h_p = 1$ [m]	$\gamma_c = 2.4$ [Ton/m ³]
$f'_c = 21$ [Mpa]	$f_y = 420$ [Mpa]	

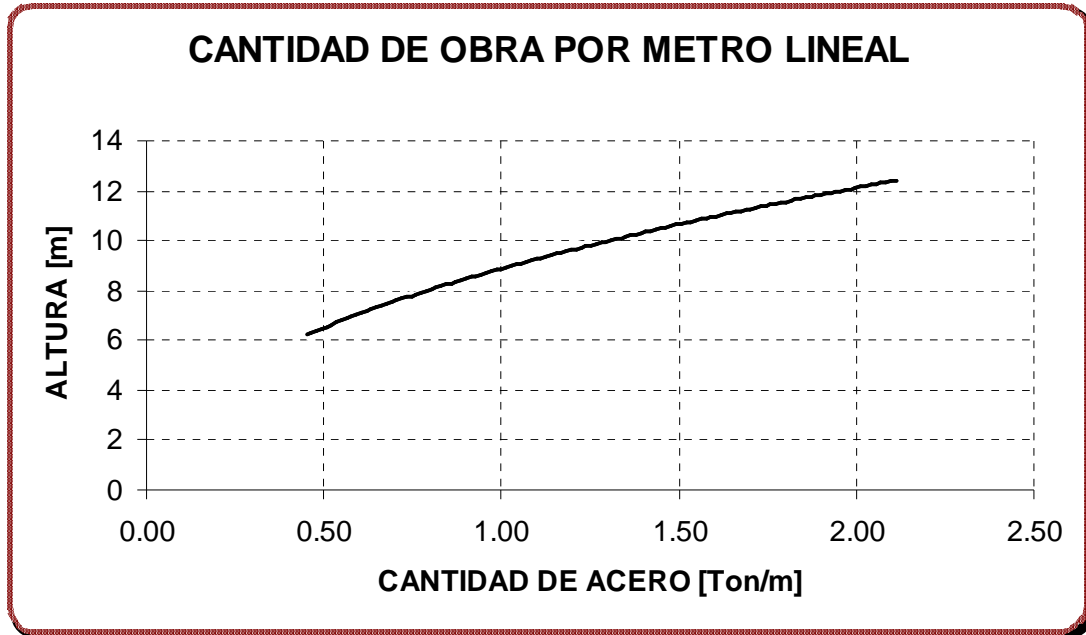
5.2.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 83. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

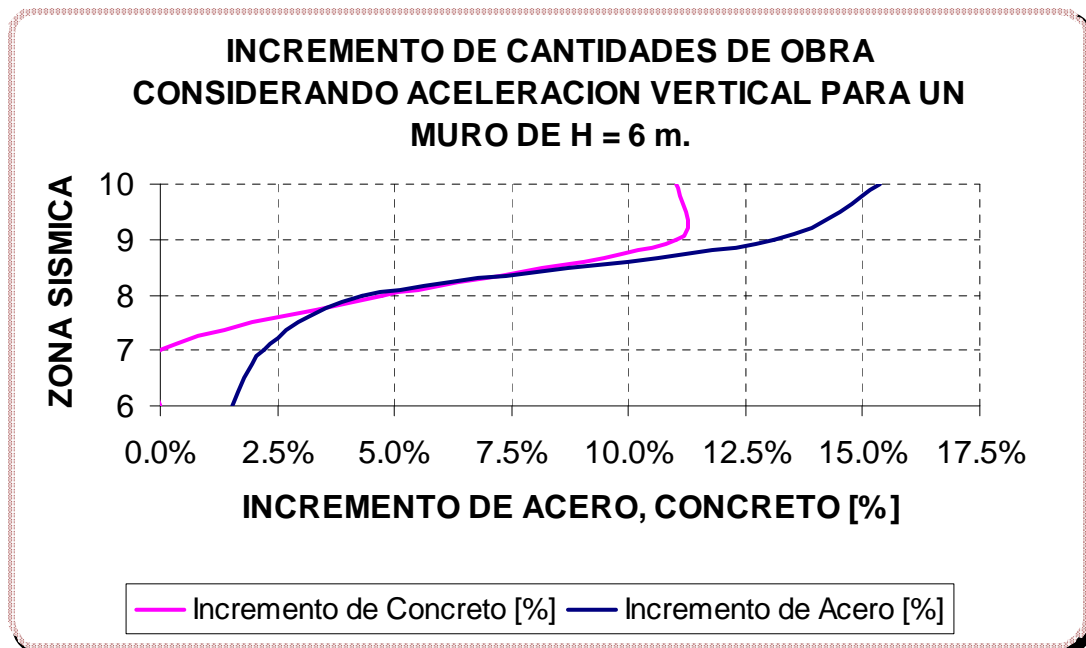
Figura 84. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

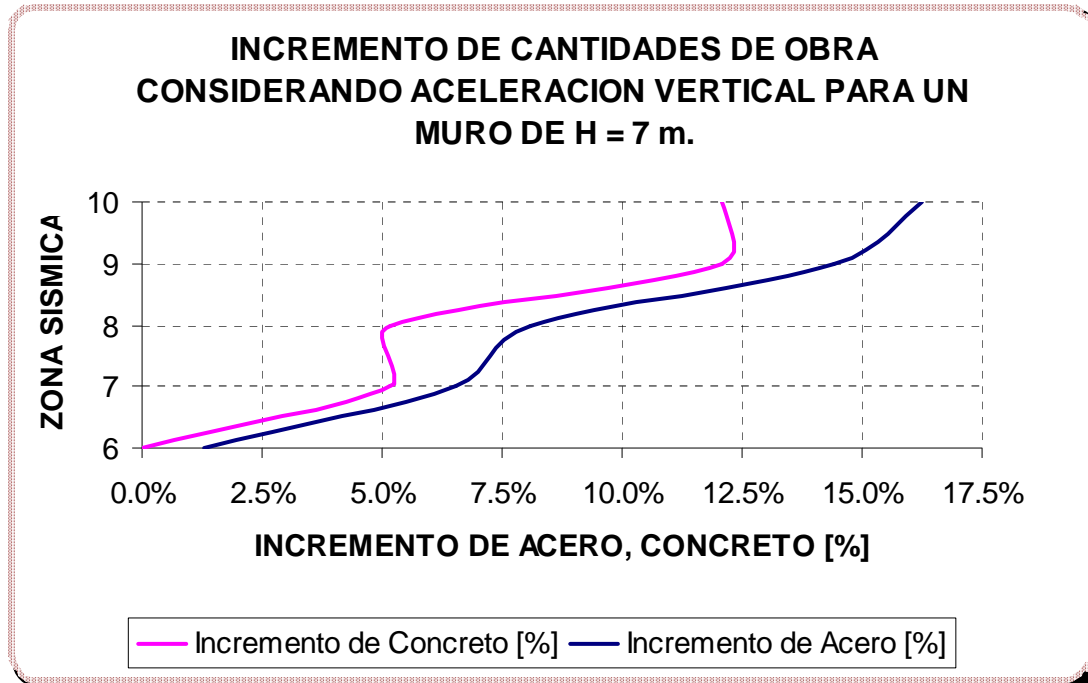
5.2.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 85.



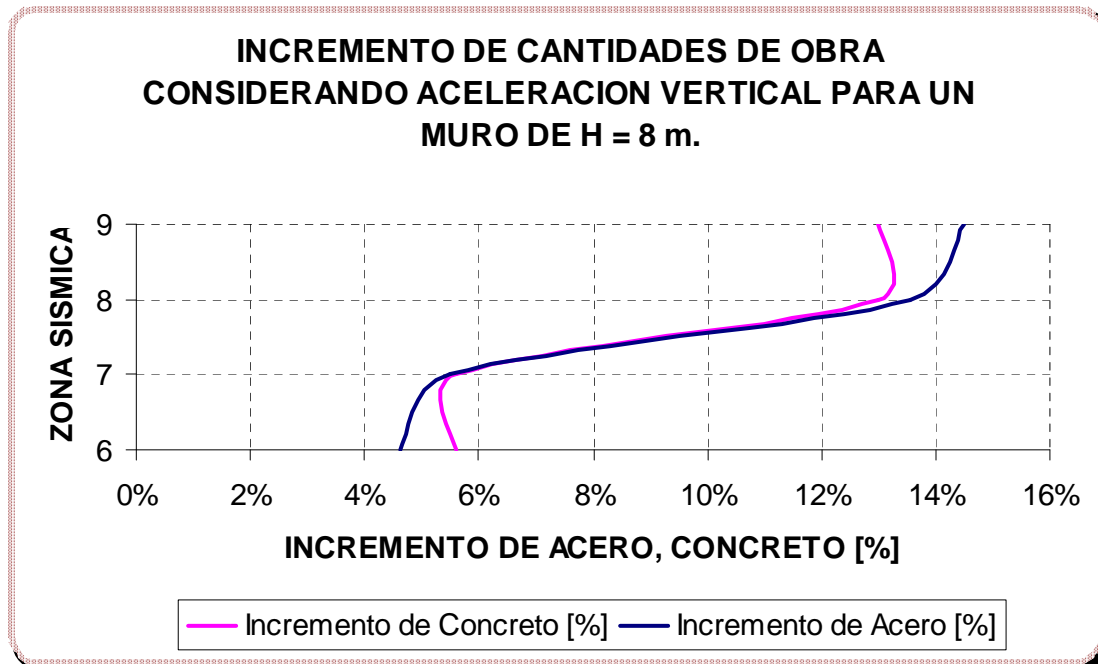
Fuente. Autores del proyecto

Figura 86.



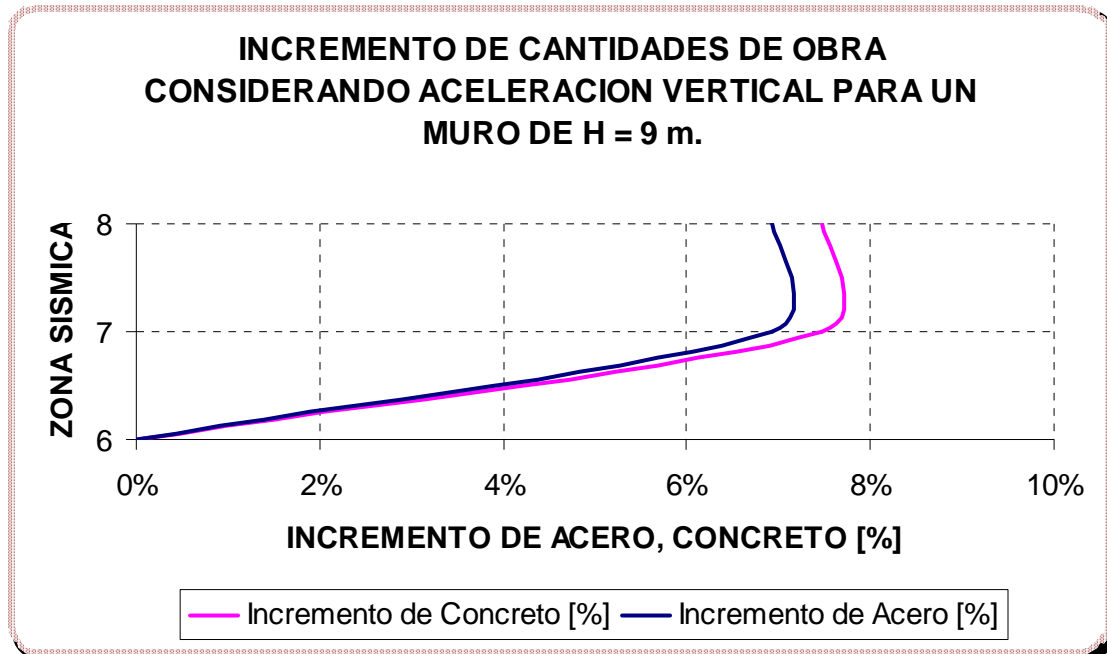
Fuente. Autores del proyecto

Figura 87.



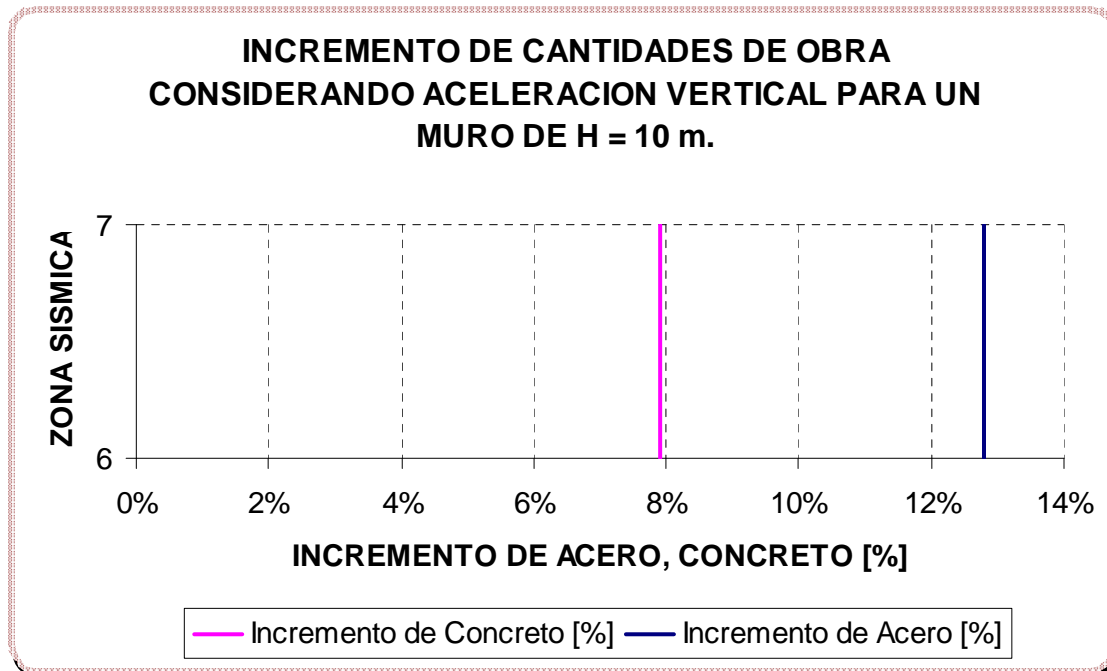
Fuente. Autores del proyecto

Figura 88.



Fuente. Autores del proyecto

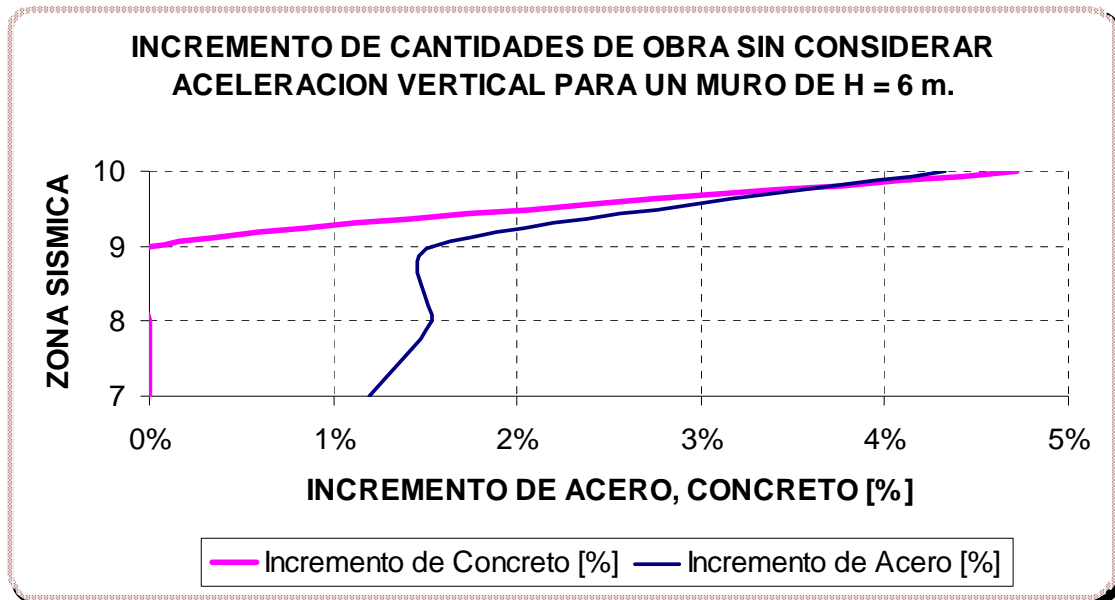
Figura 89.



Fuente. Autores del proyecto

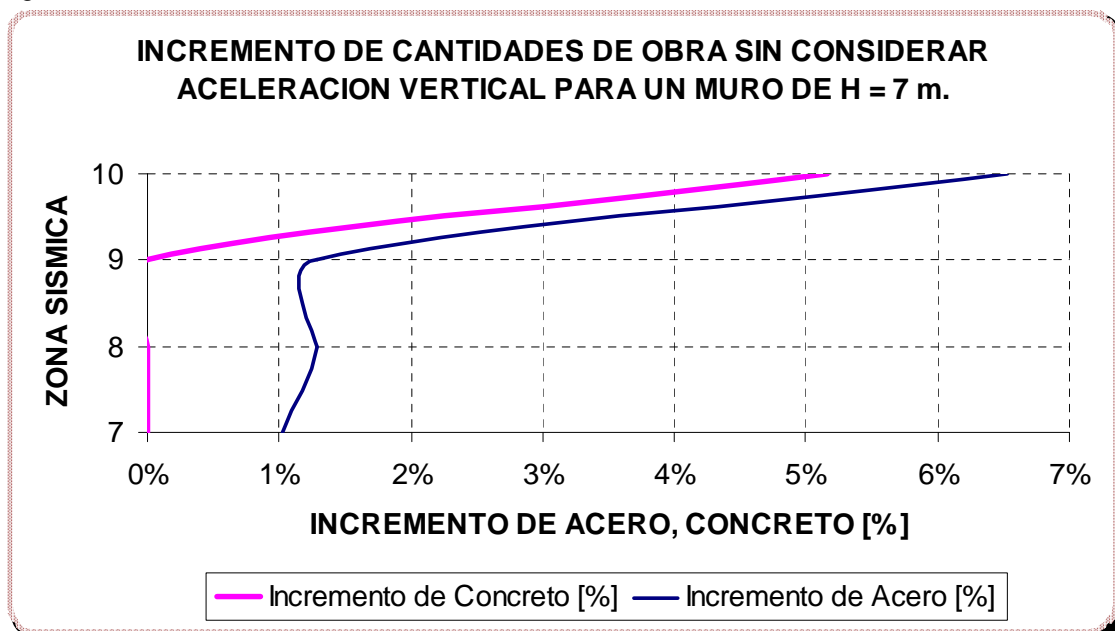
5.2.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 90.



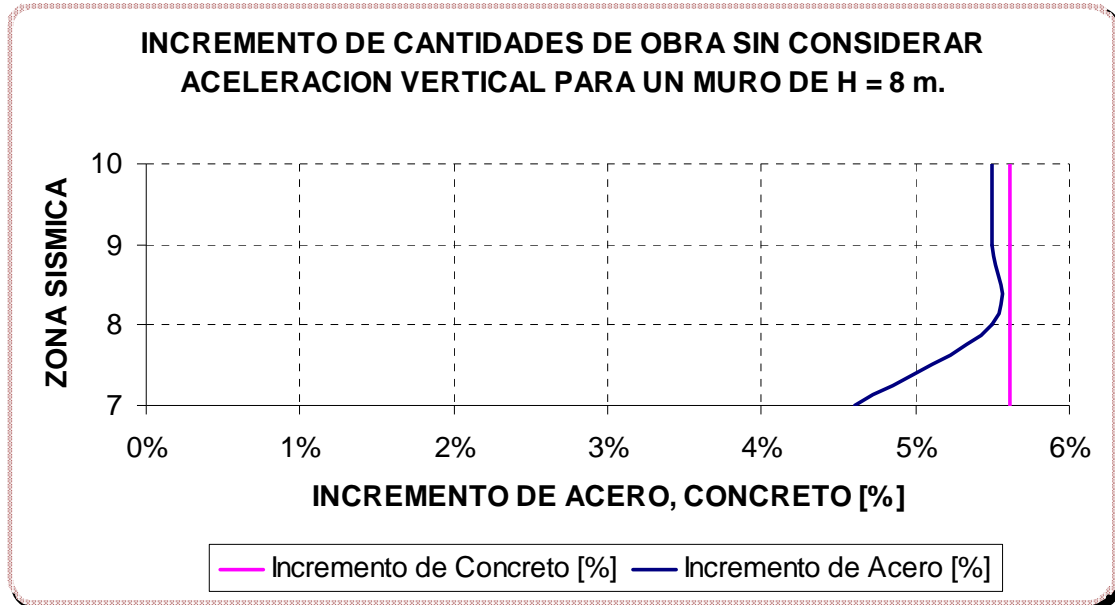
Fuente. Autores del proyecto

Figura 91.



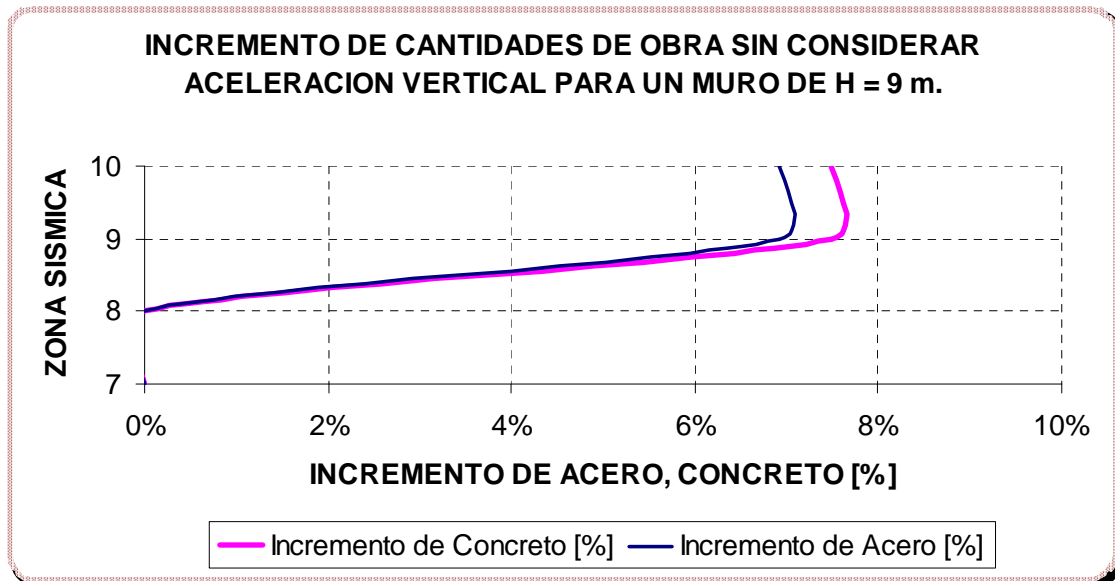
Fuente. Autores del proyecto

Figura 92.



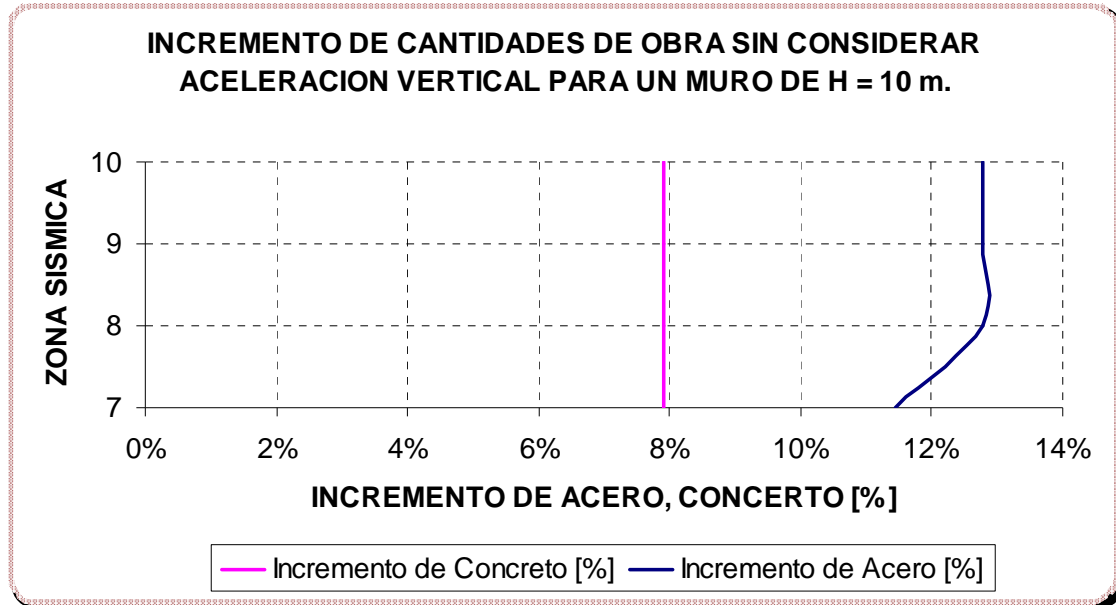
Fuente. Autores del proyecto

Figura 93.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 94.



Fuente. Autores del proyecto

5.3 TERCER NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 3 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 20 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 0 \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

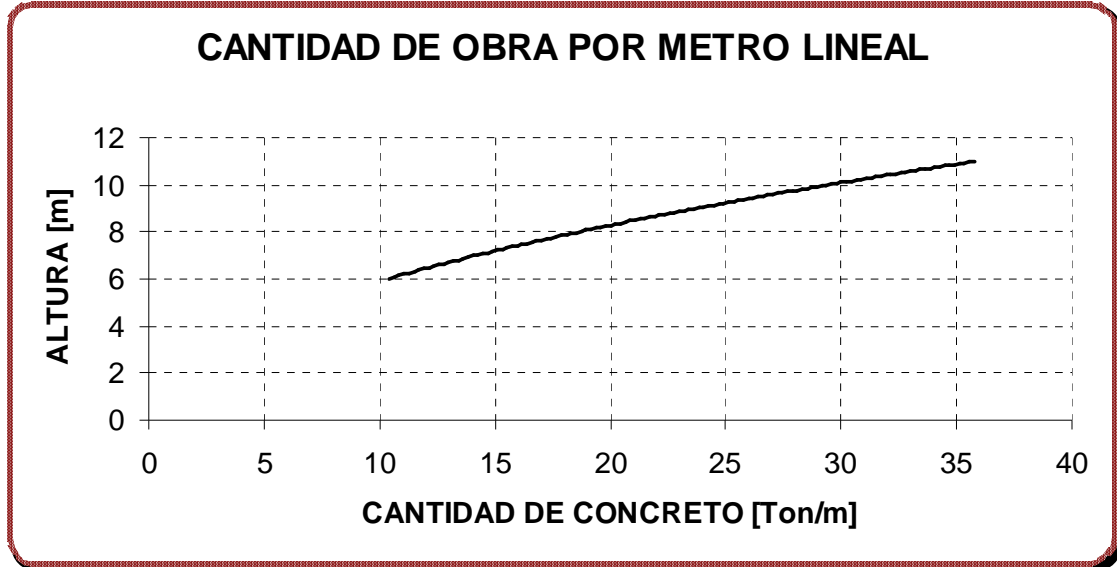
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

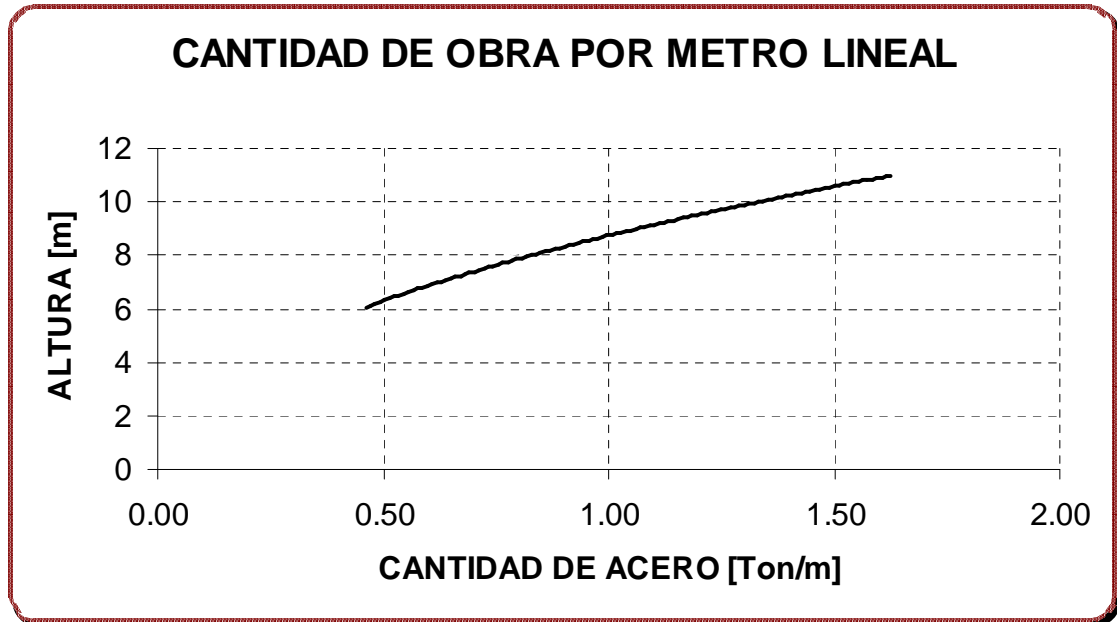
5.3.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 95. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

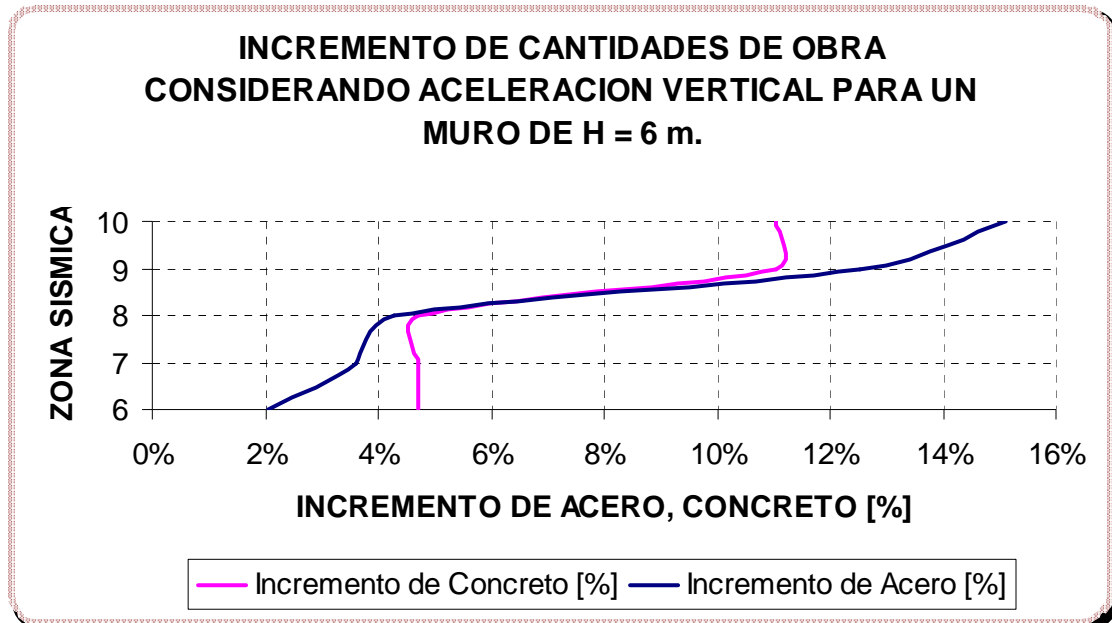
Figura 96. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

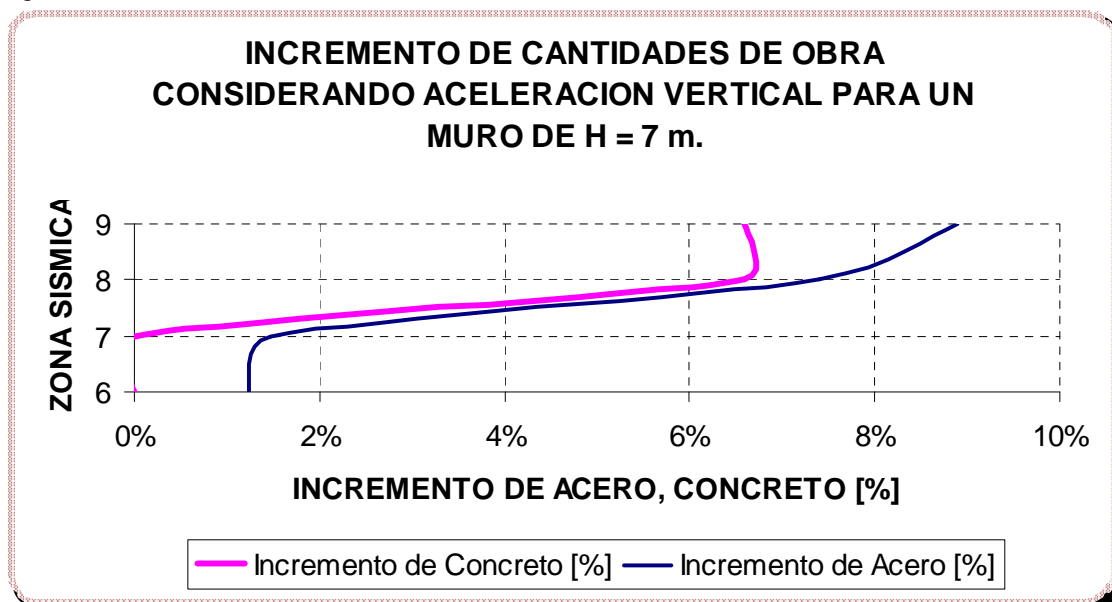
5.3.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 97.



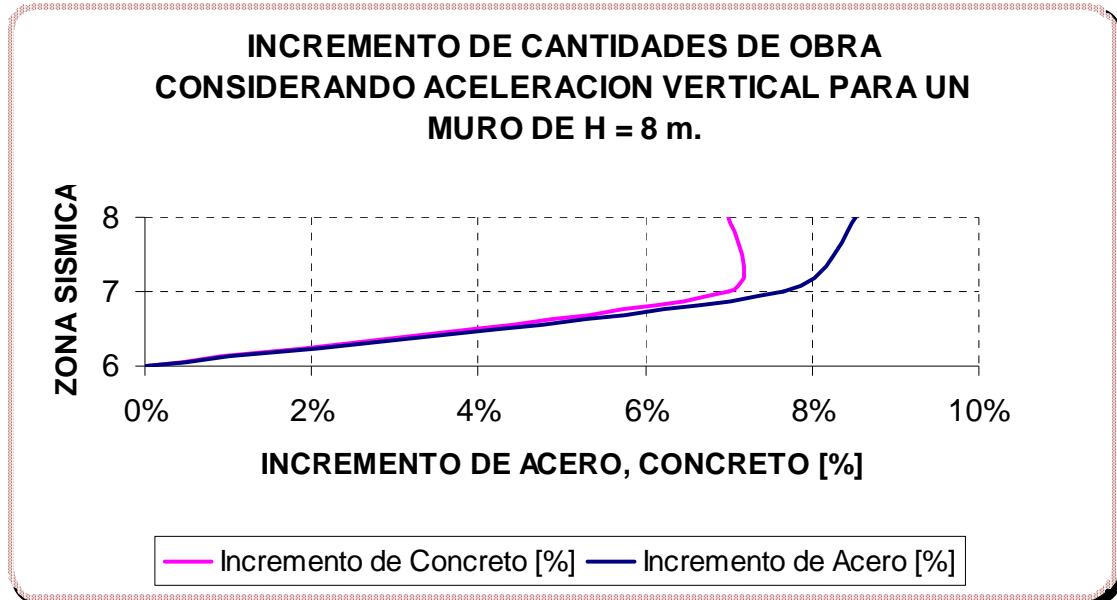
Fuente. Autores del proyecto

Figura 98.



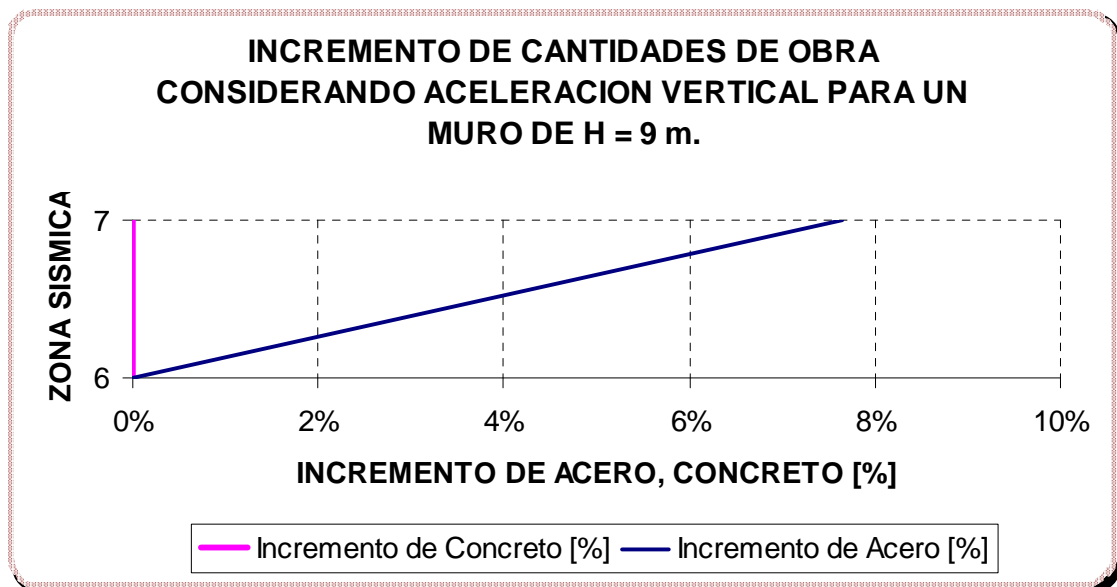
Fuente. Autores del proyecto

Figura 99.



Fuente. Autores del proyecto

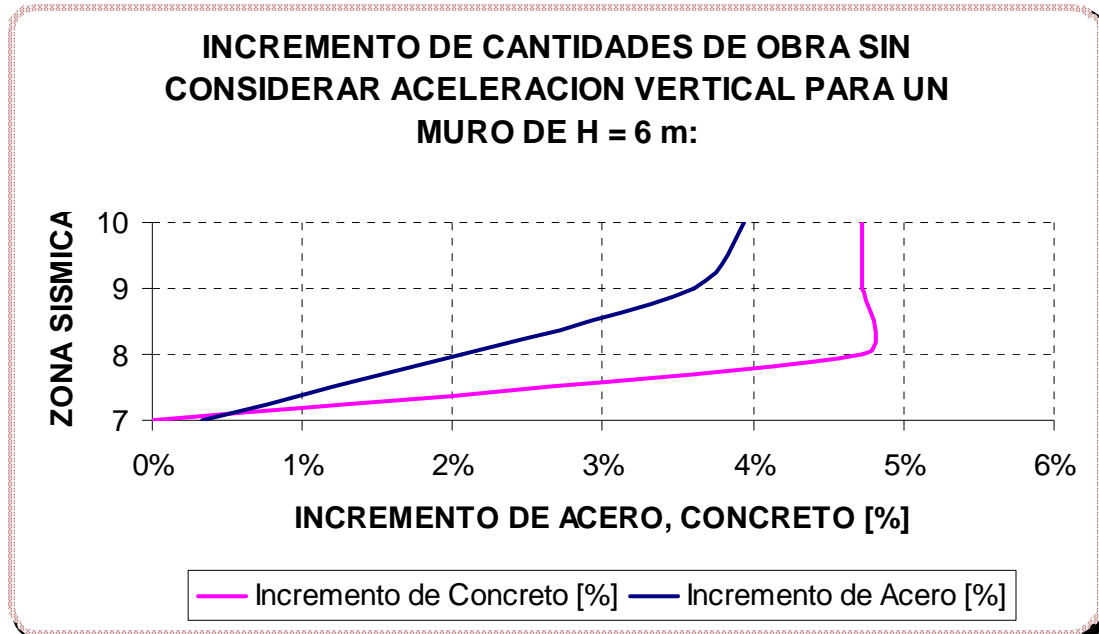
Figura 100.



Fuente. Autores del proyecto

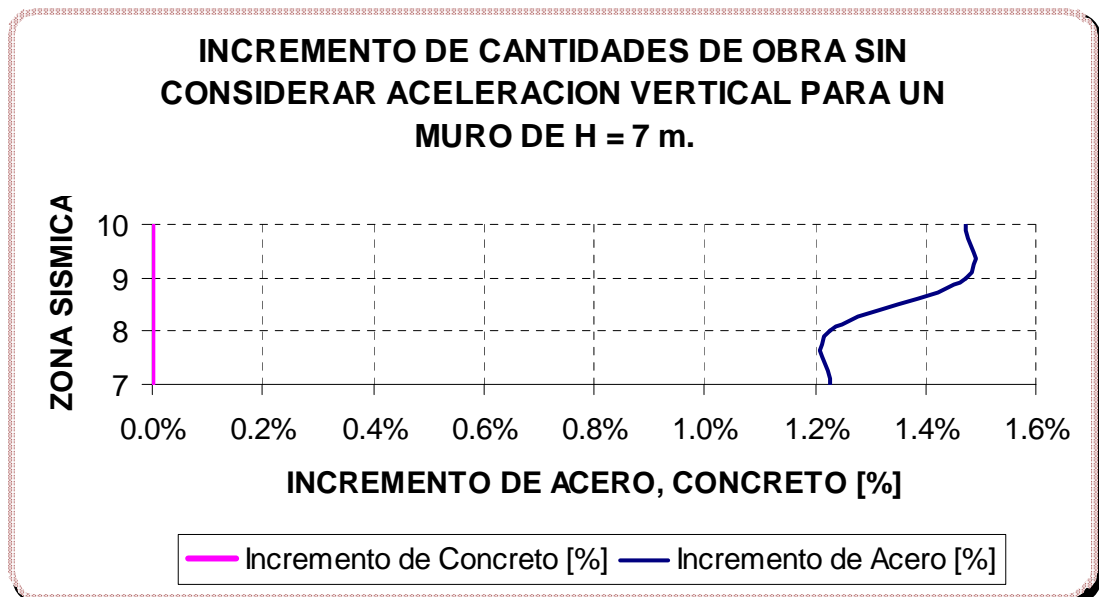
5.3.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 101.



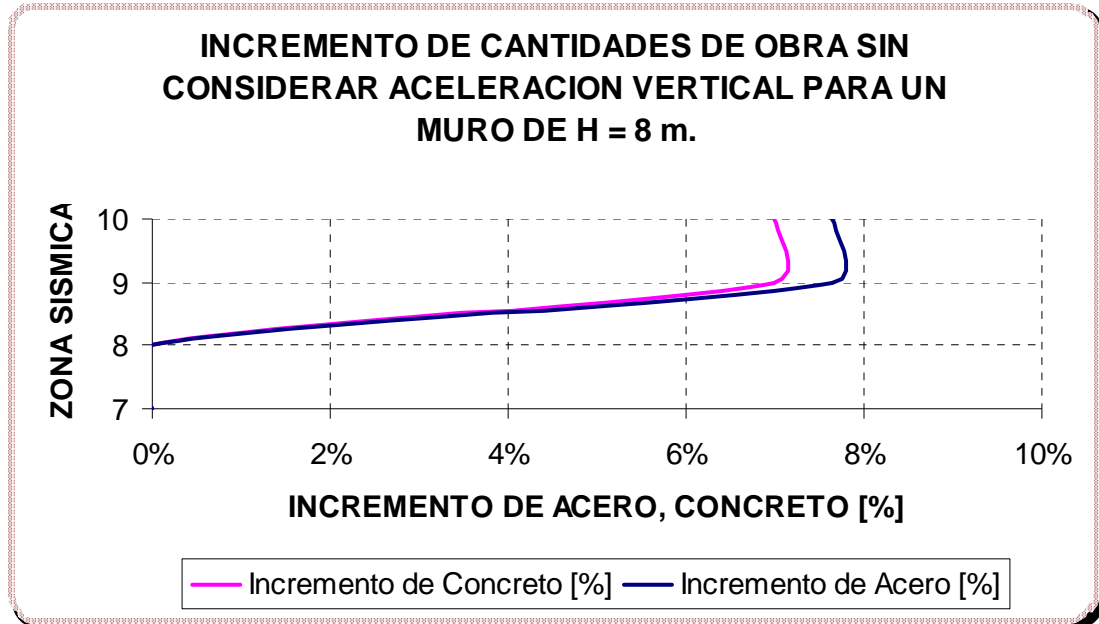
Fuente. Autores del proyecto

Figura 102.



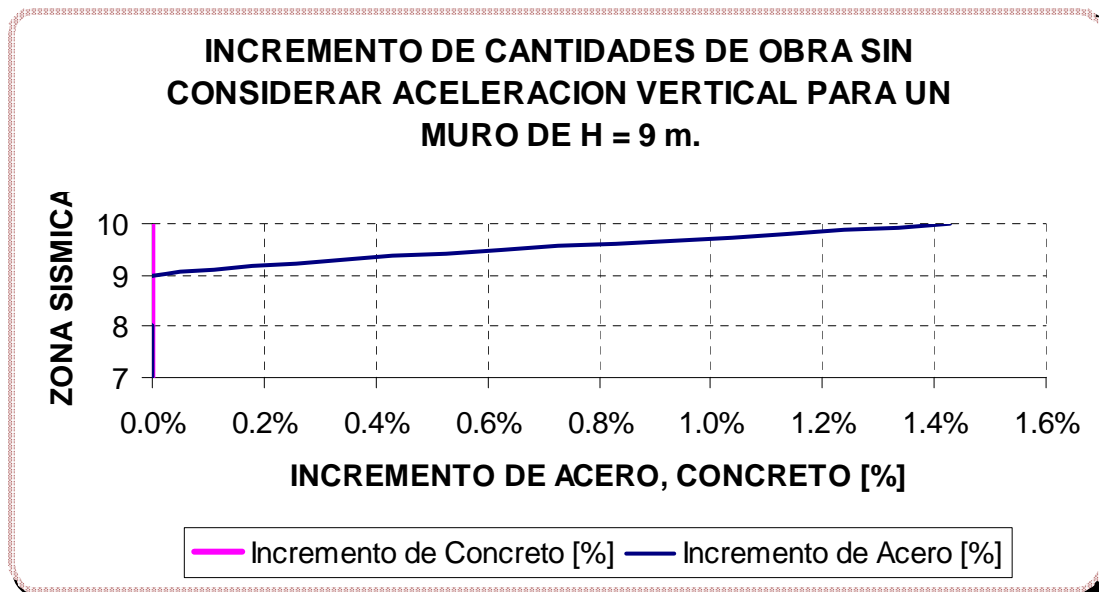
Fuente. Autores del proyecto

Figura 103.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 104.



Fuente. Autores del proyecto

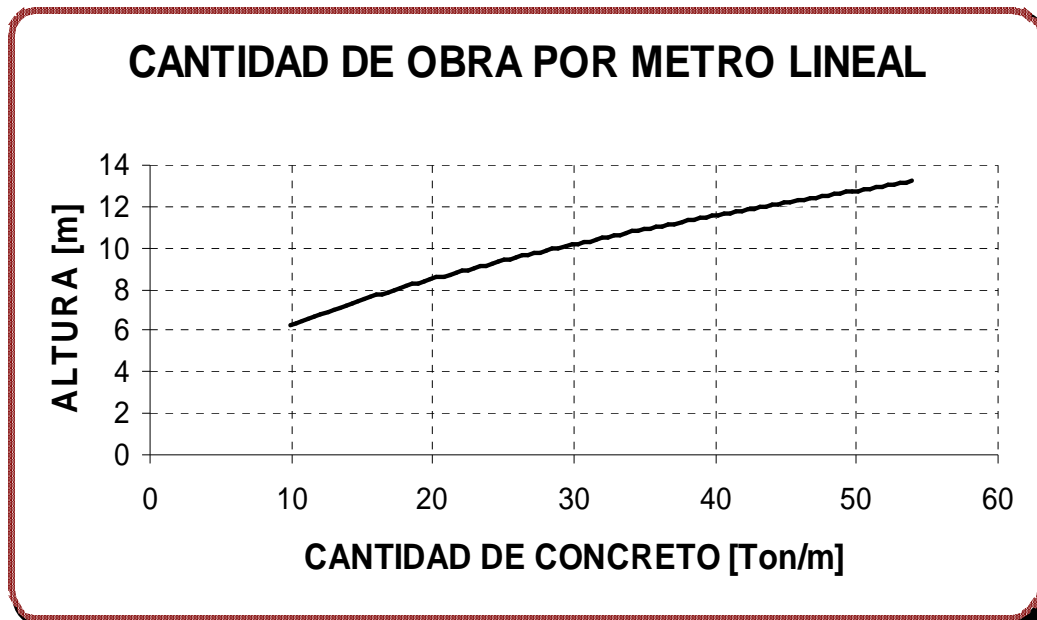
5.4 CUARTO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$W_s = 1$ [Ton/m ²]	$\sigma_{Adm} = 20$ [Ton/m ²]	$h_w = 1/3H$ [m]
$\beta = 0^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\gamma_s = 1.7$ [Ton/m ³]
$\gamma_{SAT} = 1.9$ [Ton/m ³]	$h_p = 1$ [m]	$\gamma_c = 2.4$ [Ton/m ³]
$f'_c = 21$ [Mpa]	$f_y = 420$ [Mpa]	

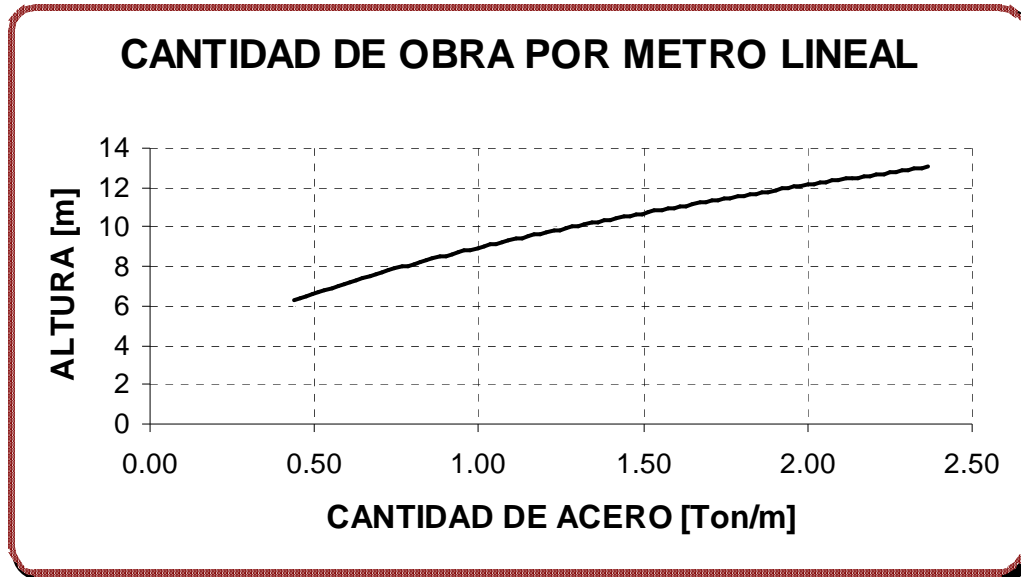
5.4.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 105. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

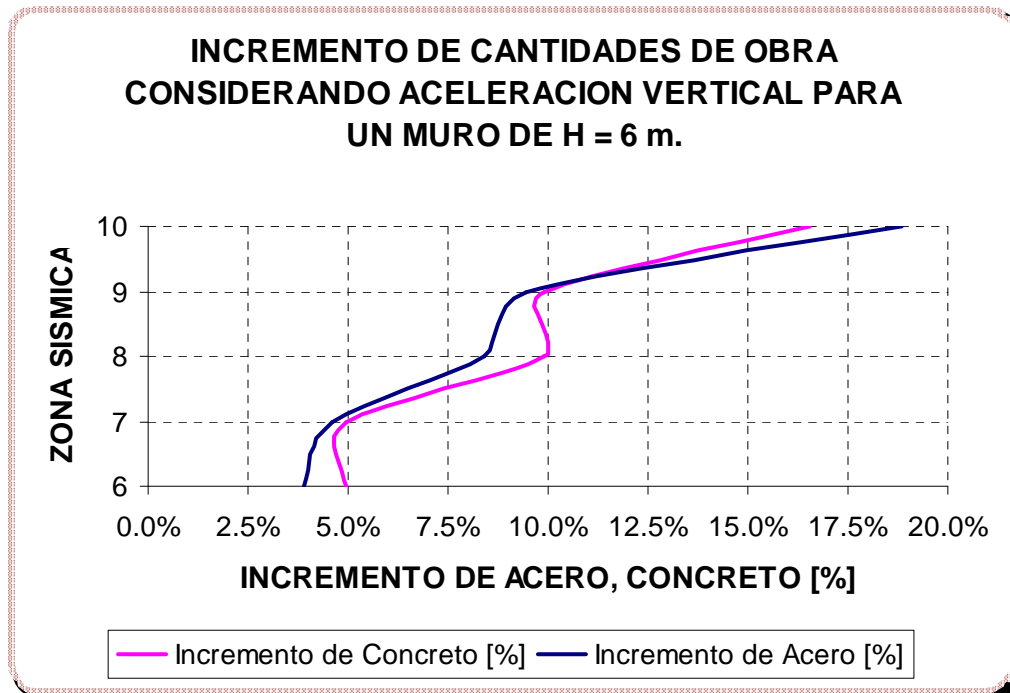
Figura 106. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

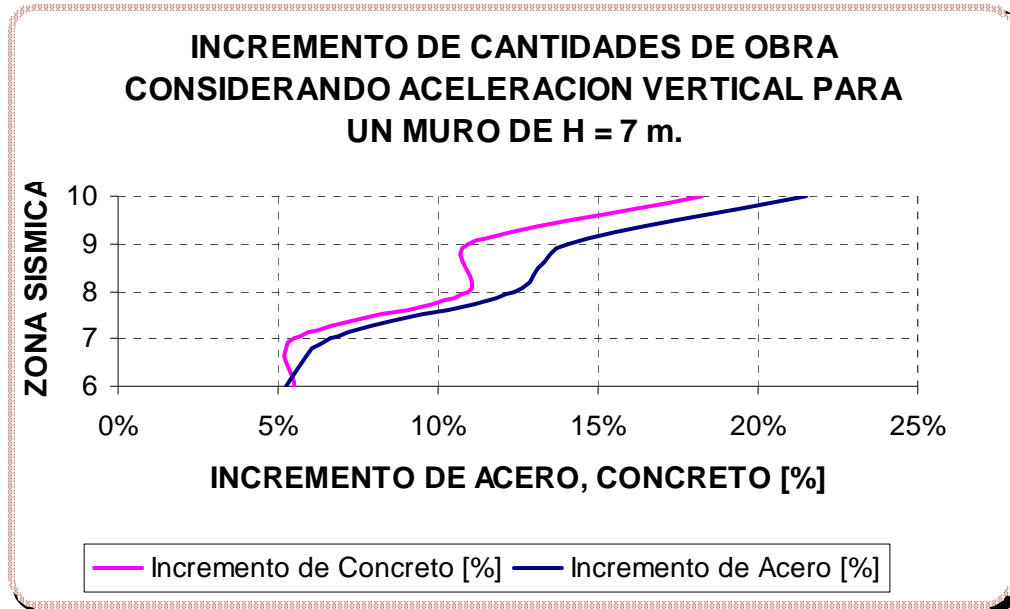
5.4.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 107.



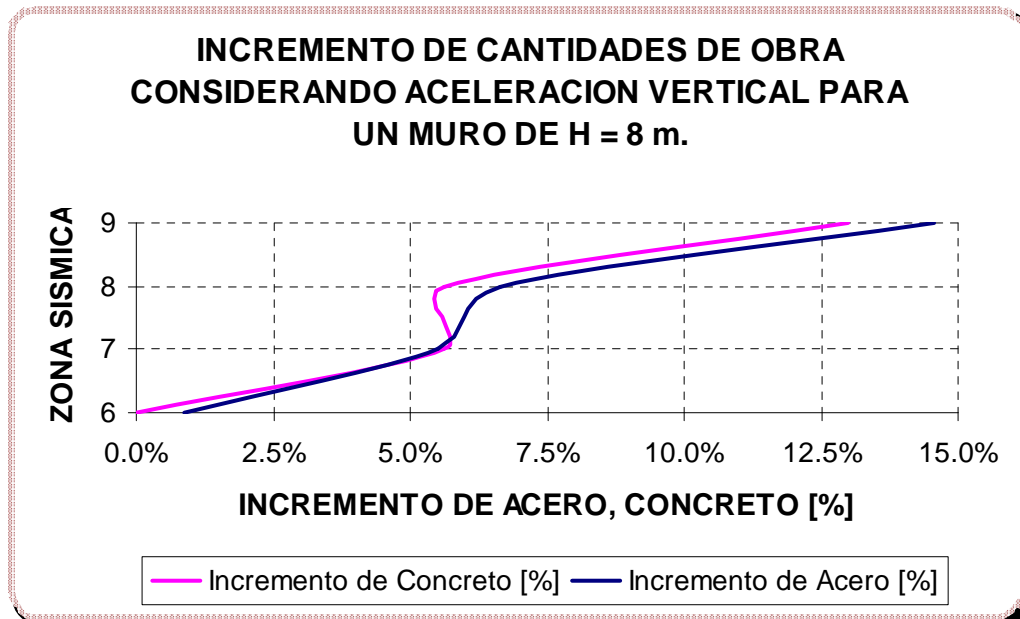
Fuente. Autores del proyecto

Figura 108.



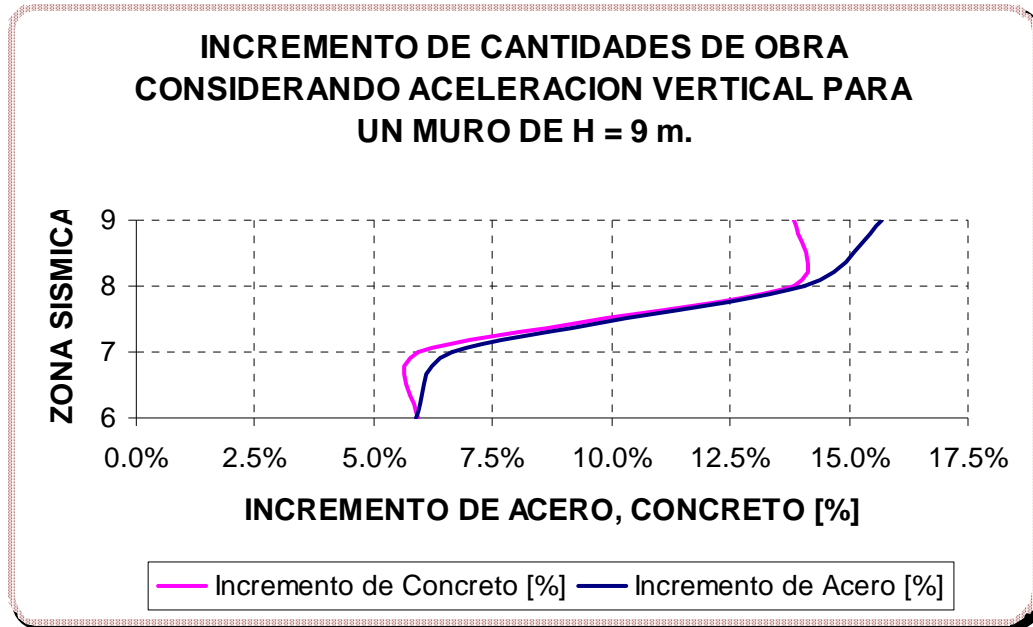
Fuente. Autores del proyecto

Figura 109.



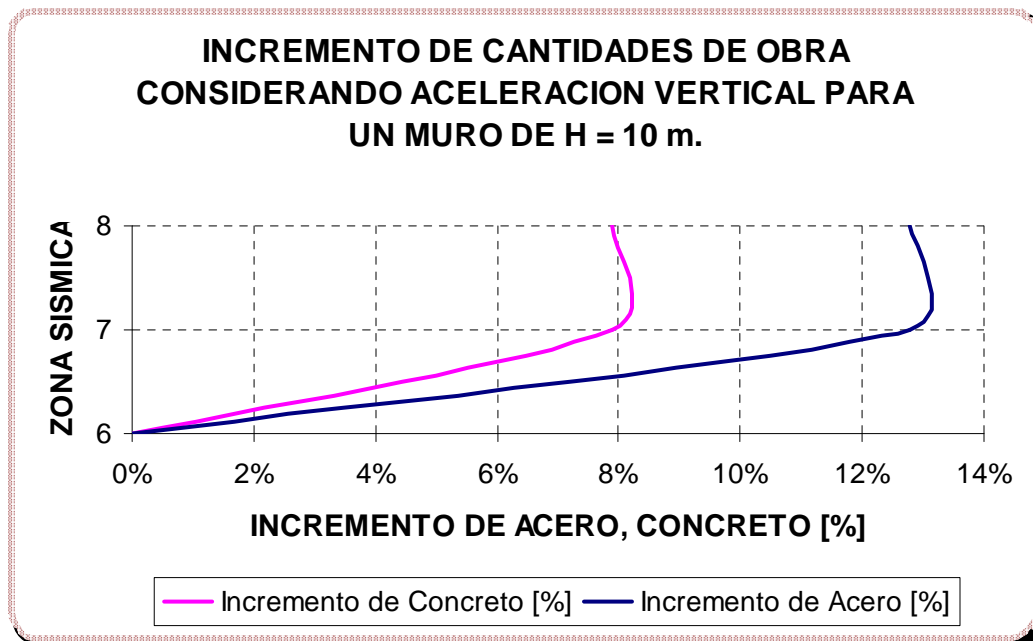
Fuente. Autores del proyecto

Figura 110.



Fuente. Autores del proyecto

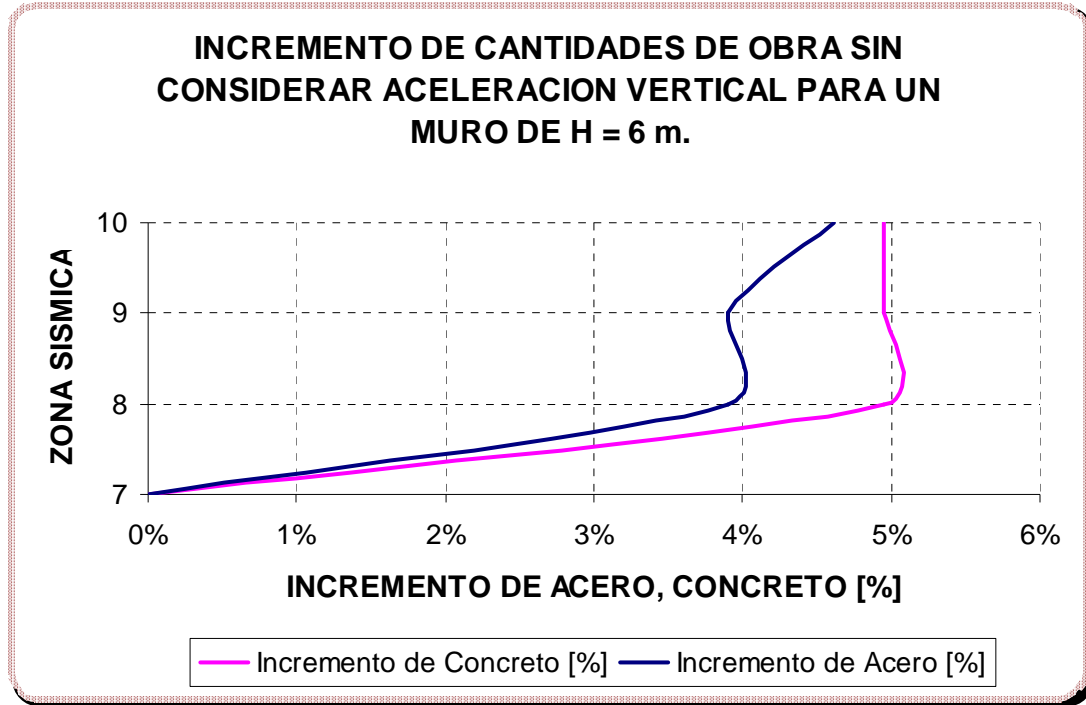
Figura 111.



Fuente. Autores del proyecto

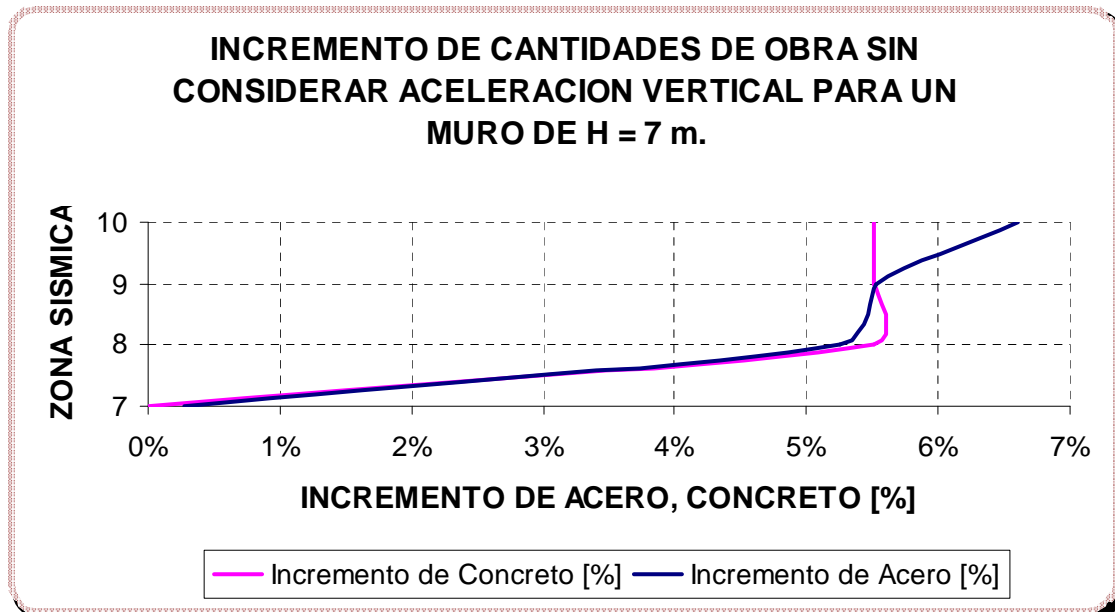
5.4.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 112.



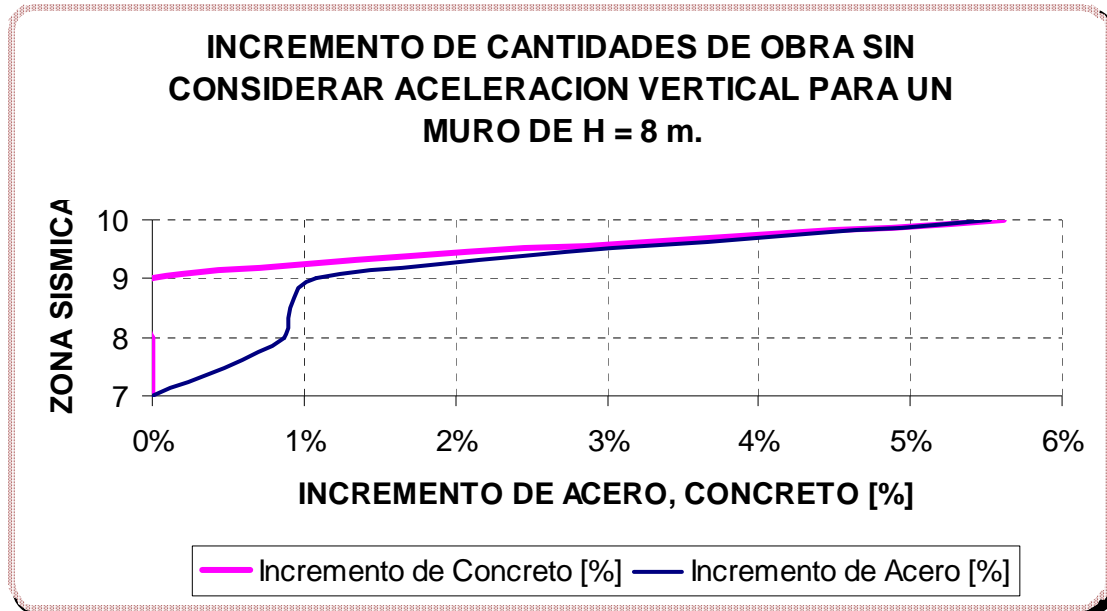
Fuente. Autores del proyecto

Figura 113.



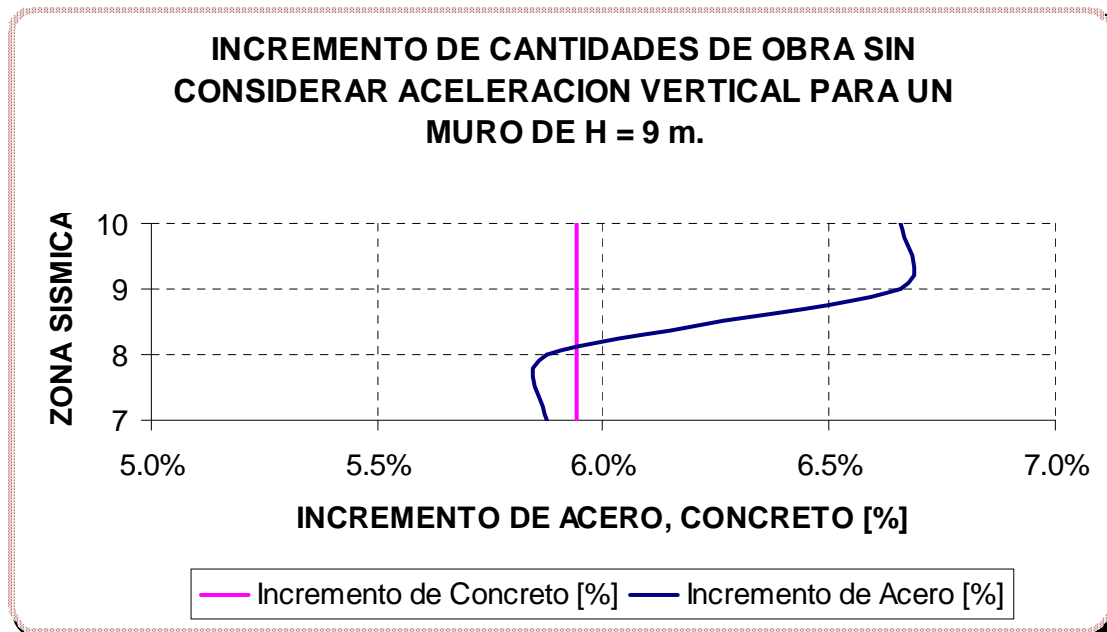
Fuente. Autores del proyecto

Figura 114.



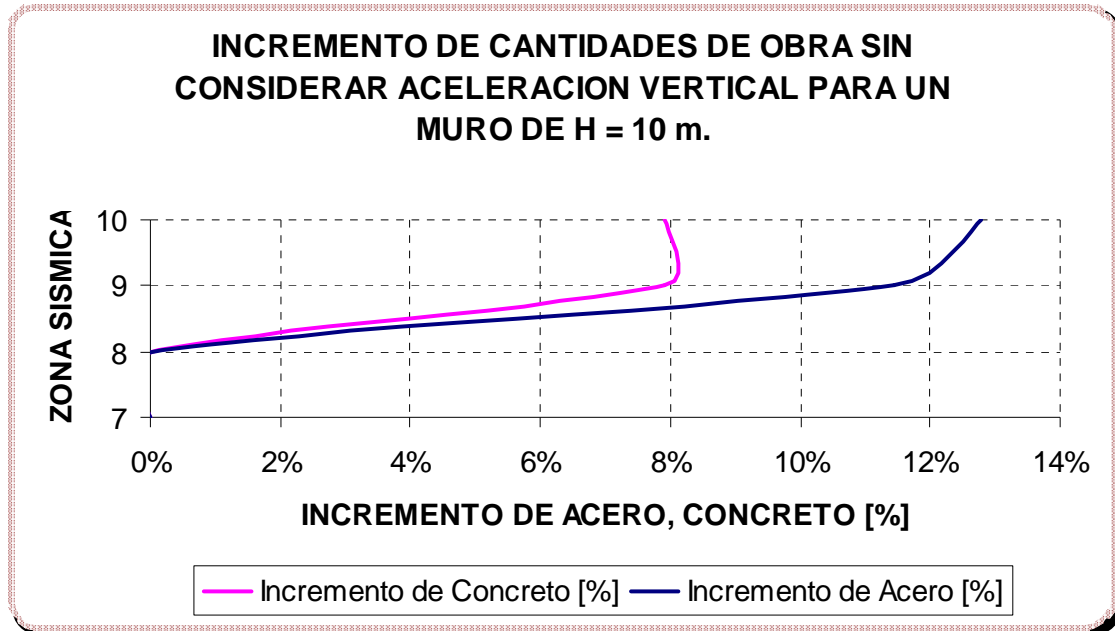
Fuente. Autores del proyecto

Figura 115.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 116.



Fuente. Autores del proyecto

5.5 QUINTO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 2 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 20 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

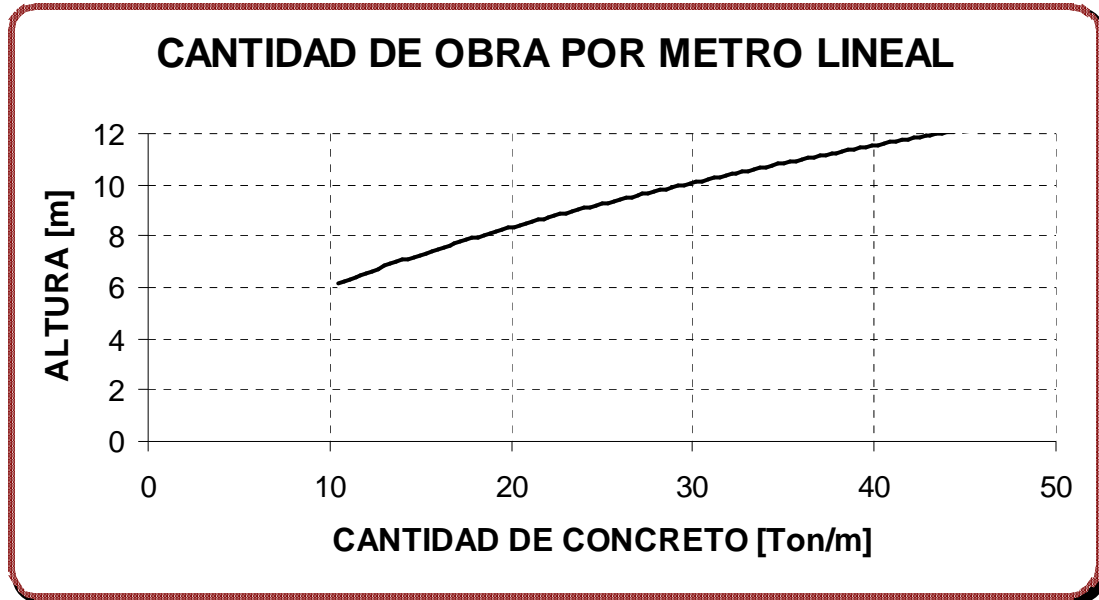
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

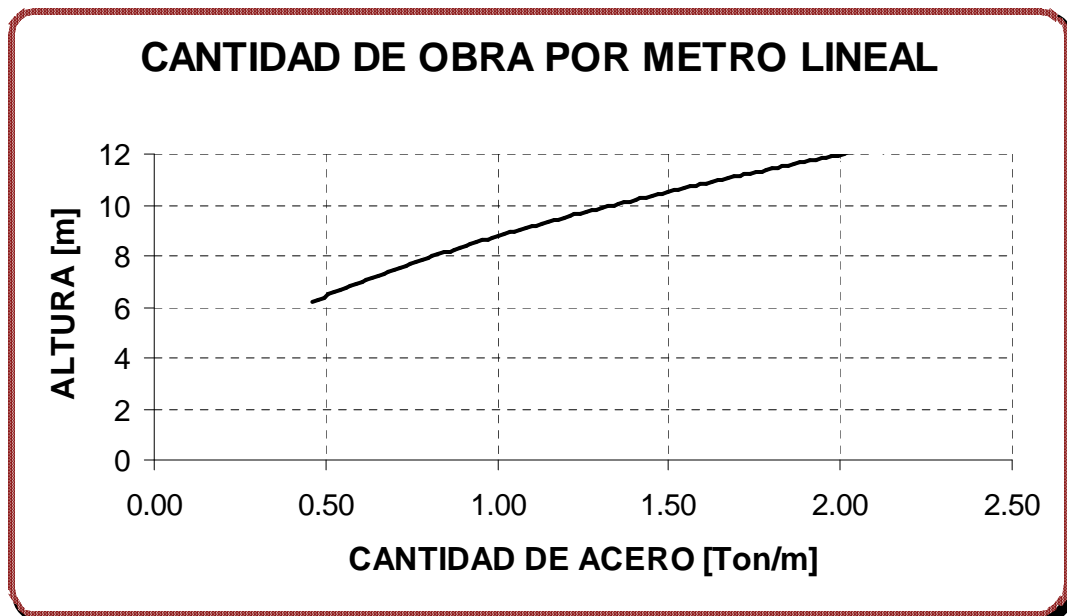
5.5.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 117. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

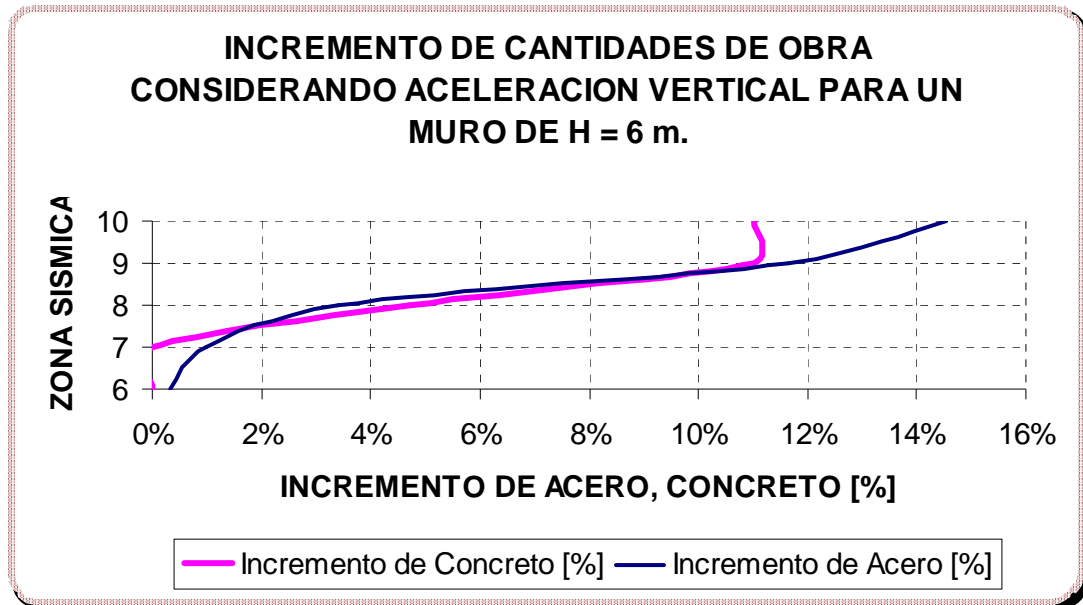
Figura 118. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

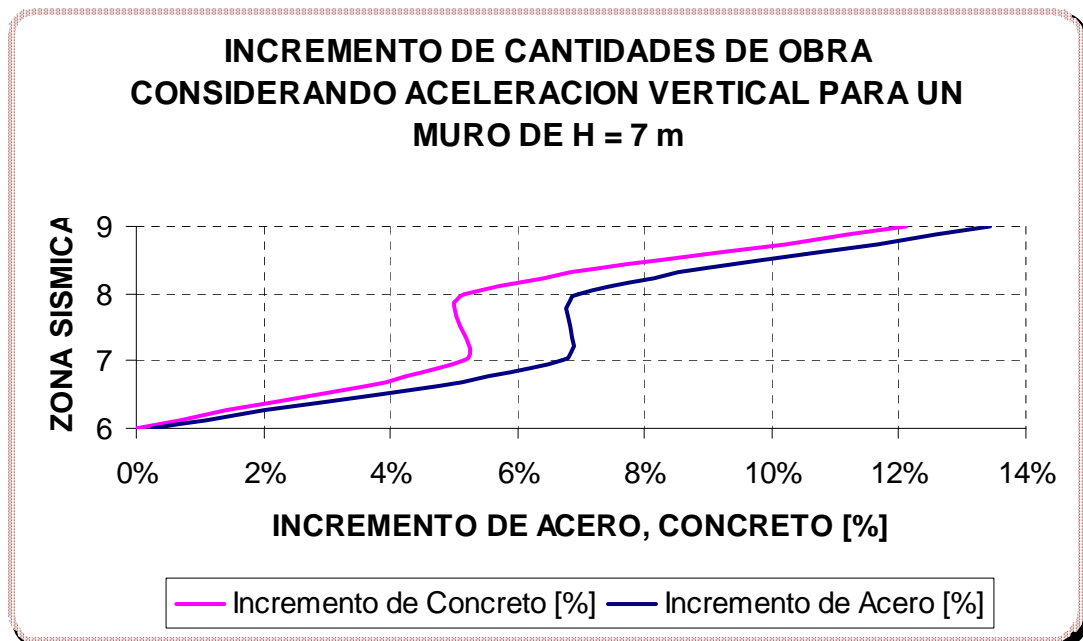
5.5.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 119.



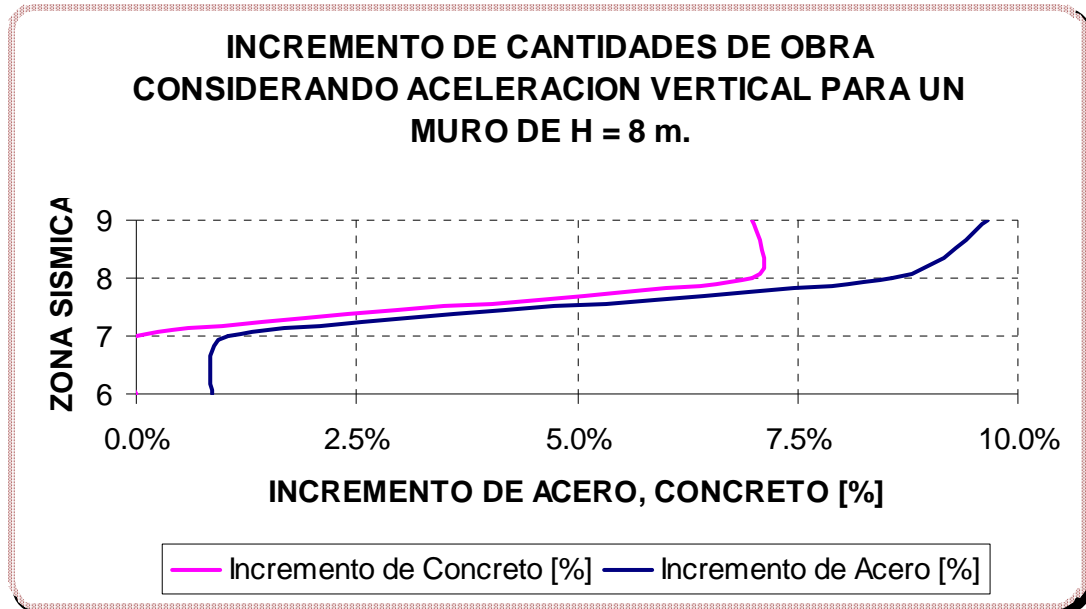
Fuente. Autores del proyecto

Figura 120.



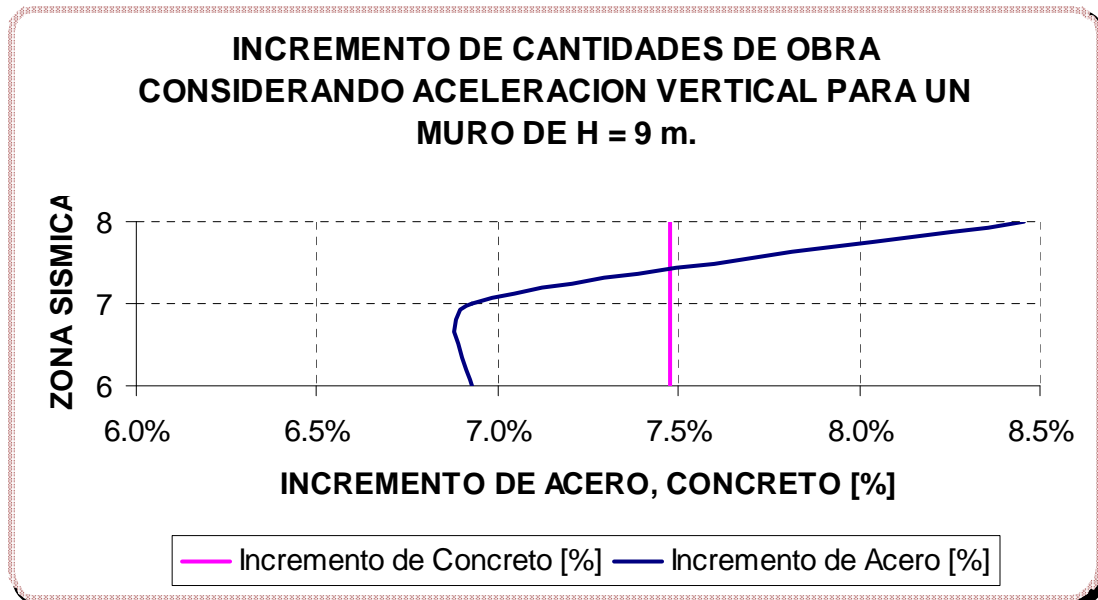
Fuente. Autores del proyecto

Figura 121.



Fuente. Autores del proyecto

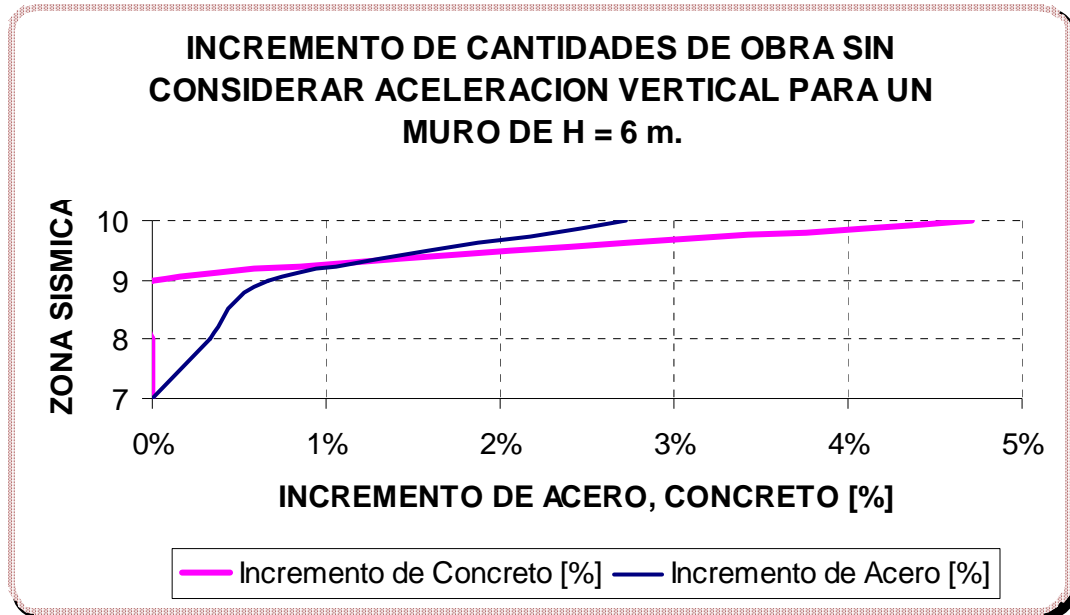
Figura 122.



Fuente. Autores del proyecto

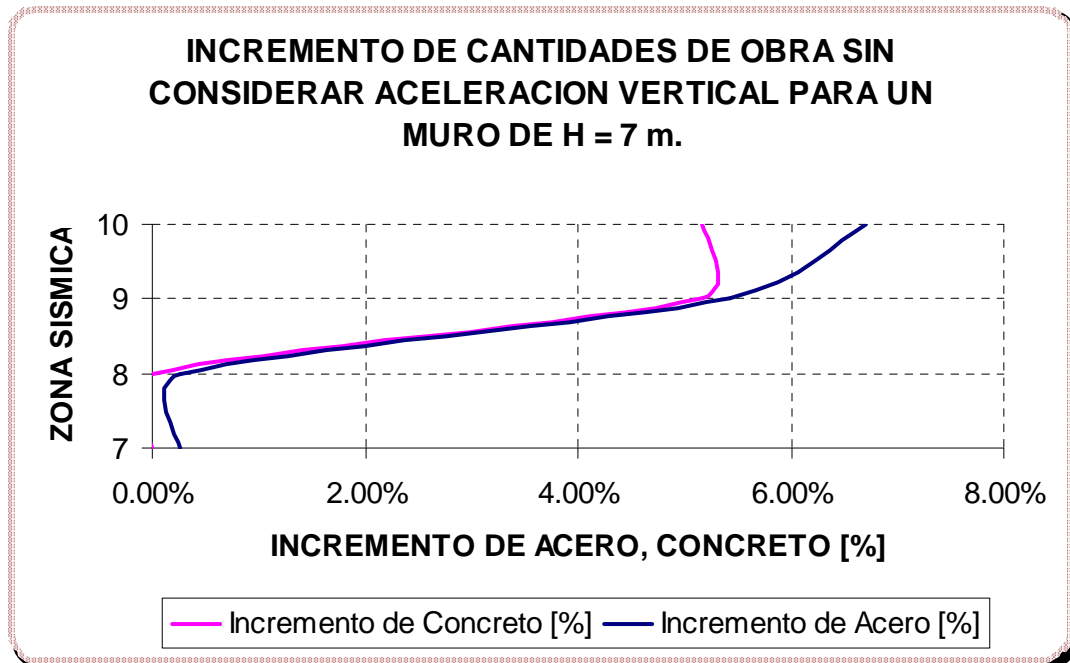
5.5.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 123.



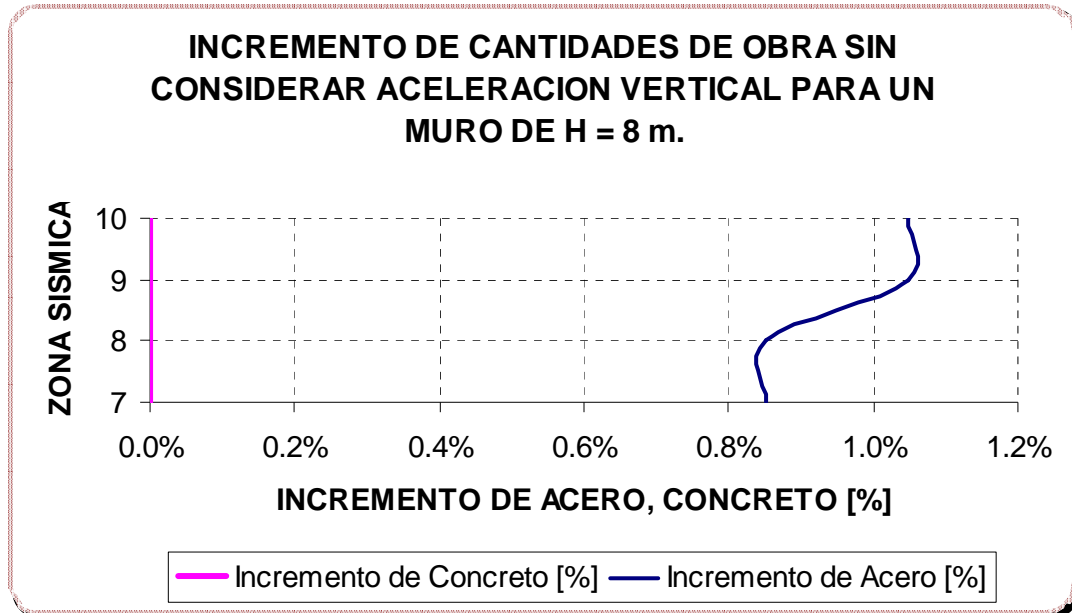
Fuente. Autores del proyecto

Figura 124.



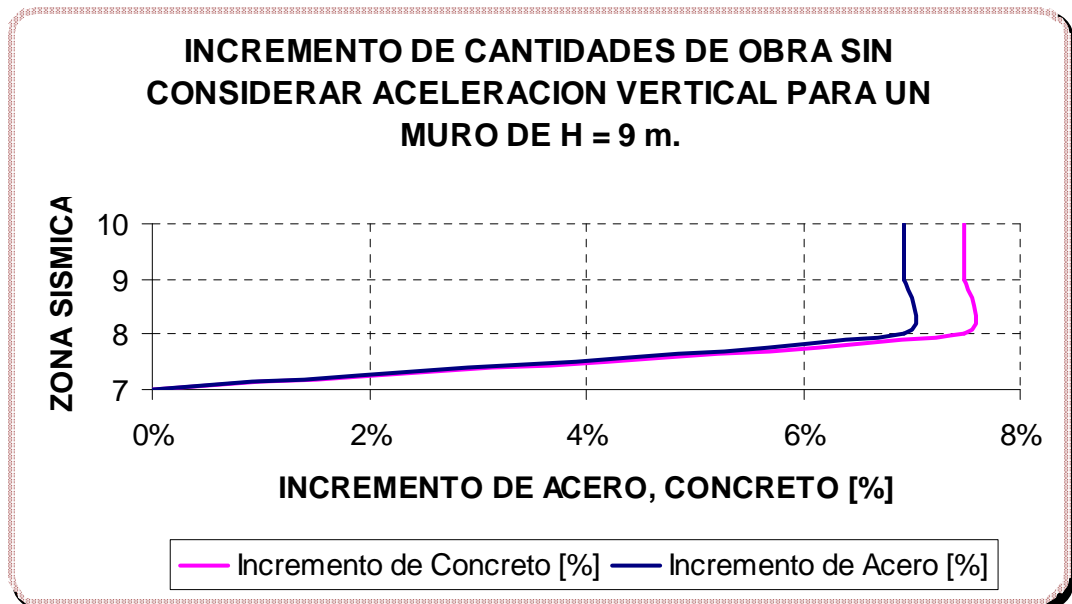
Fuente. Autores del proyecto

Figura 125.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 126.



Fuente. Autores del proyecto

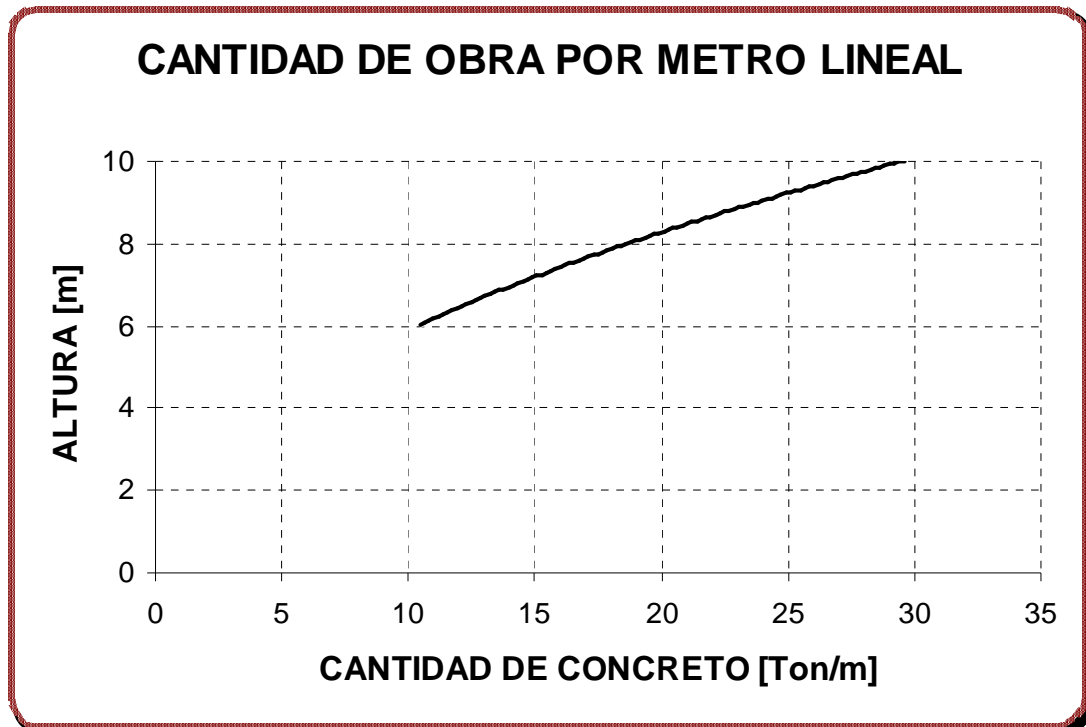
5.6 SEXTO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$W_s = 3$ [Ton/m ²]	$\sigma_{Adm} = 20$ [Ton/m ²]	$h_w = 1/3H$ [m]
$\beta = 0^0$	$\phi = 35^0$	$\gamma_s = 1.7$ [Ton/m ³]
$\gamma_{SAT} = 1.9$ [Ton/m ³]	$h_p = 1$ [m]	$\gamma_c = 2.4$ [Ton/m ³]
$f'_c = 21$ [Mpa]	$f_y = 420$ [Mpa]	

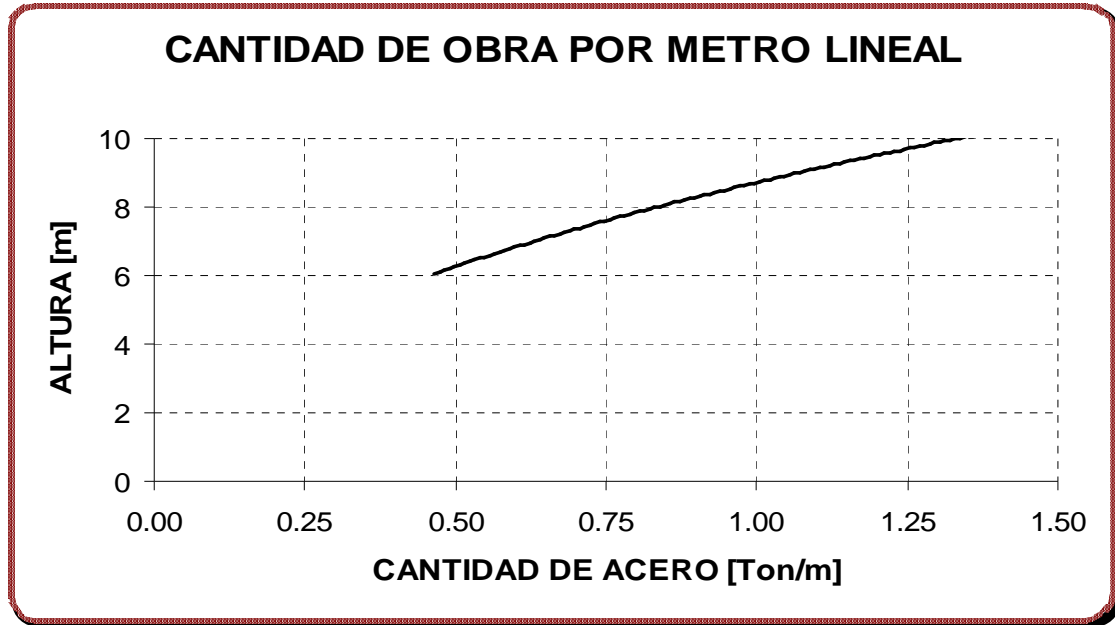
5.6.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 127. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

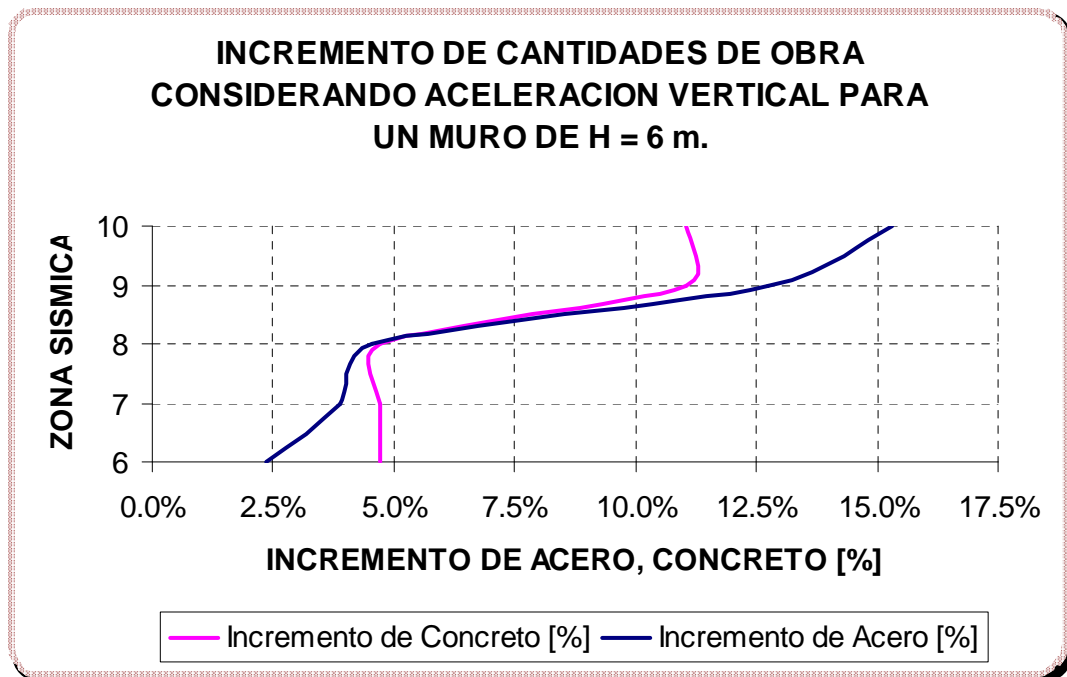
Figura 128. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

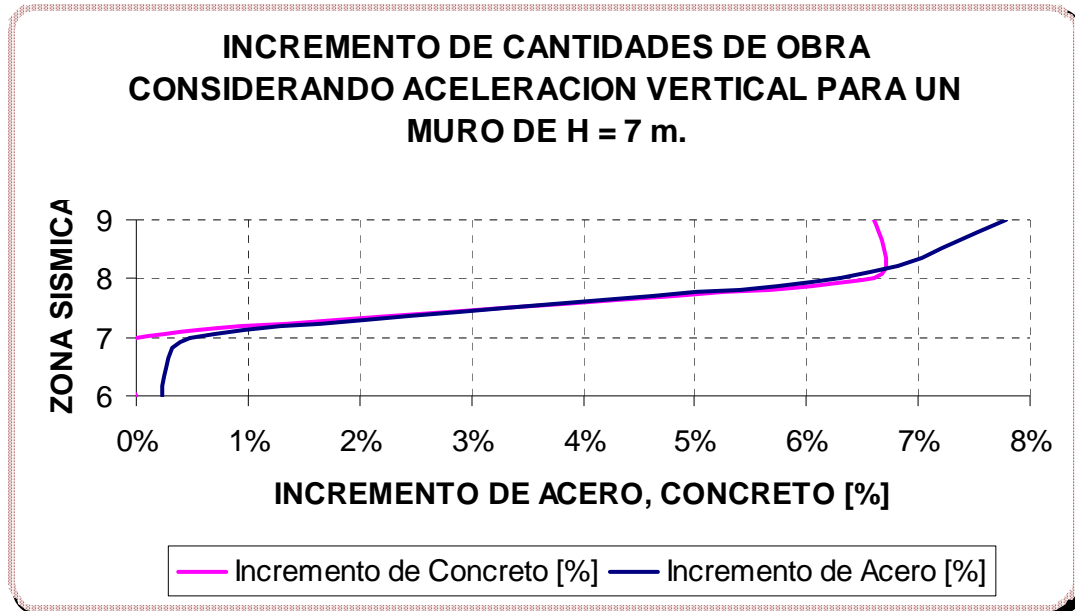
5.6.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 129.



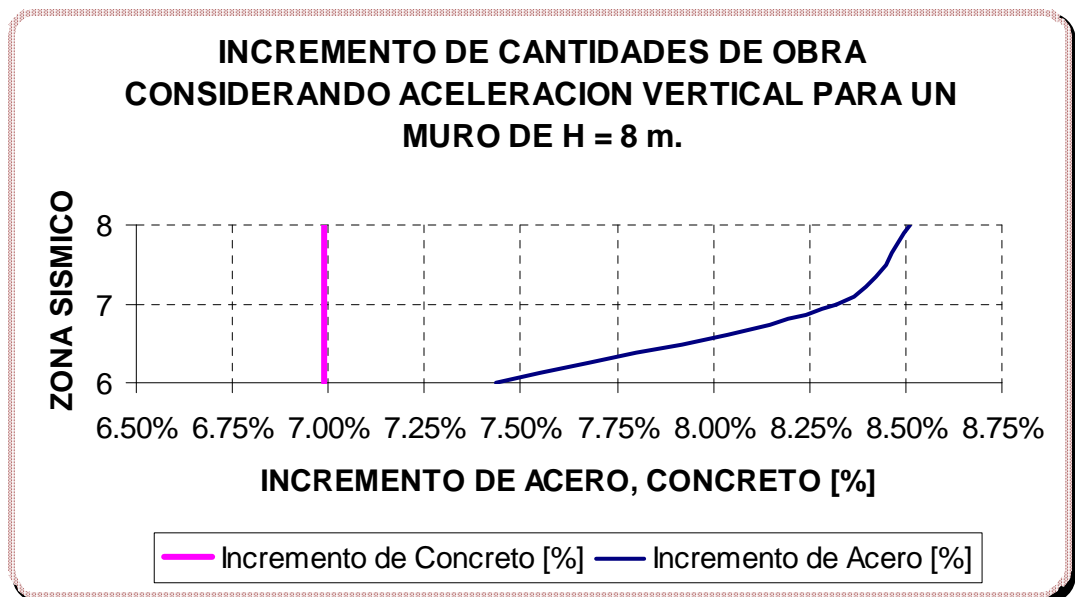
Fuente. Autores del proyecto

Figura 130.



Fuente. Autores del proyecto

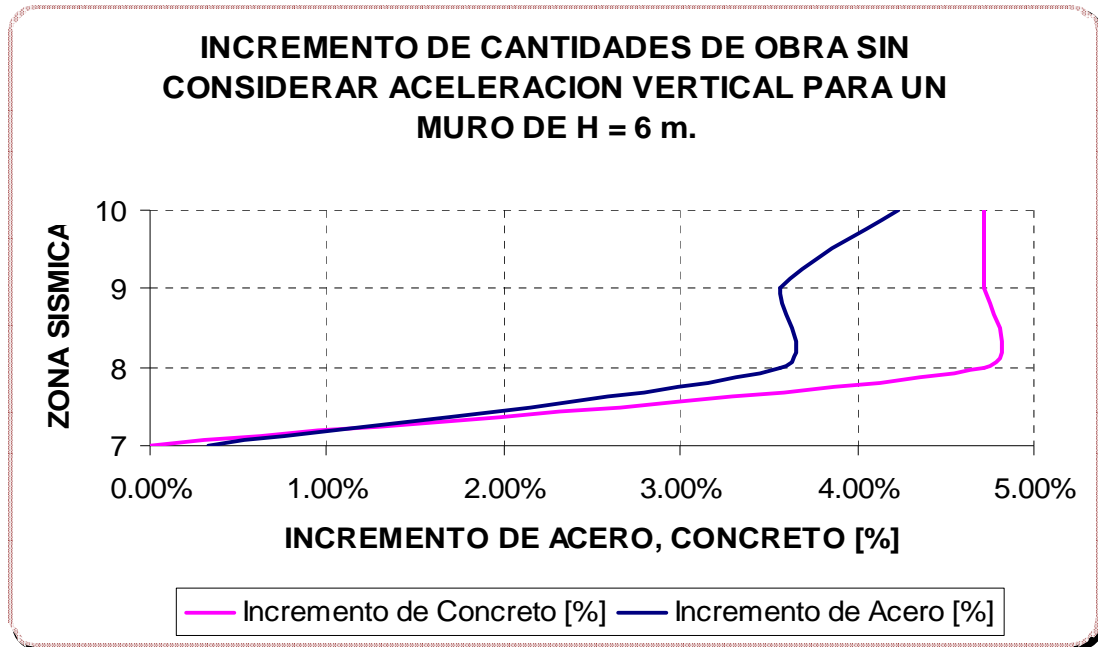
Figura 131.



Fuente. Autores del proyecto

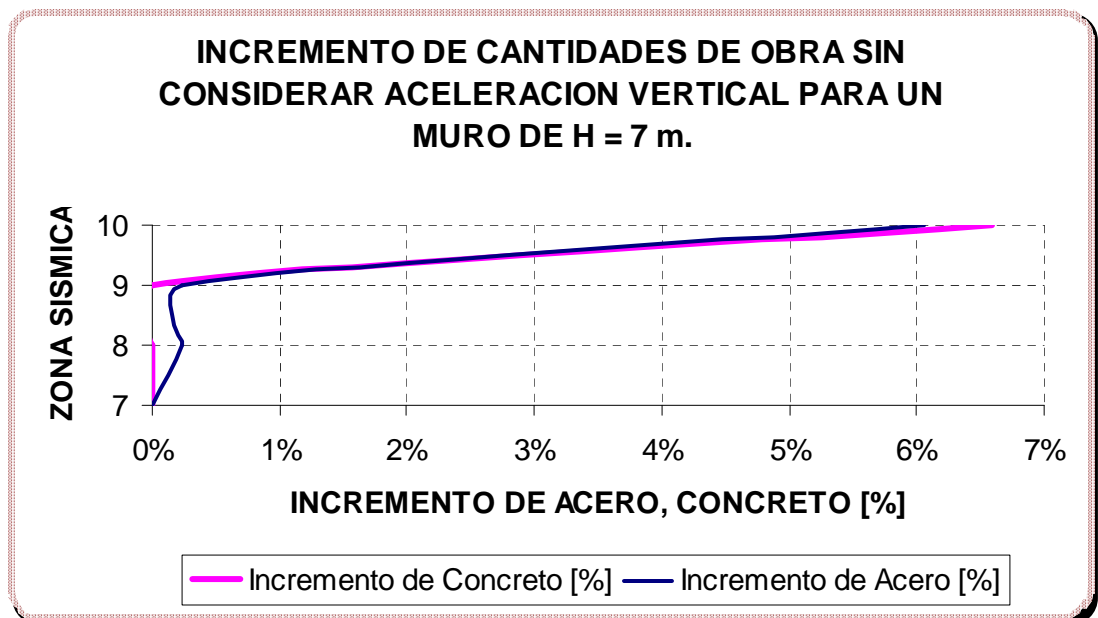
5.6.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 132.



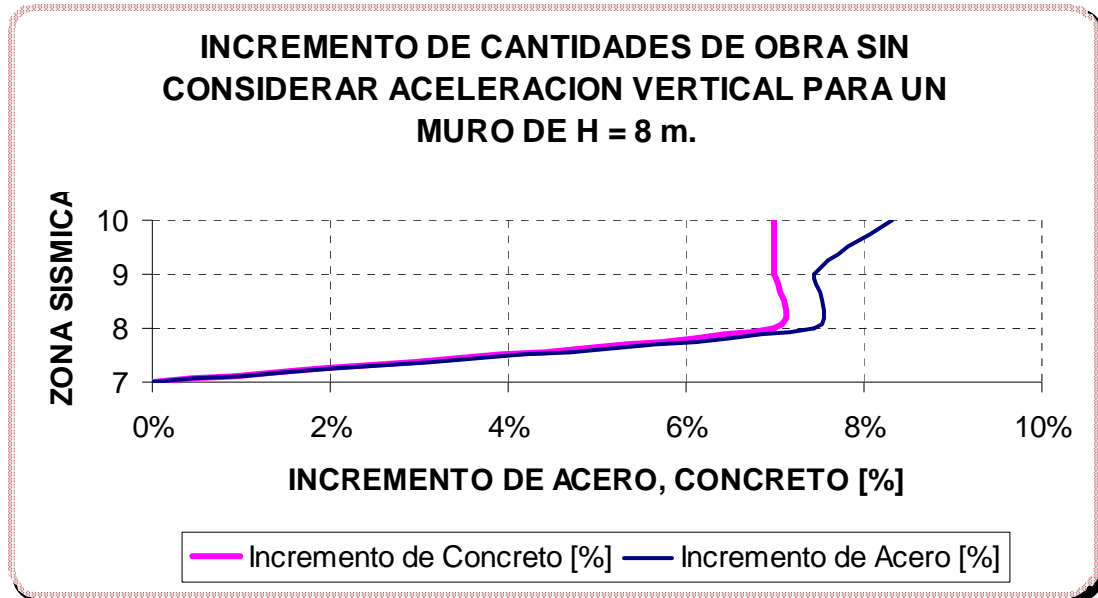
Fuente. Autores del proyecto

Figura 133.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 134.



Fuente. Autores del proyecto

5.7 SEPTIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 0 \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

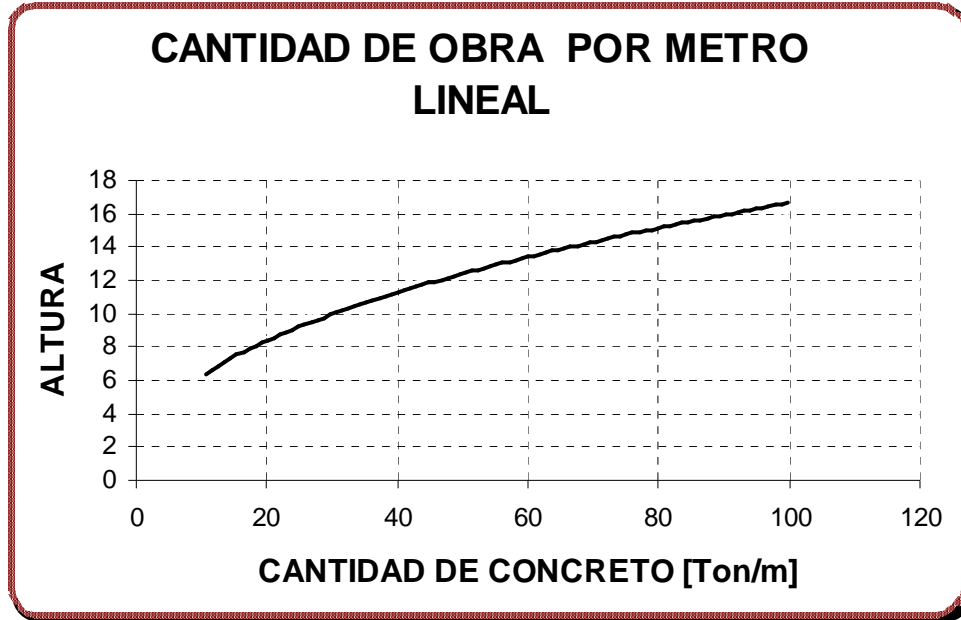
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

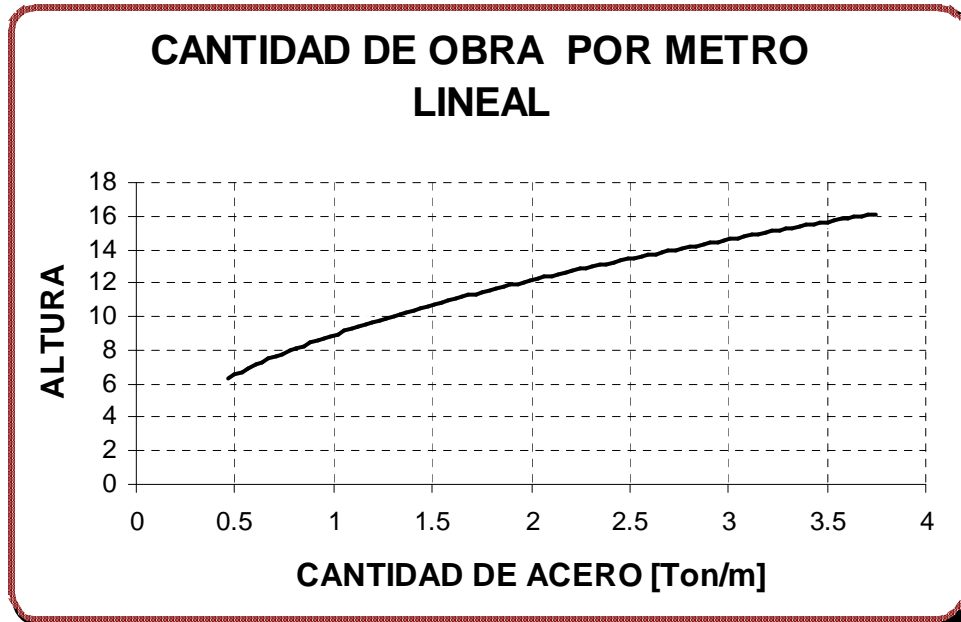
5.7.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 135. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

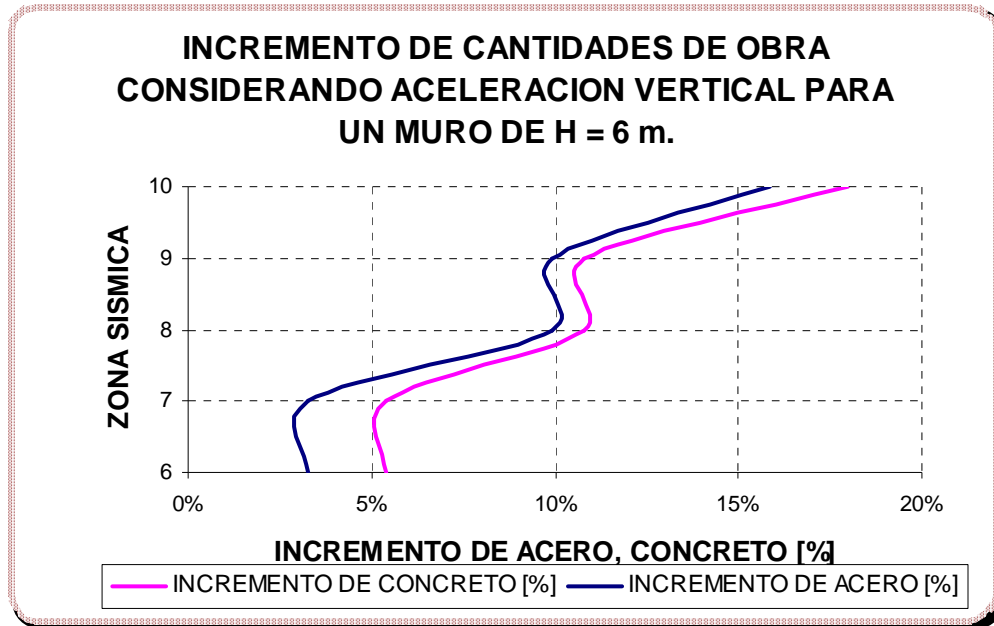
Figura 136. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

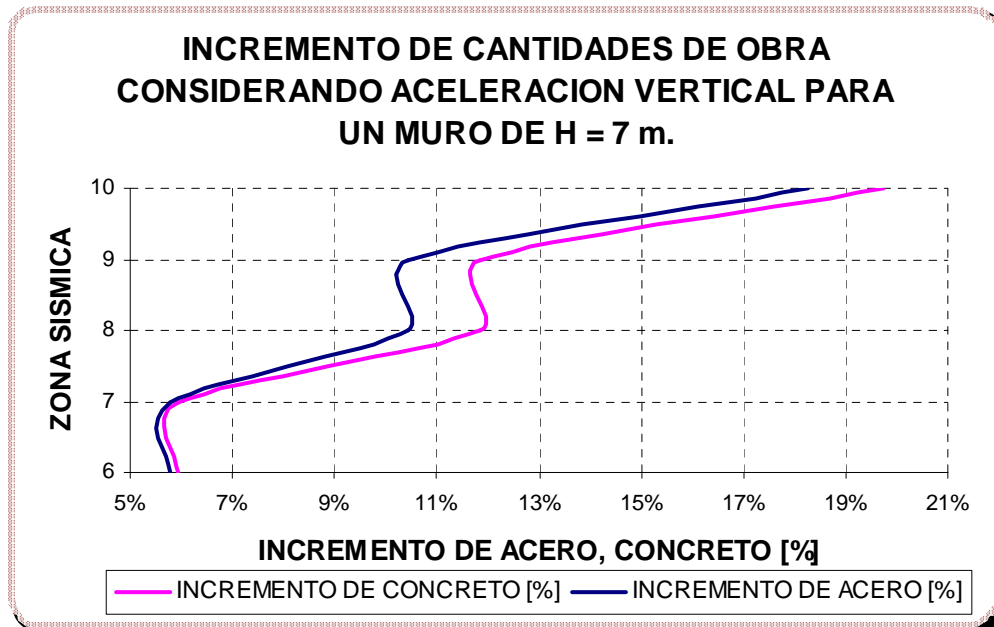
5.7.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 137.



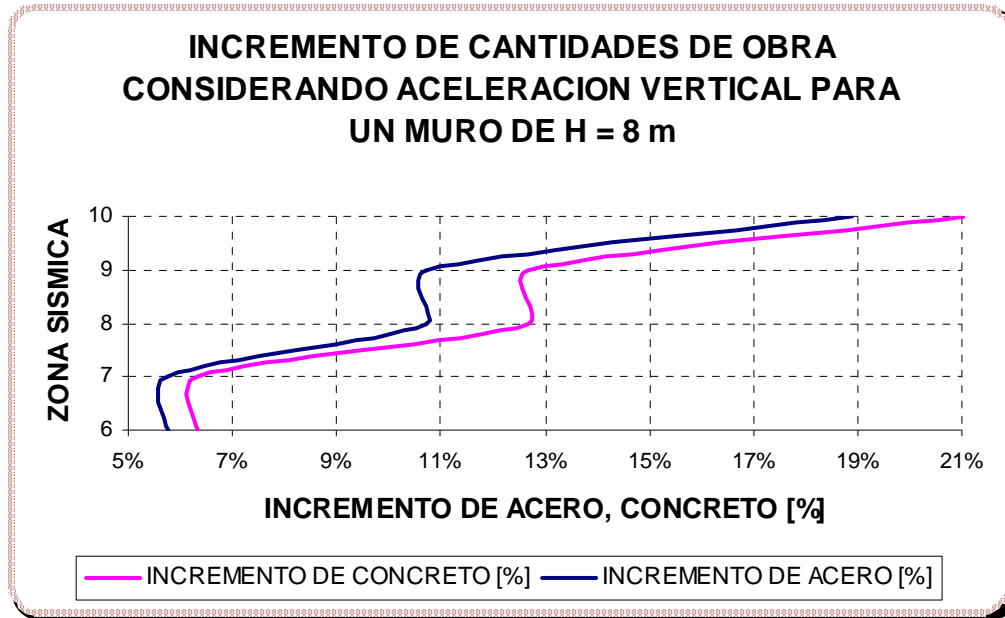
Fuente. Autores del proyecto

Figura 138.



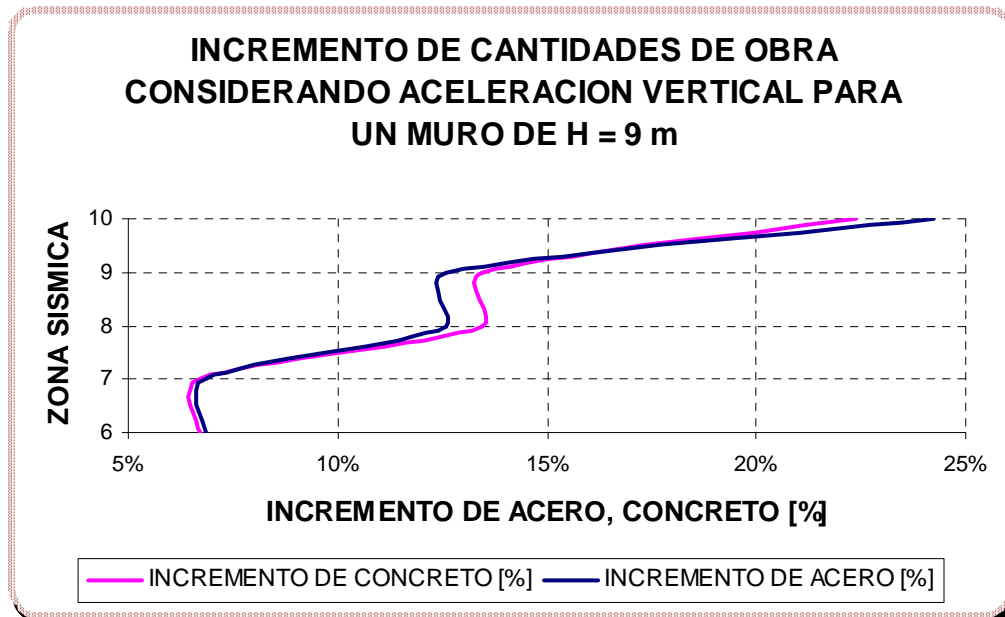
Fuente. Autores del proyecto

Figura 139.



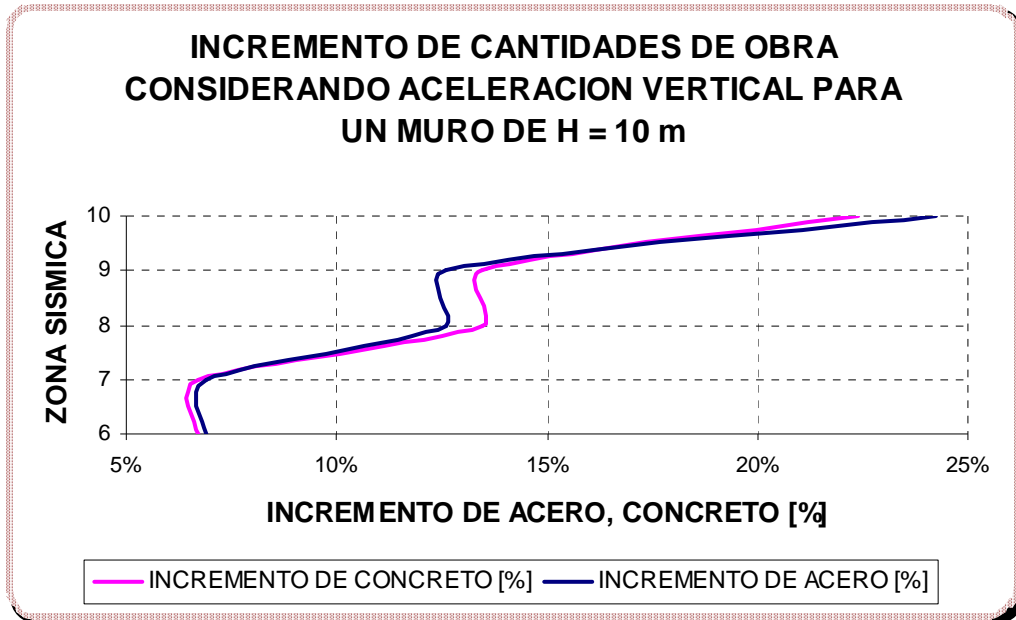
Fuente. Autores del proyecto

Figura 140.



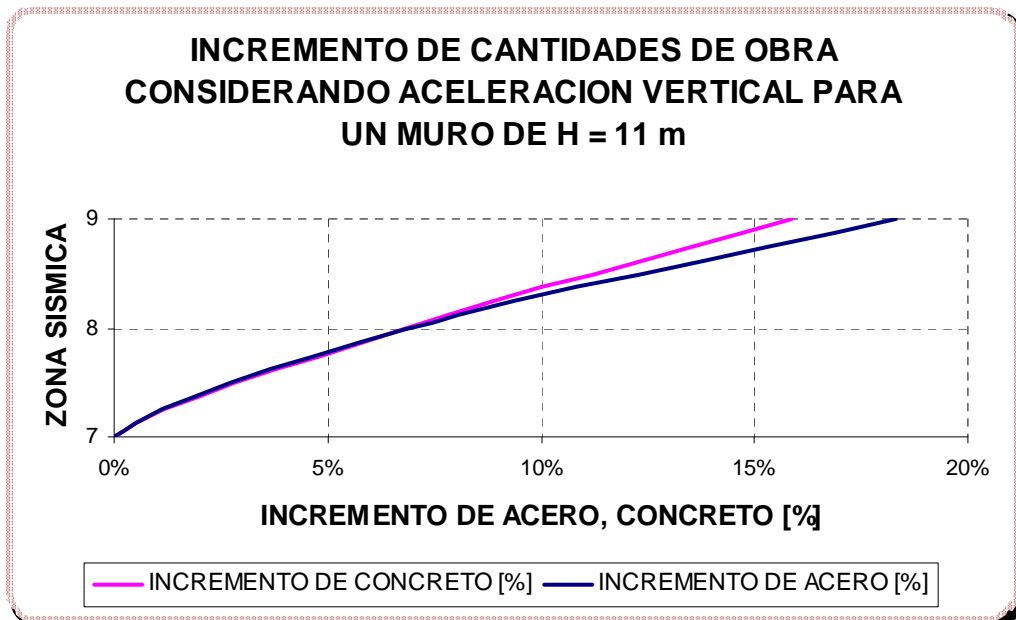
Fuente. Autores del proyecto

Figura 141.



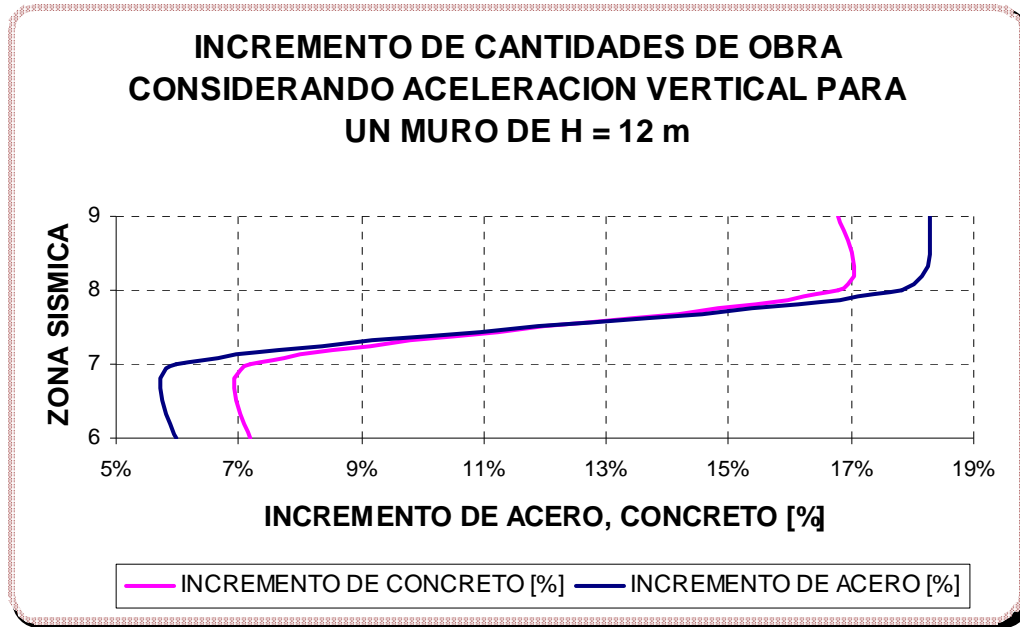
Fuente. Autores del proyecto

Figura 142.



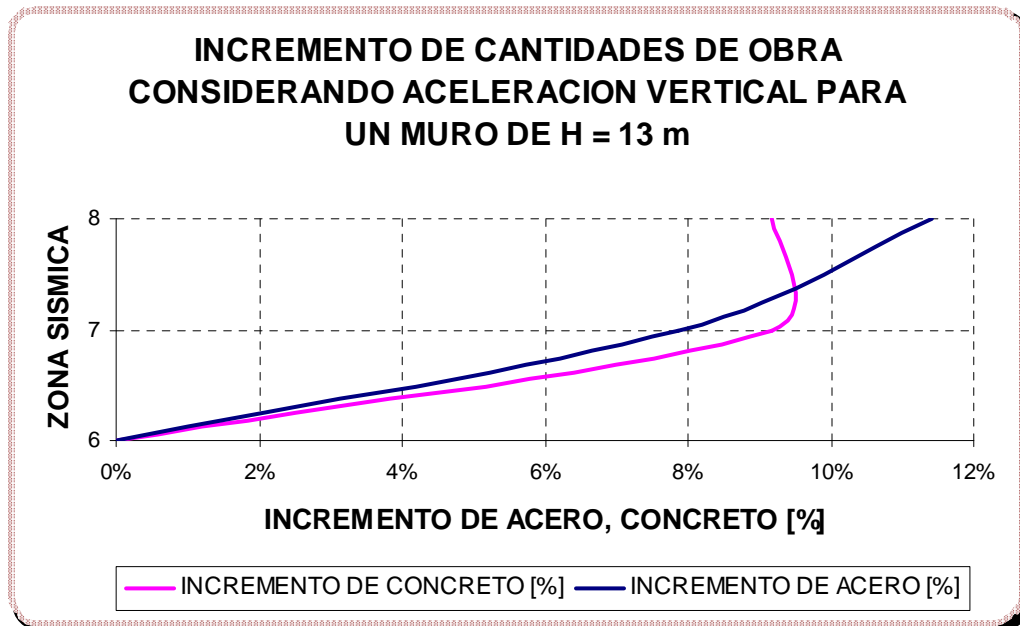
Fuente. Autores del proyecto

Figura 143.



Fuente. Autores del proyecto

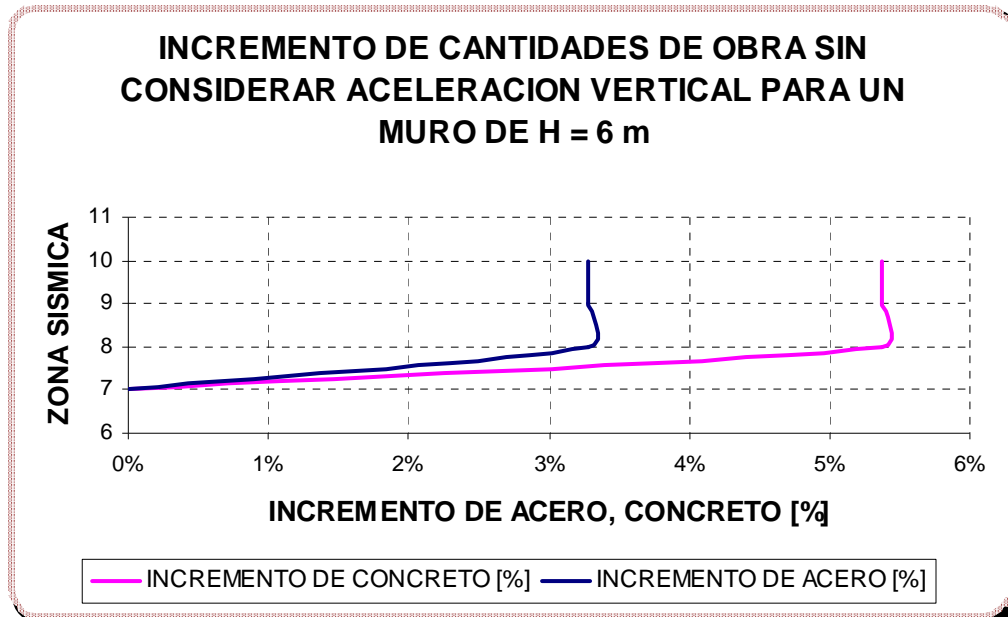
Figura 144.



Fuente. Autores del proyecto

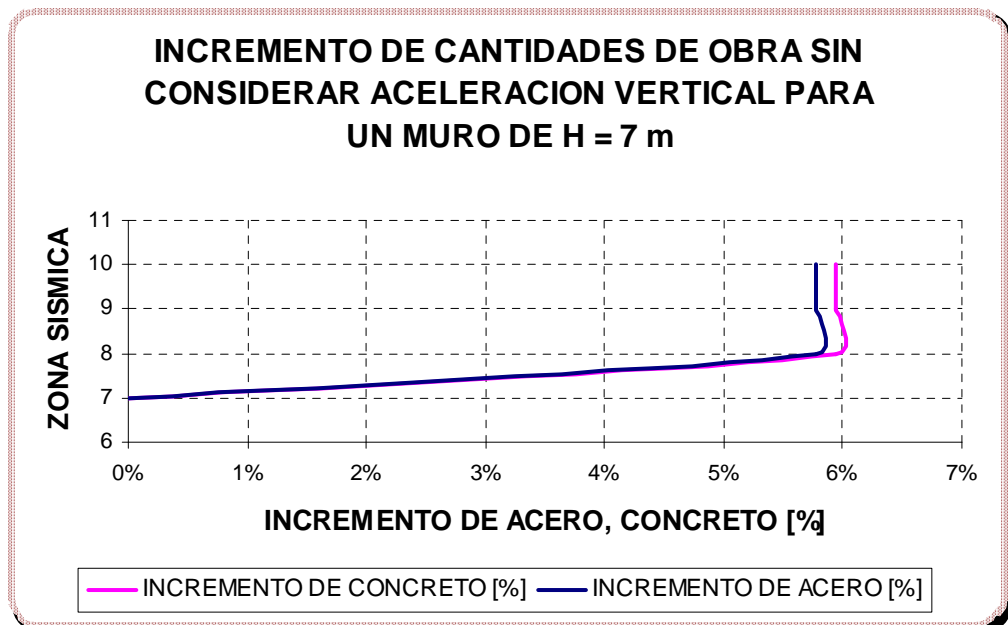
5.7.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 145.



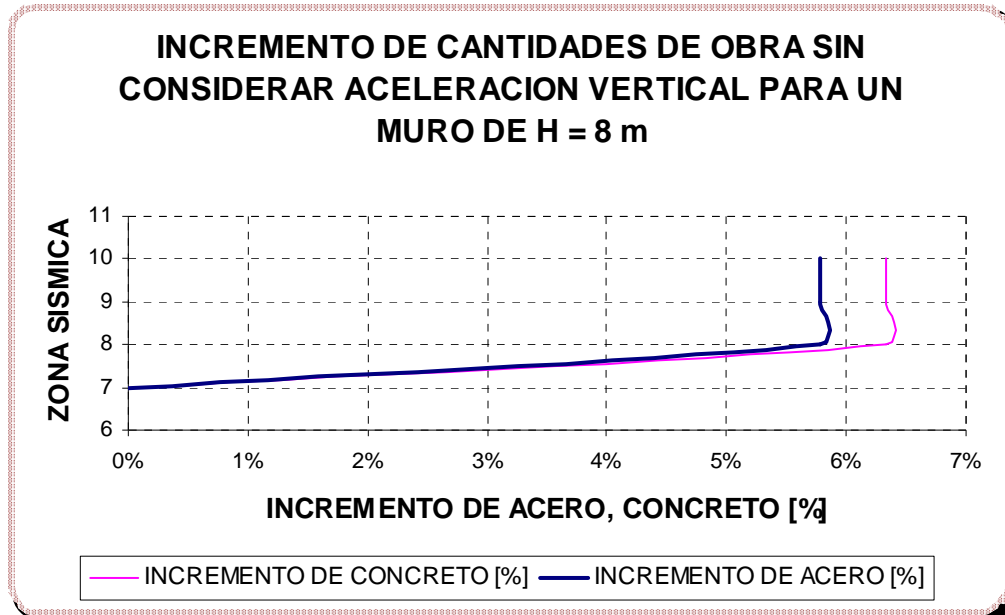
Fuente. Autores del proyecto

Figura 146.



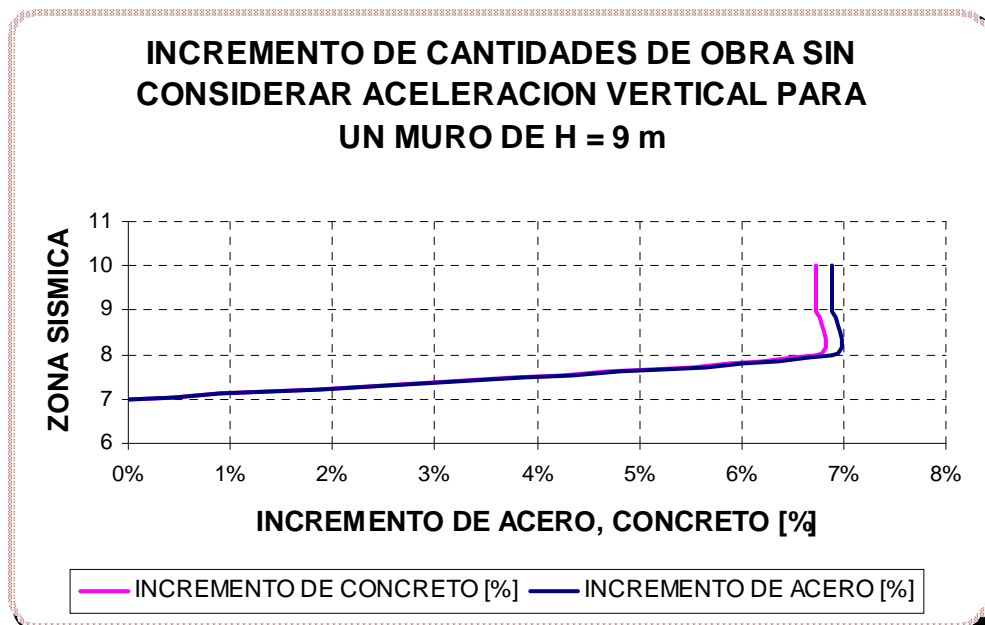
Fuente. Autores del proyecto

Figura 147.



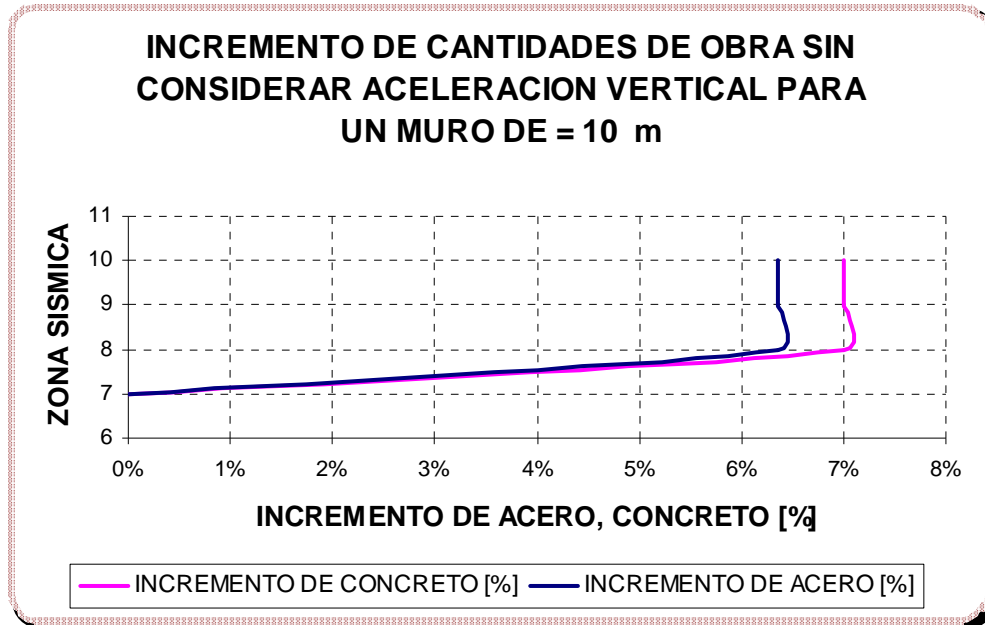
Fuente. Autores del proyecto

Figura 148.



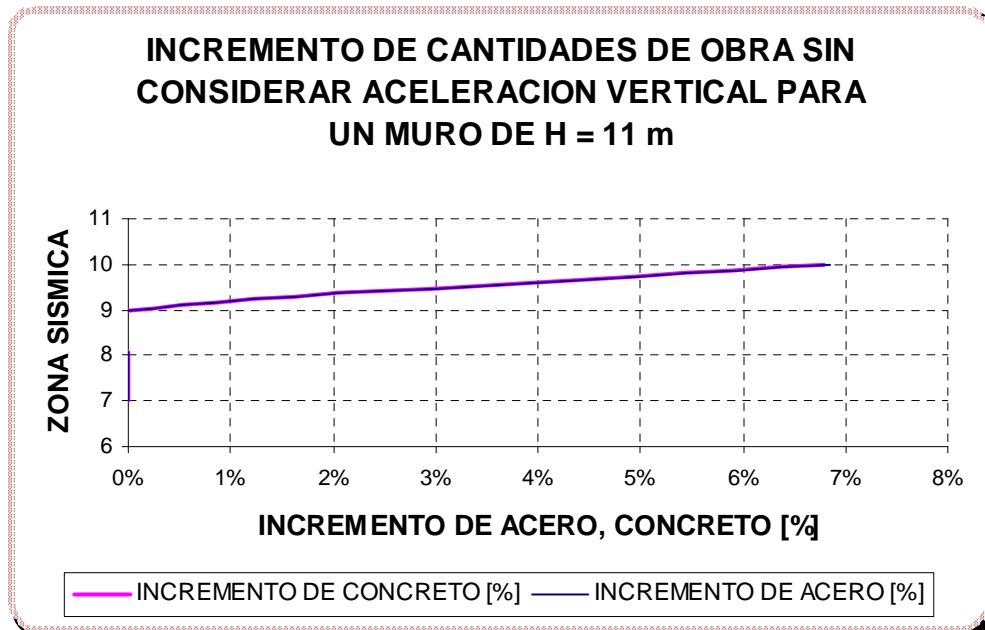
Fuente. Autores del proyecto

Figura 149.



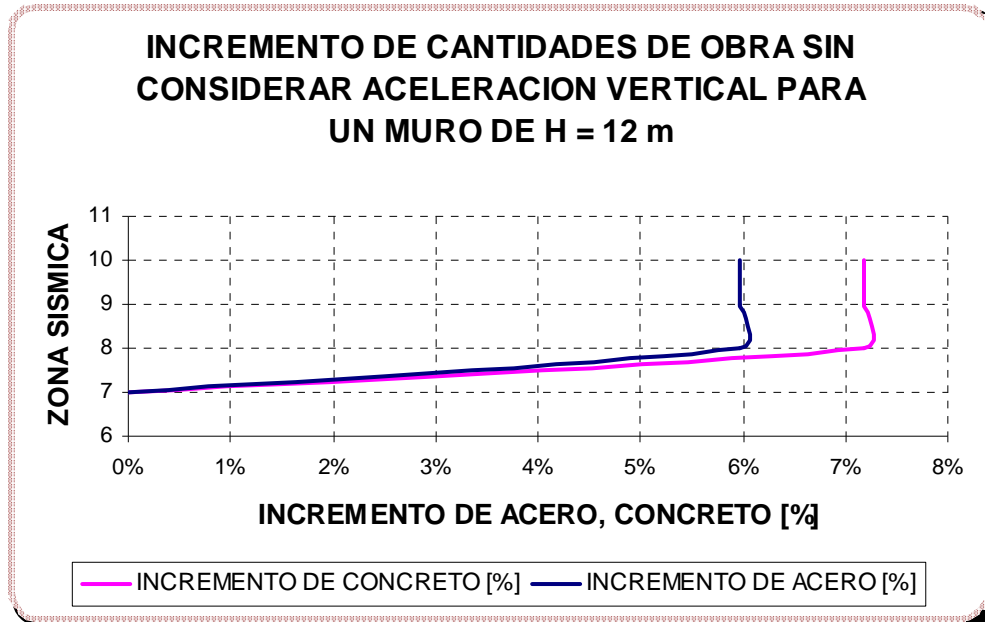
Fuente. Autores del proyecto

Figura 150.



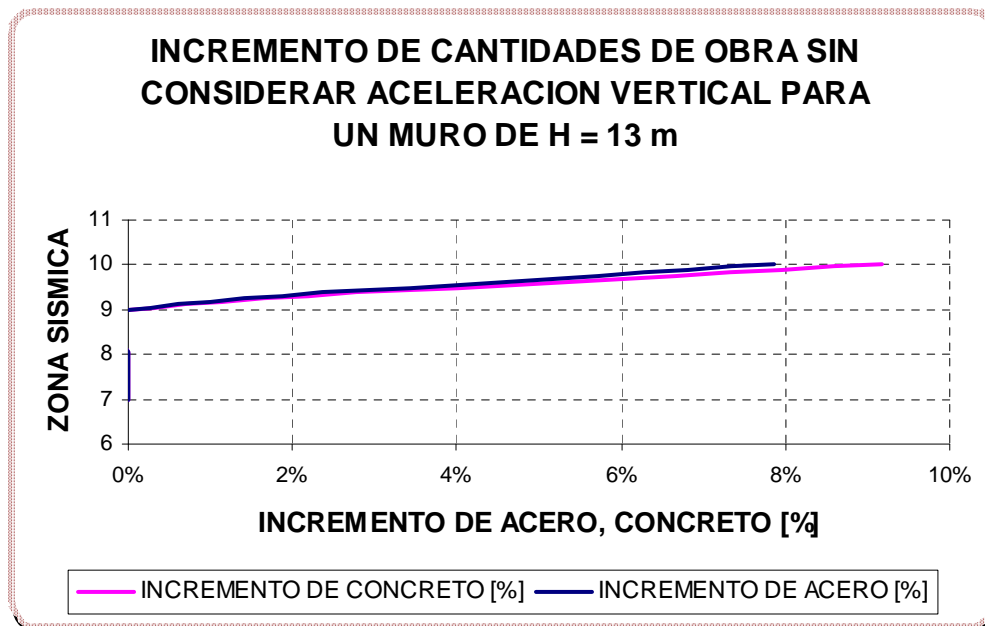
Fuente. Autores del proyecto

Figura 151.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 152.



Fuente. Autores del proyecto

5.8 OCTAVO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 2 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 0 \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

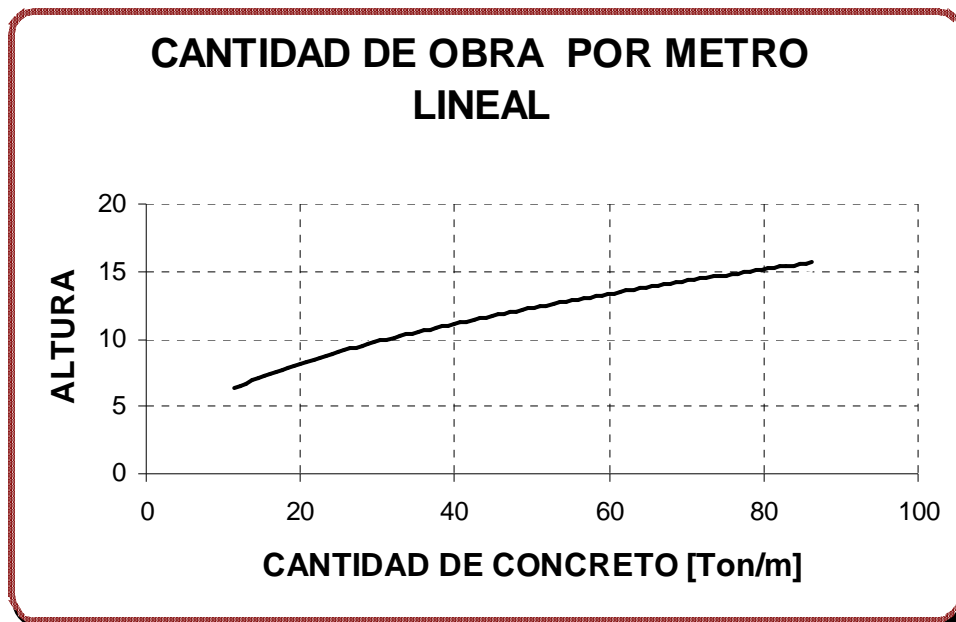
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

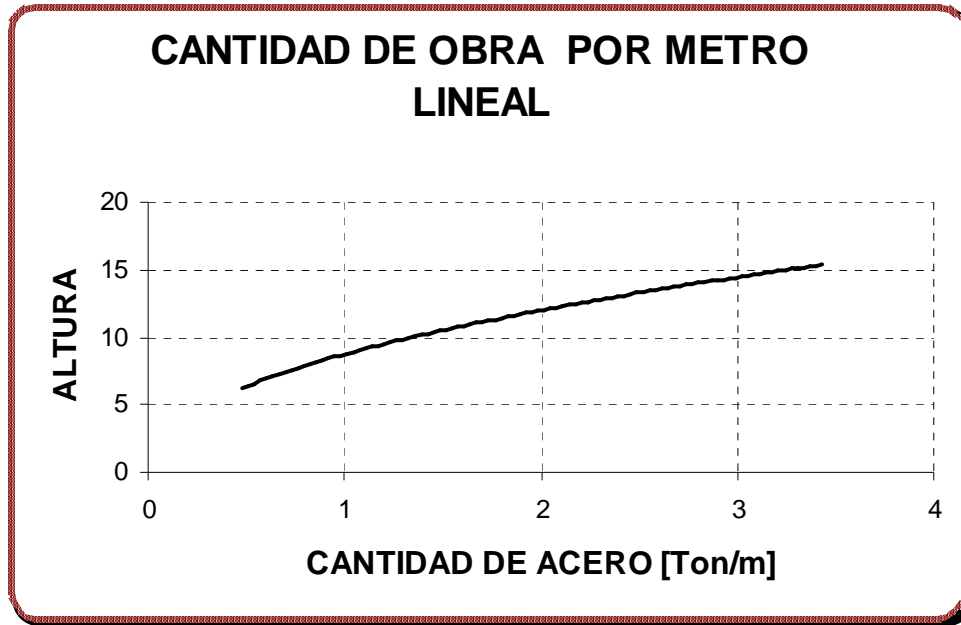
5.8.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 153. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

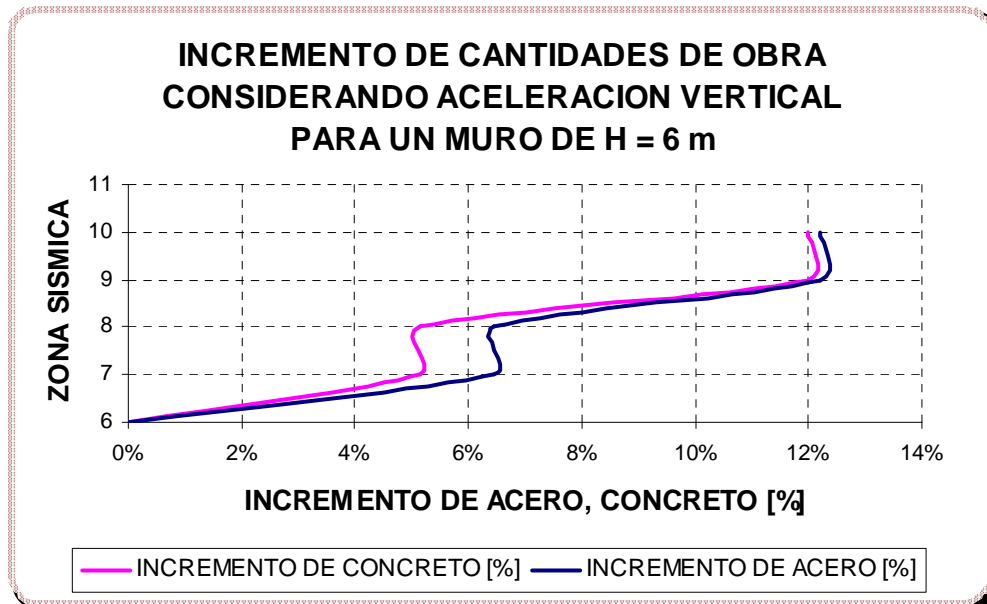
Figura 154. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

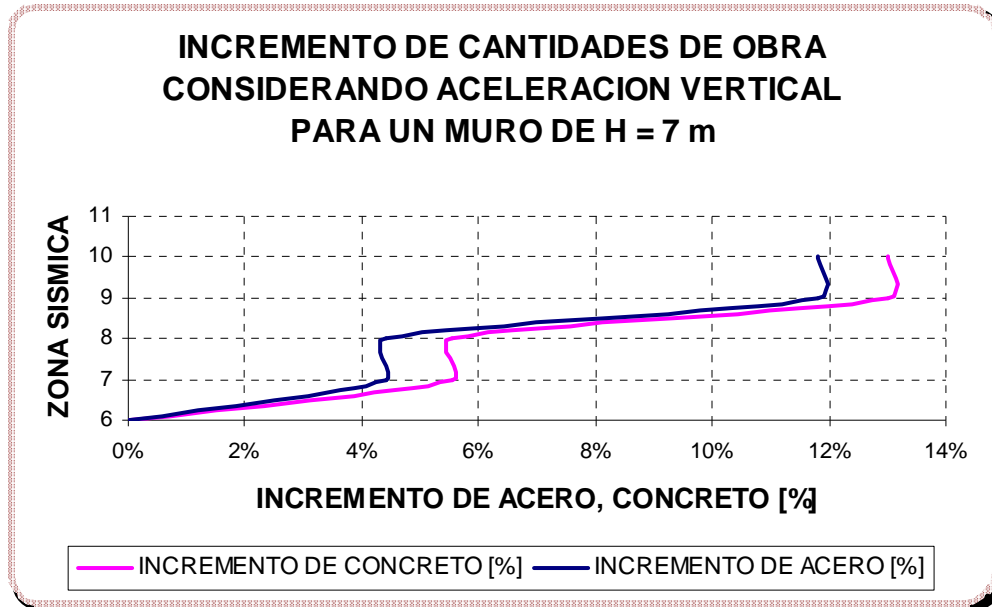
5.8.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 155.



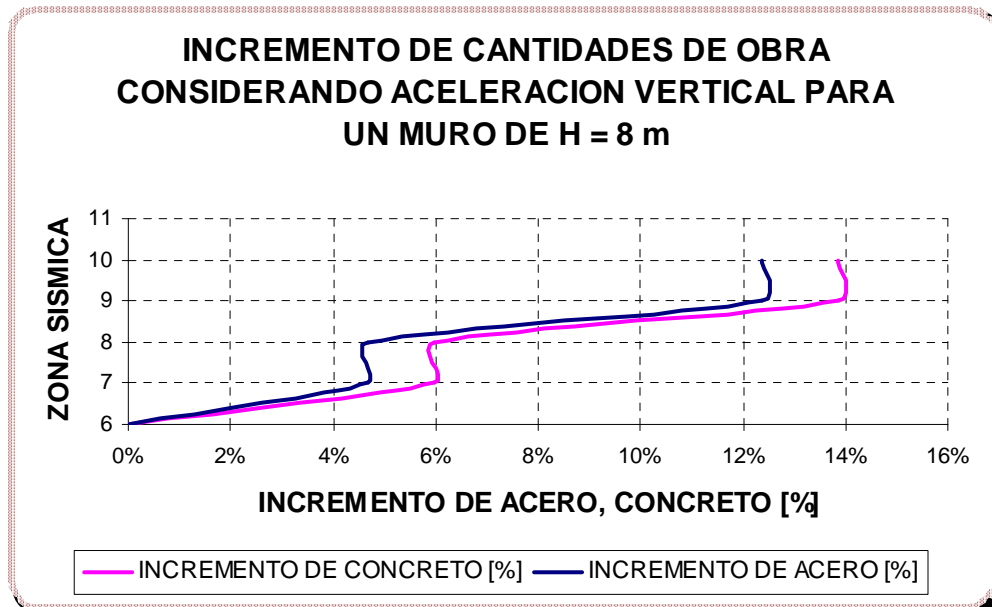
Fuente. Autores del proyecto

Figura 156.



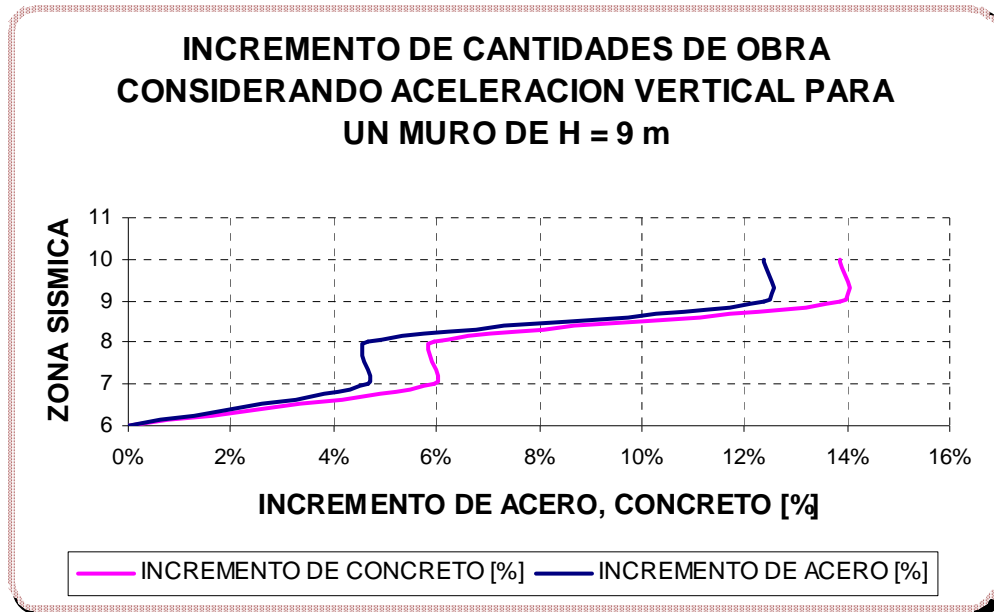
Fuente. Autores del proyecto

Figura 157.



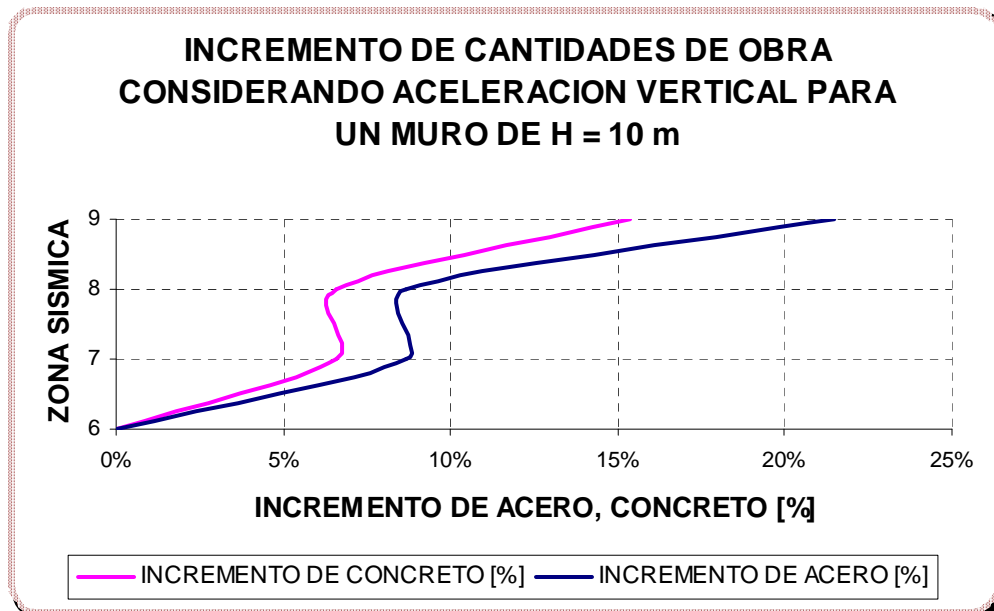
Fuente. Autores del proyecto

Figura 158.



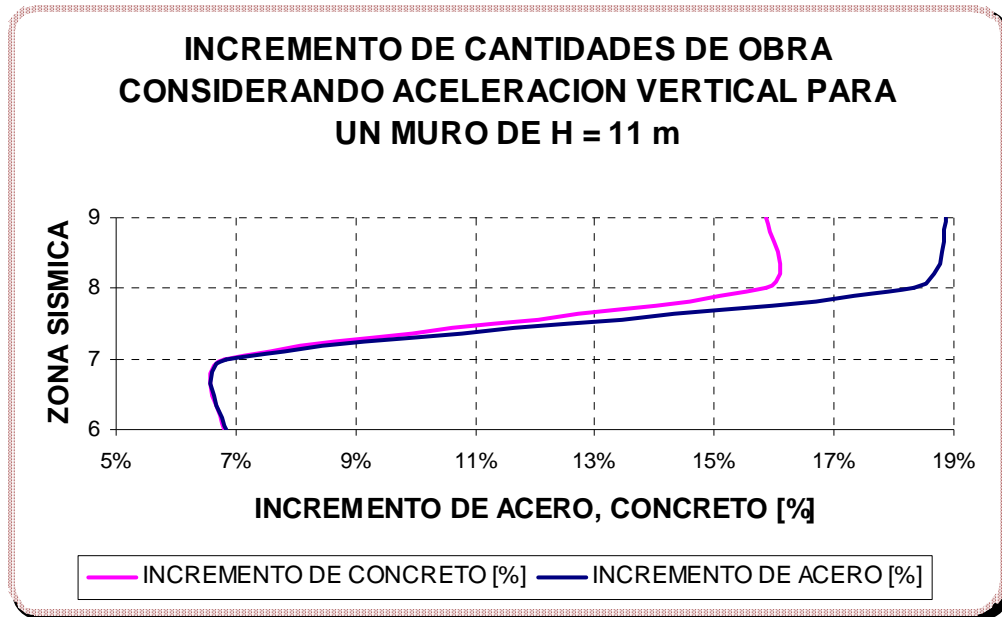
Fuente. Autores del proyecto

Figura 159.



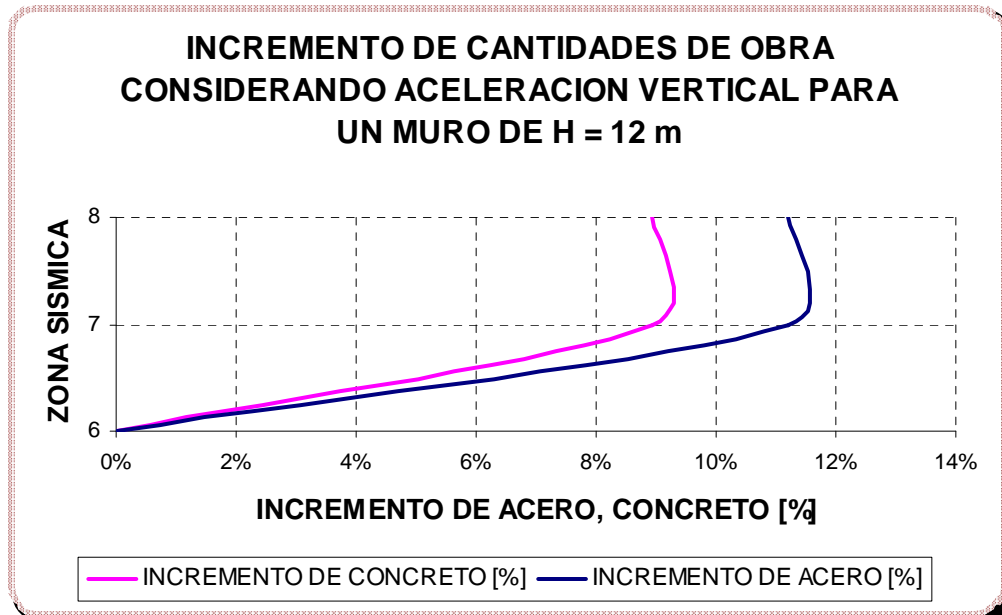
Fuente. Autores del proyecto

Figura 160.



Fuente. Autores del proyecto

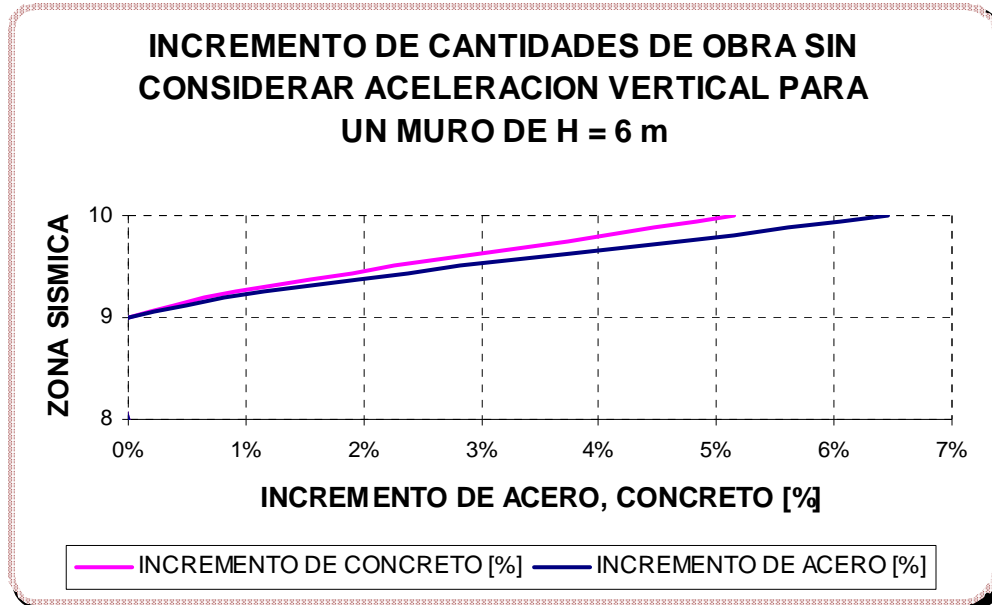
Figura 161.



Fuente. Autores del proyecto

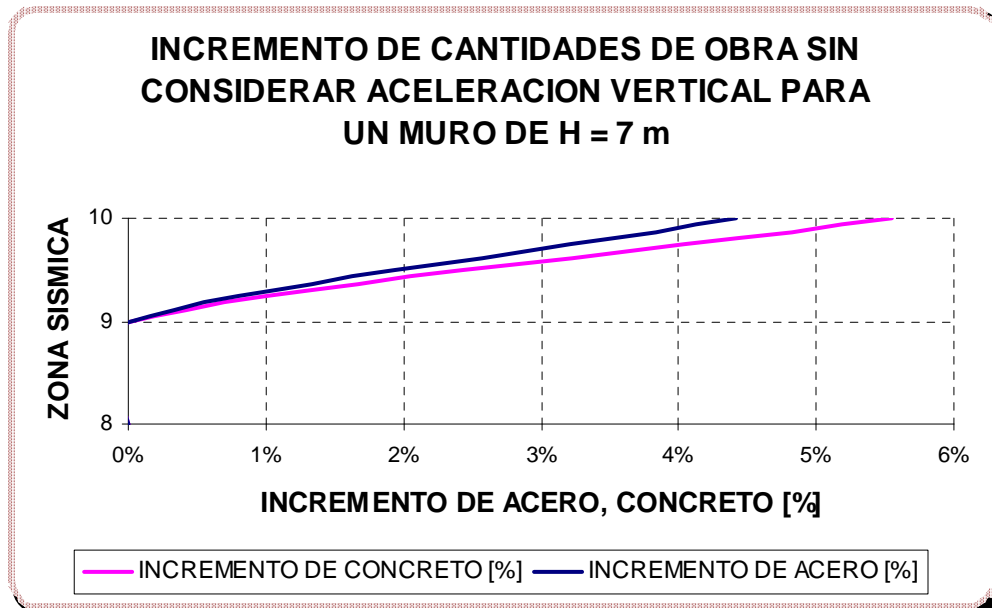
5.8.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 162.



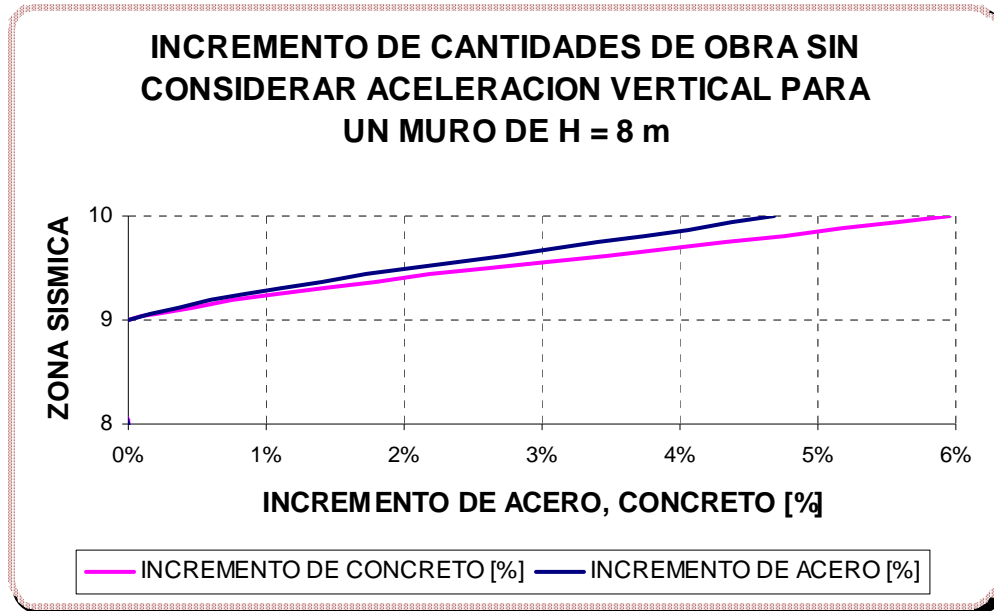
Fuente. Autores del proyecto

Figura 163.



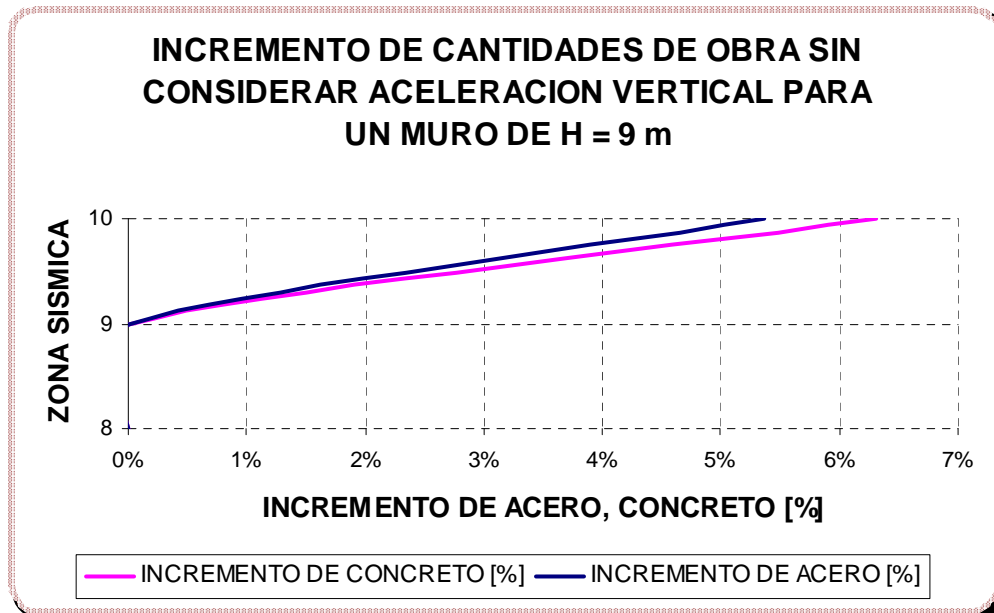
Fuente. Autores del proyecto

Figura 164.



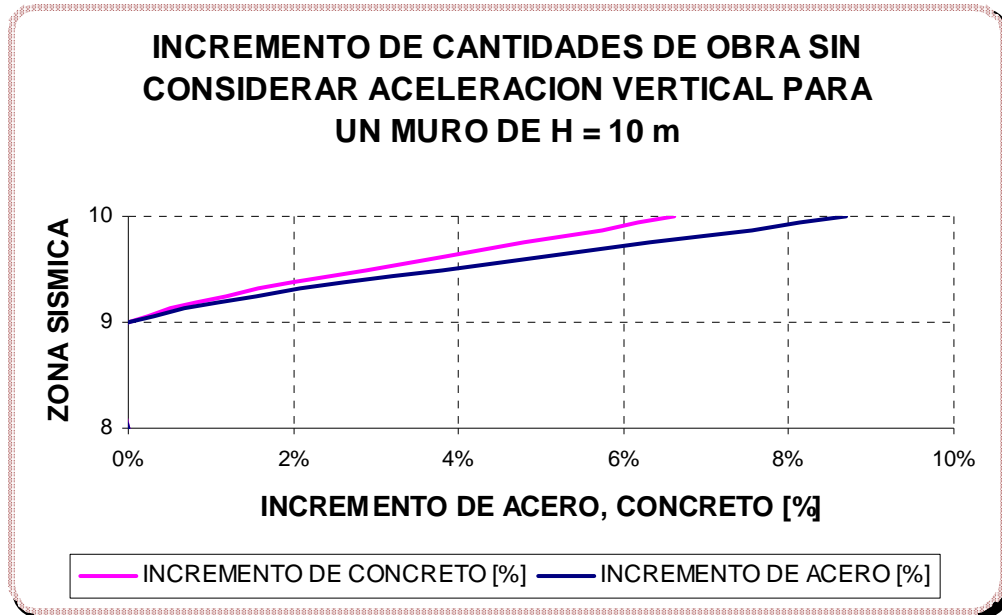
Fuente. Autores del proyecto

Figura 165.



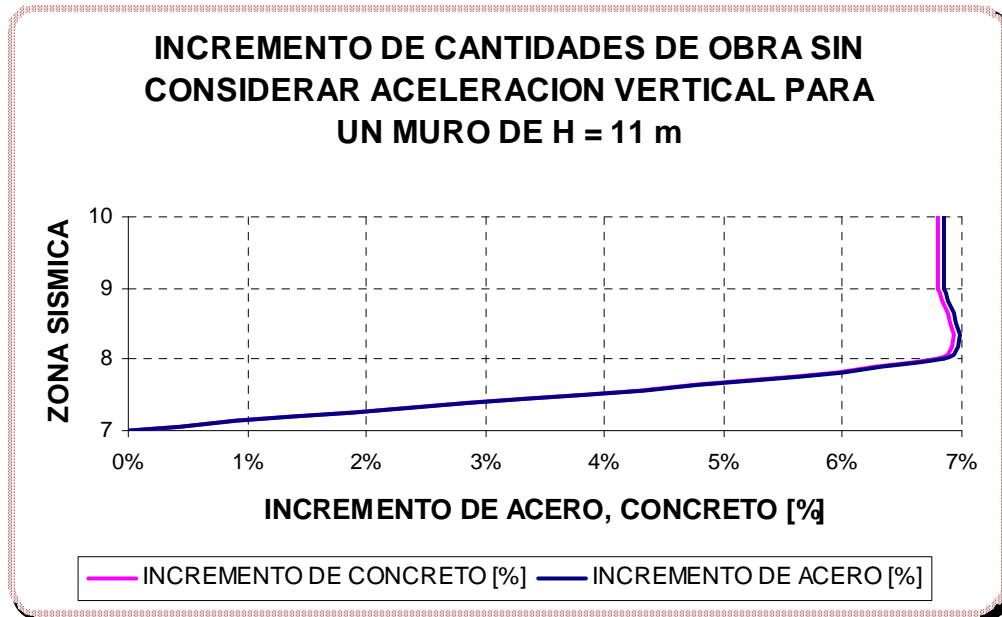
Fuente. Autores del proyecto

Figura 166.



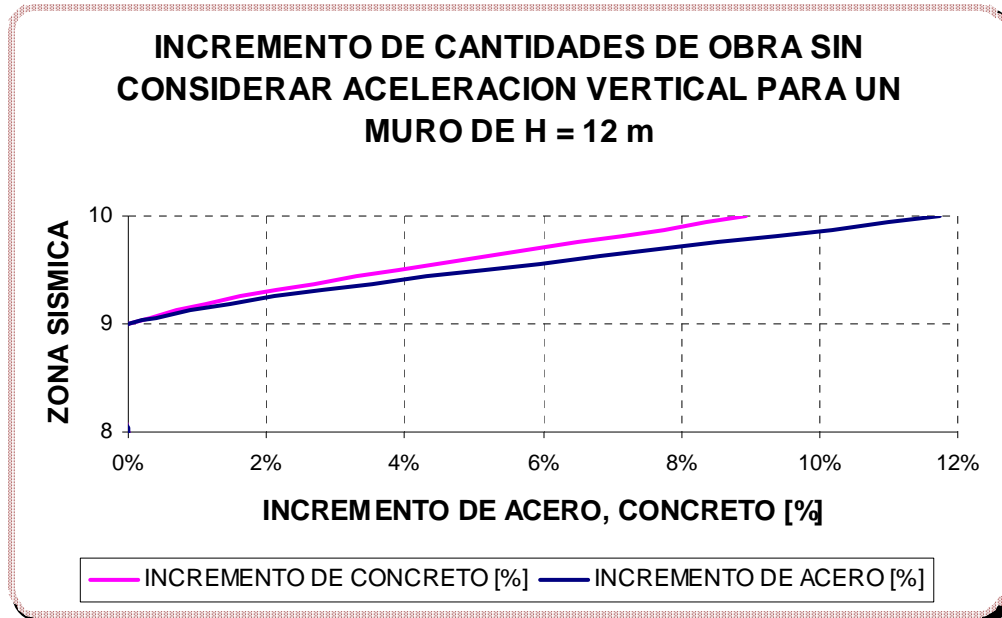
Fuente. Autores del proyecto

Figura 167.



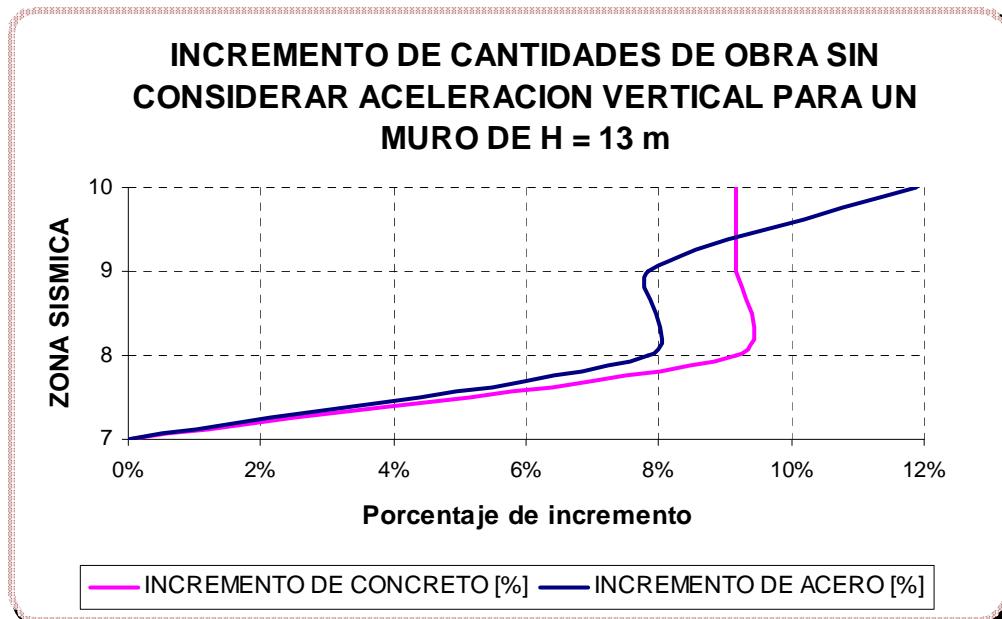
Fuente. Autores del proyecto

Figura 168.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 169.



Fuente. Autores del proyecto

5.9 NOVENO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 3 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 0 \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

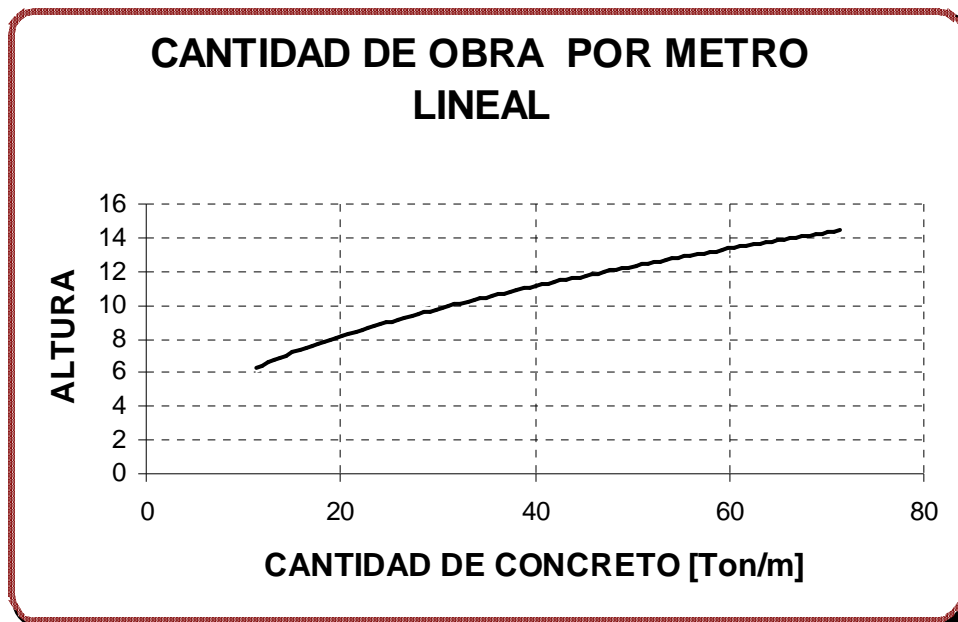
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

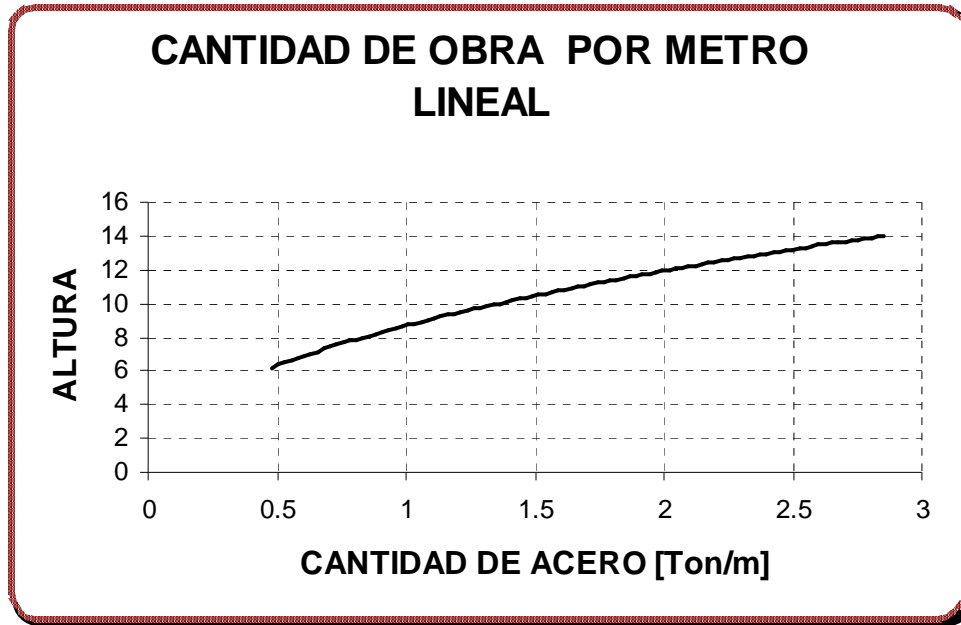
5.9.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 170. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

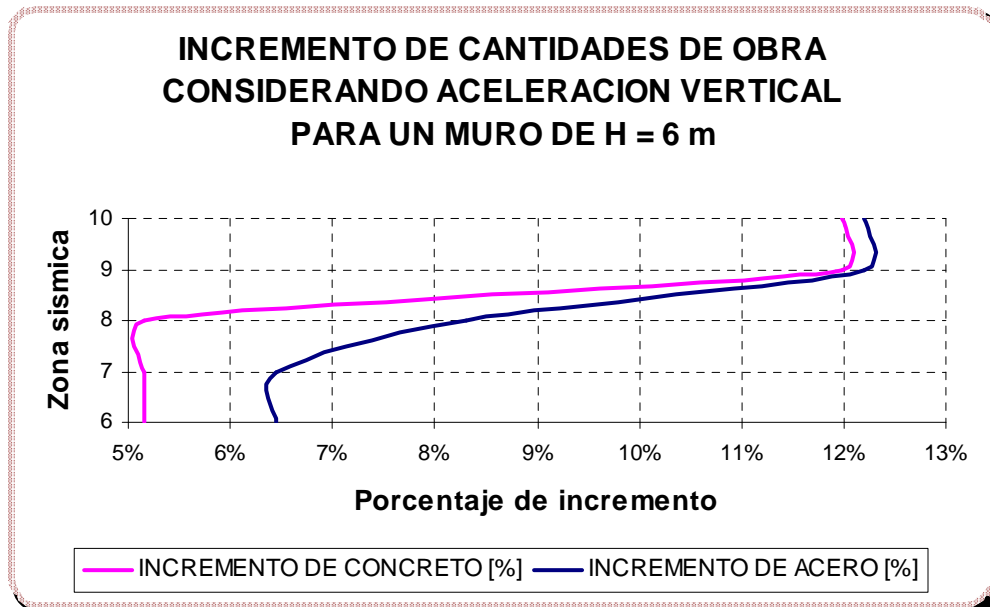
Figura 171. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

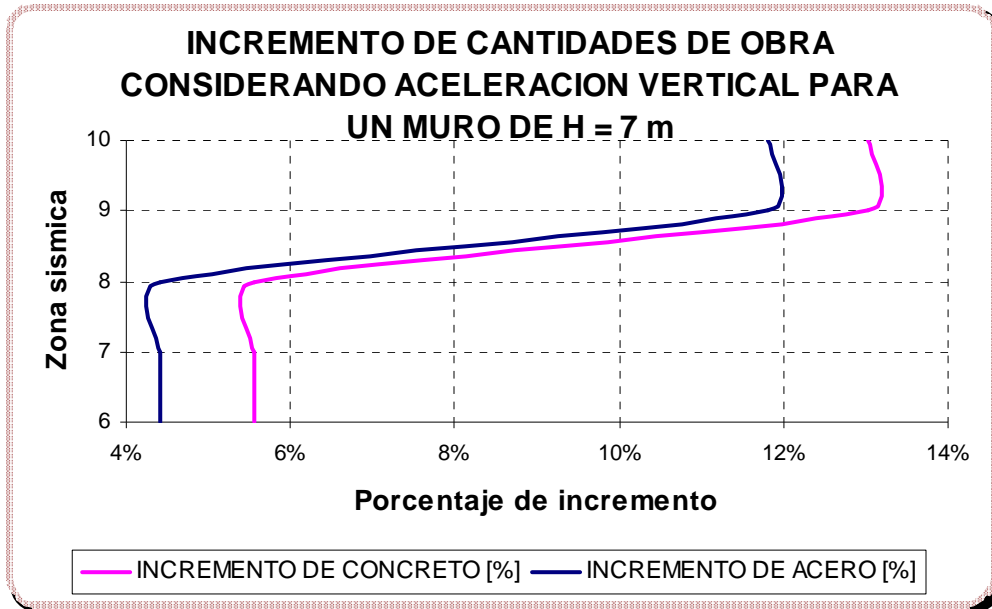
5.9.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 172.



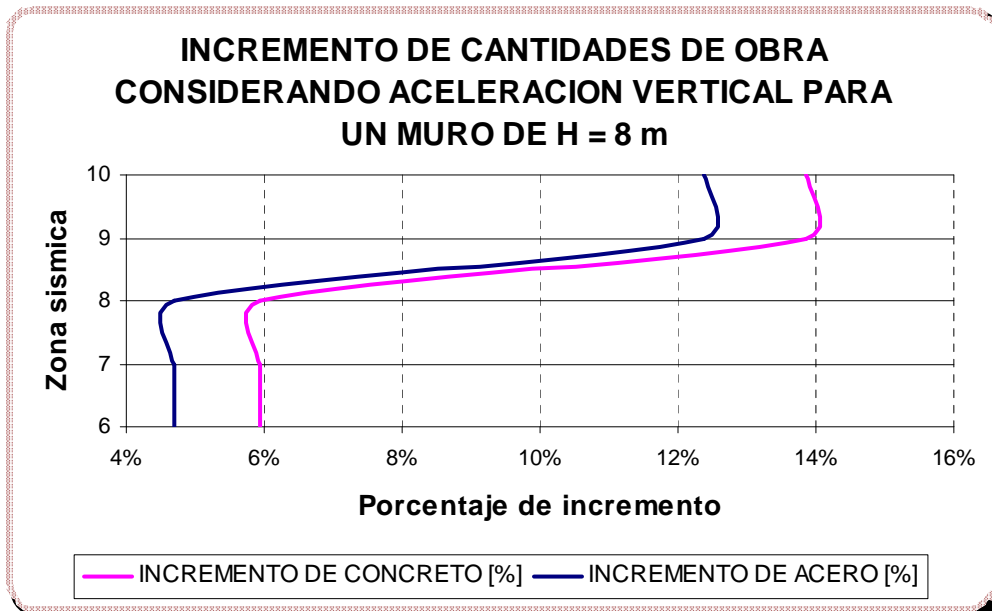
Fuente. Autores del proyecto

Figura 173.



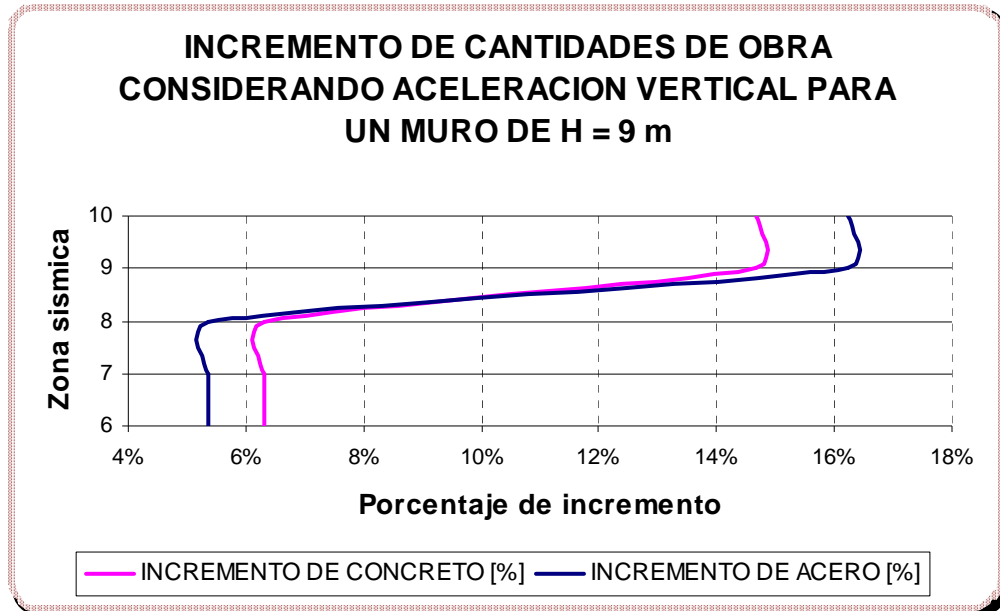
Fuente. Autores del proyecto

Figura 174.



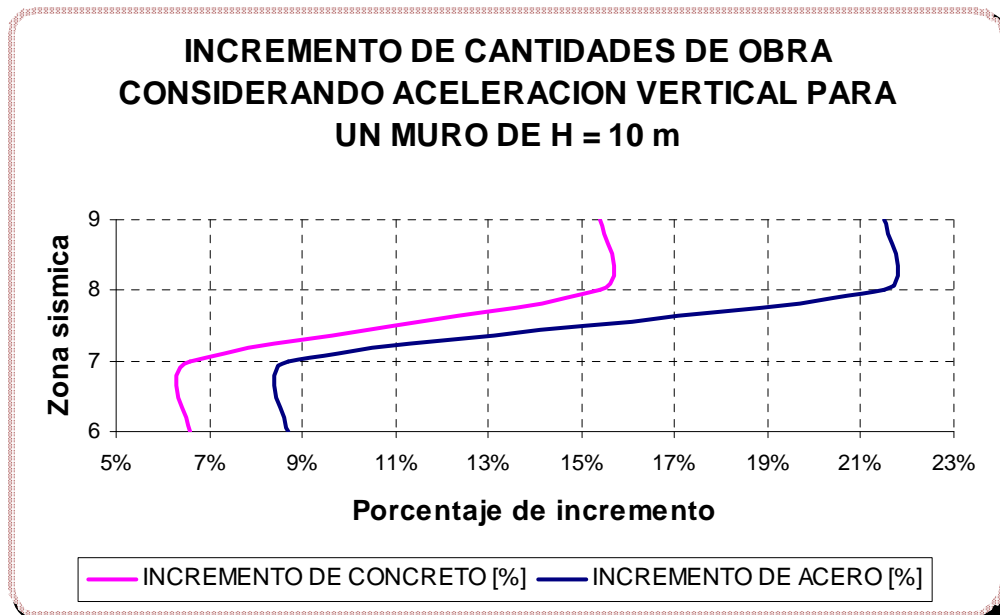
Fuente. Autores del proyecto

Figura 175.



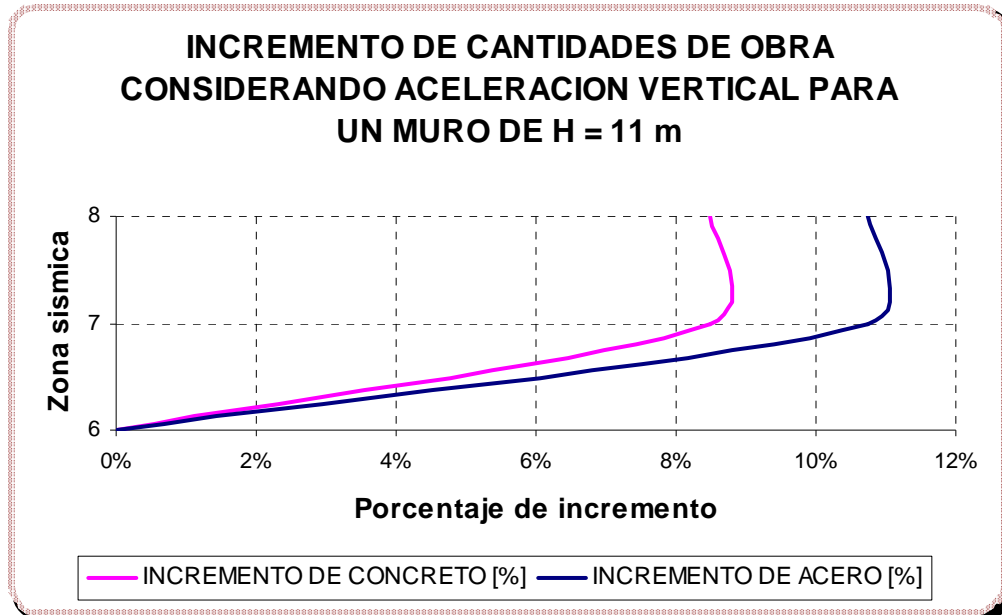
Fuente. Autores del proyecto

Figura 176.



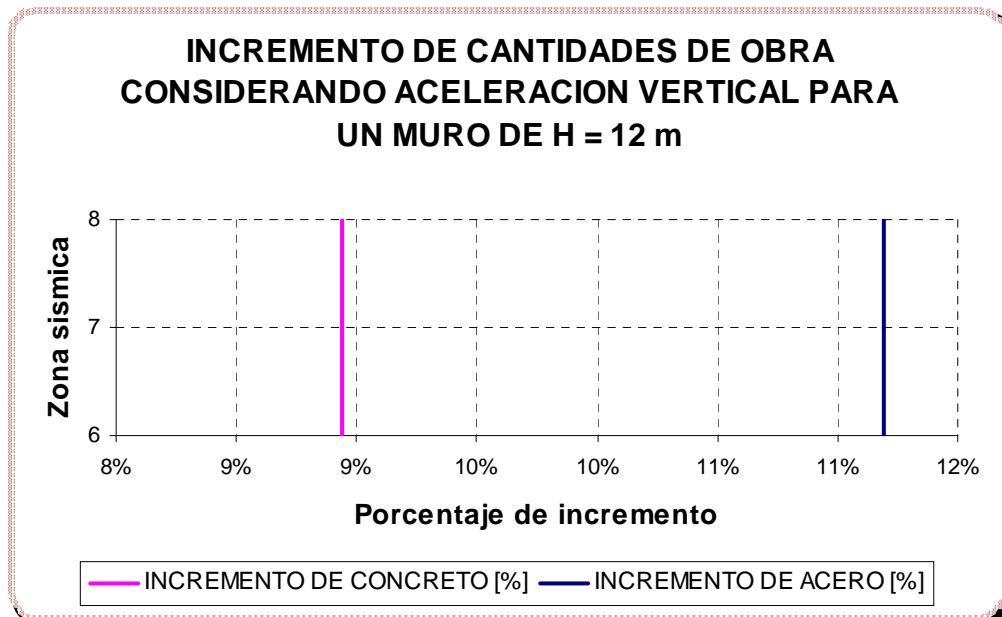
Fuente. Autores del proyecto

Figura 177.



Fuente. Autores del proyecto

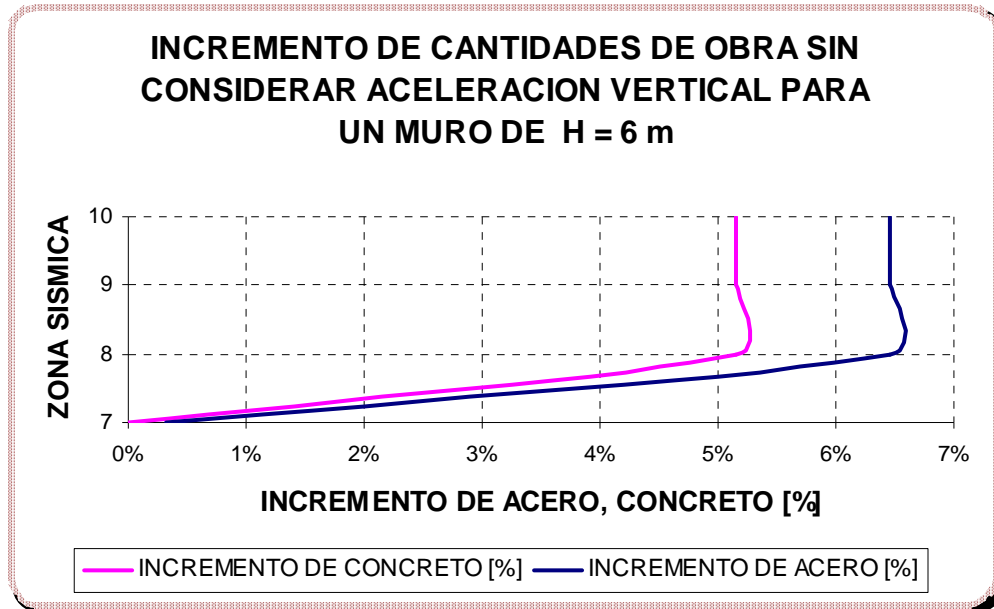
Figura 178.



Fuente. Autores del proyecto

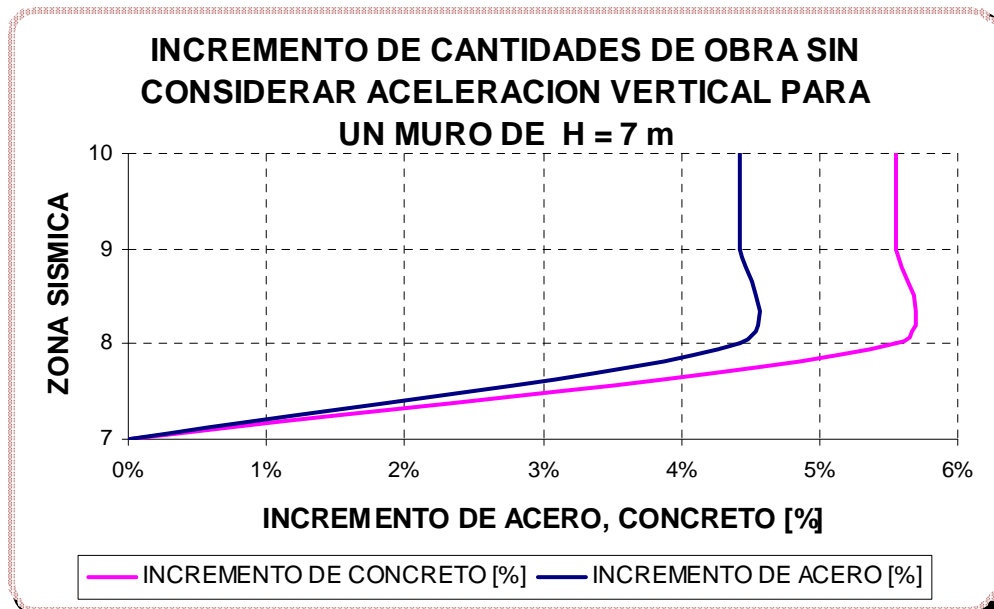
5.9.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 179.



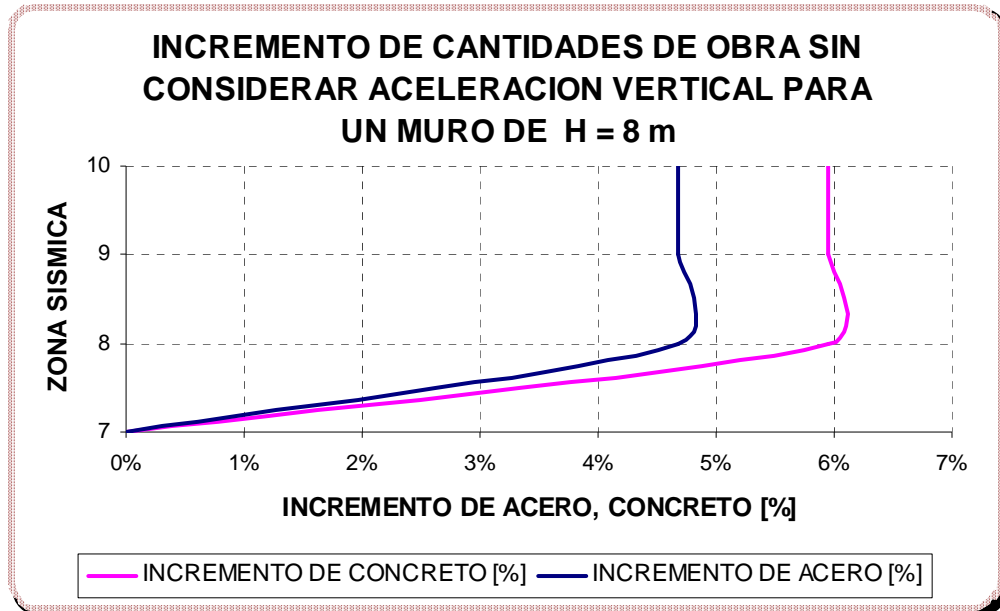
Fuente. Autores del proyecto

Figura 180.



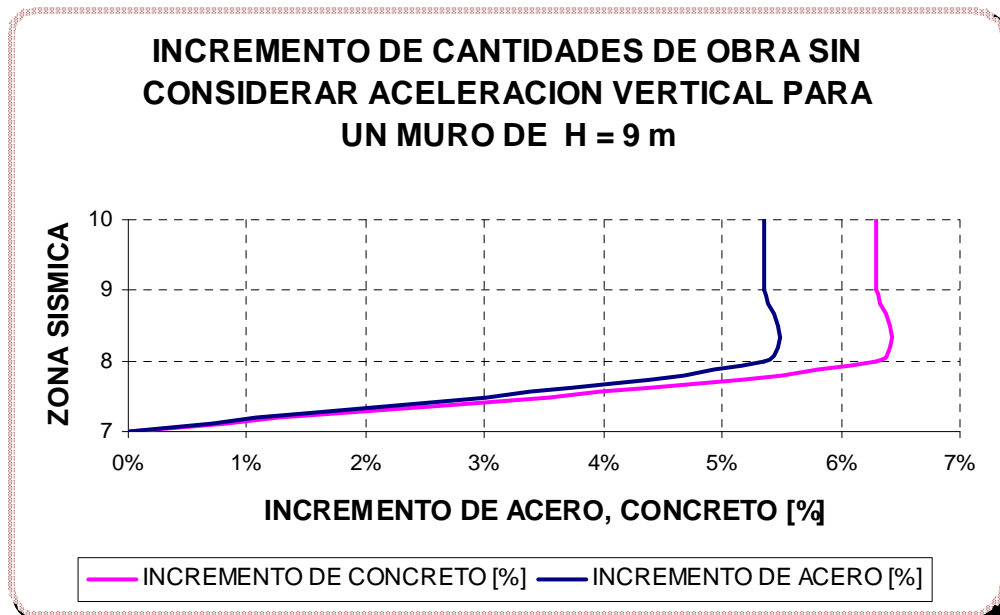
Fuente. Autores del proyecto

Figura 181.



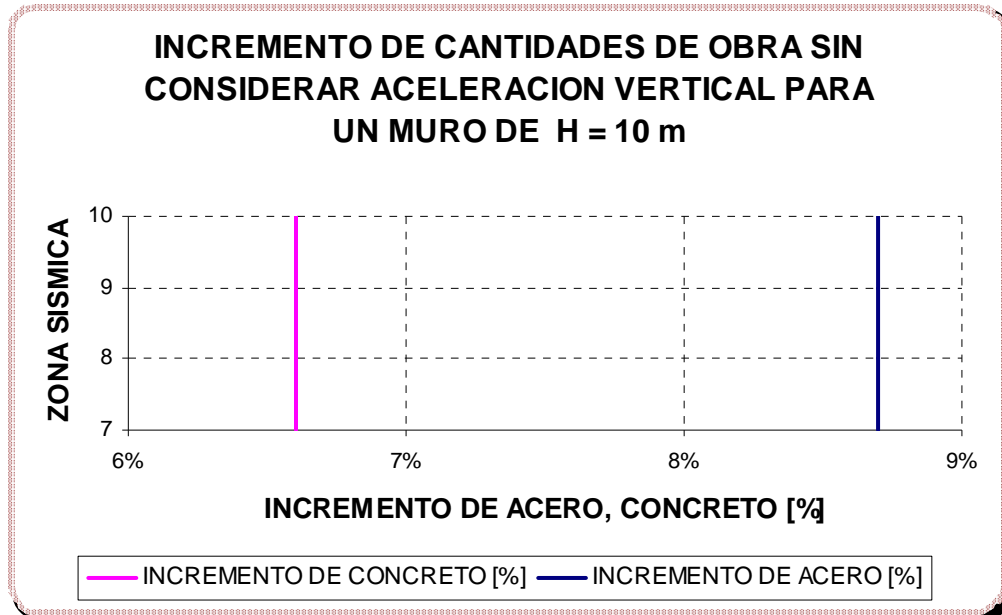
Fuente. Autores del proyecto

Figura 182.



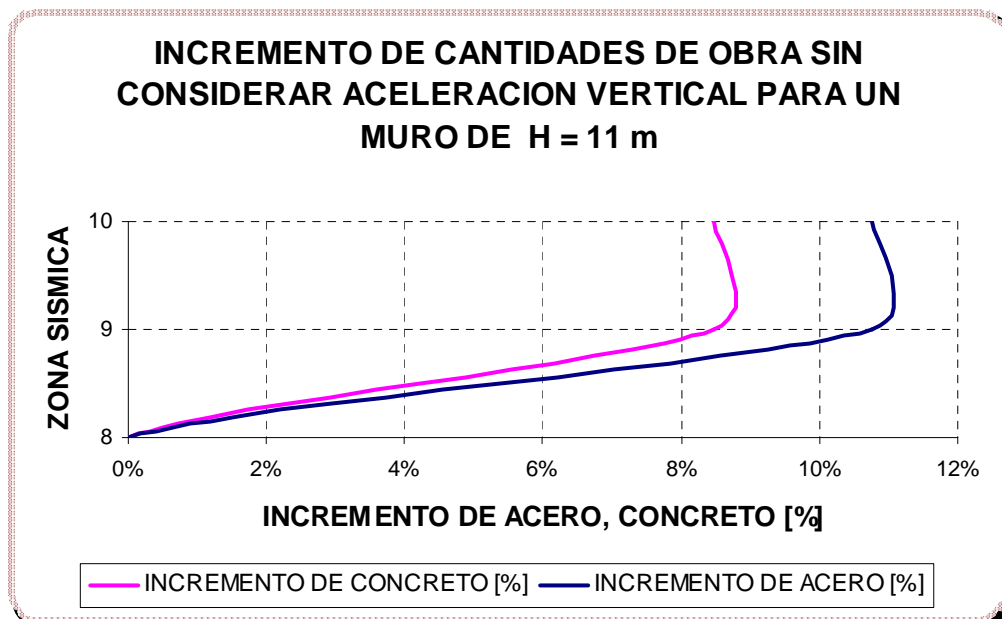
Fuente. Autores del proyecto

Figura 183.



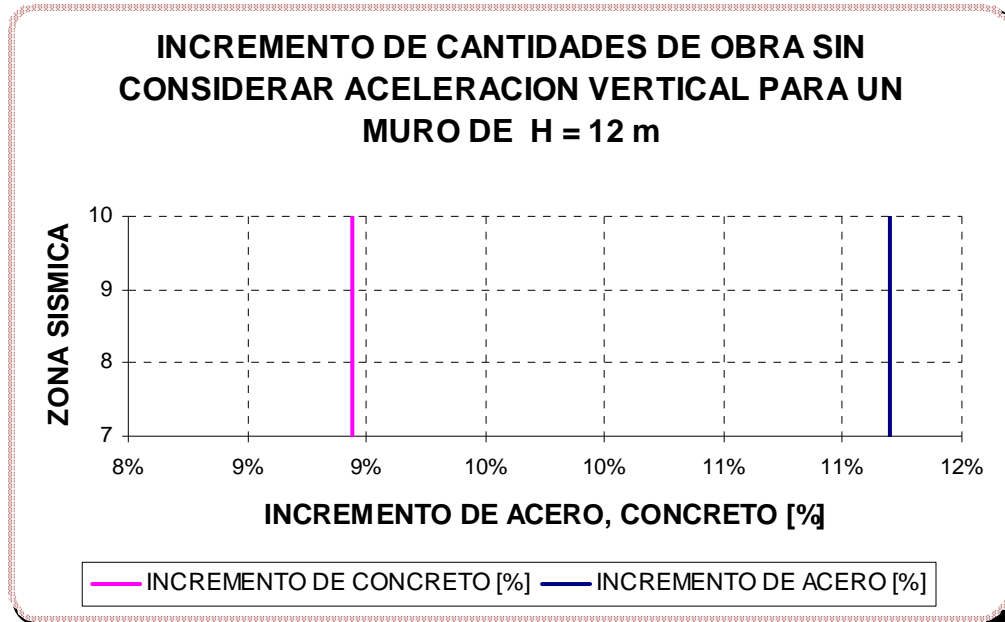
Fuente. Autores del proyecto

Figura 184.



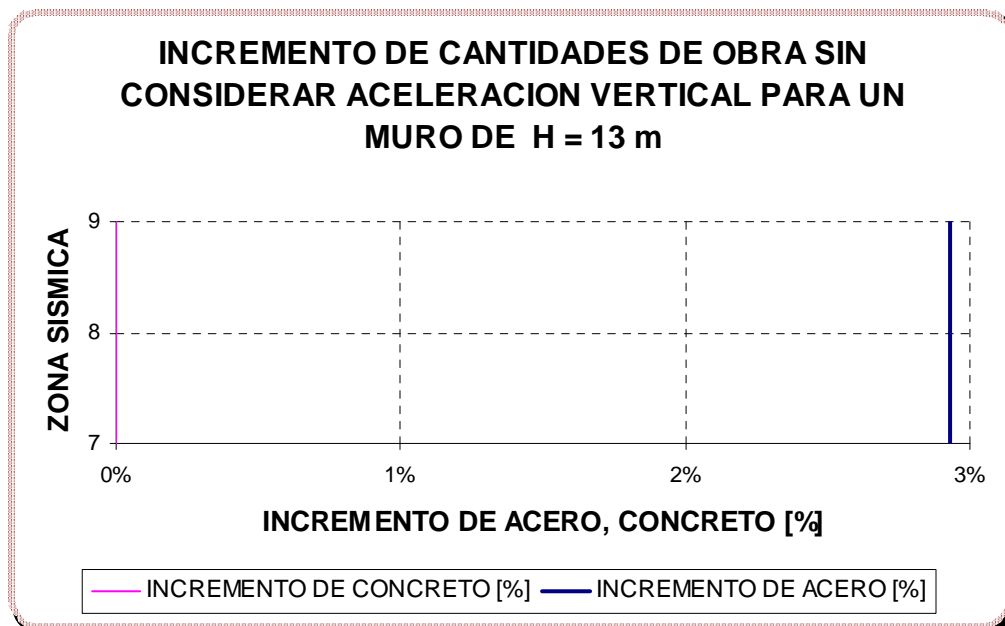
Fuente. Autores del proyecto

Figura 185.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 186.



Fuente. Autores del proyecto

5.10 DECIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

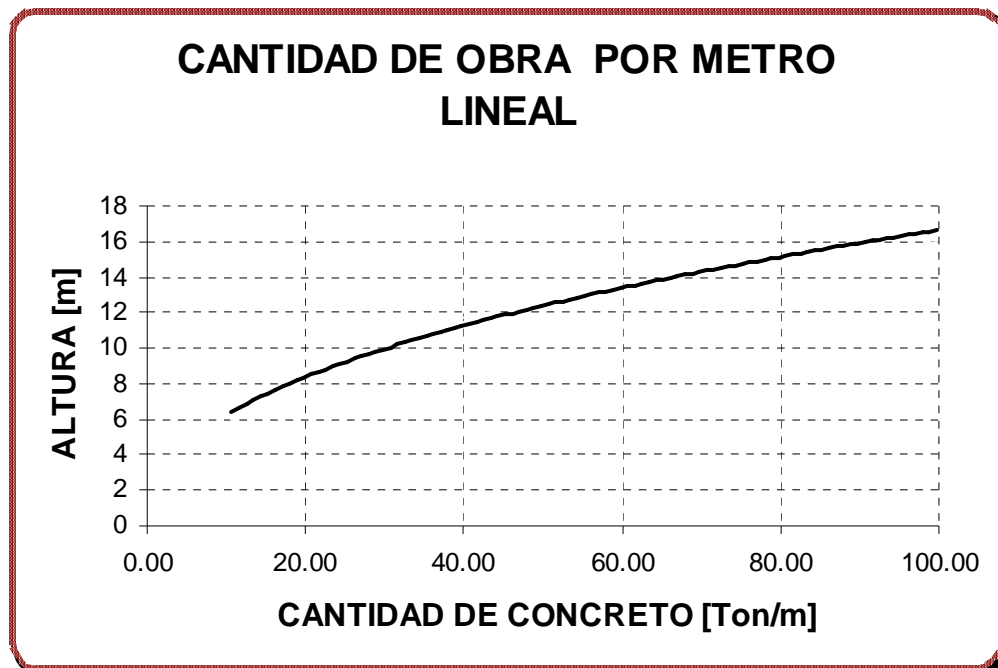
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

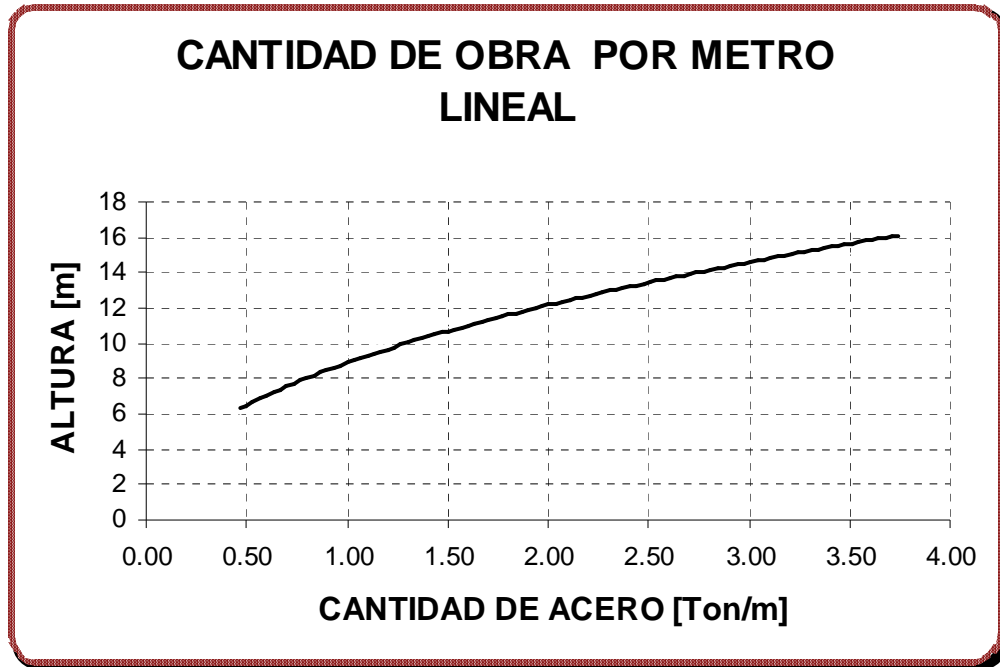
5.10.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 187. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

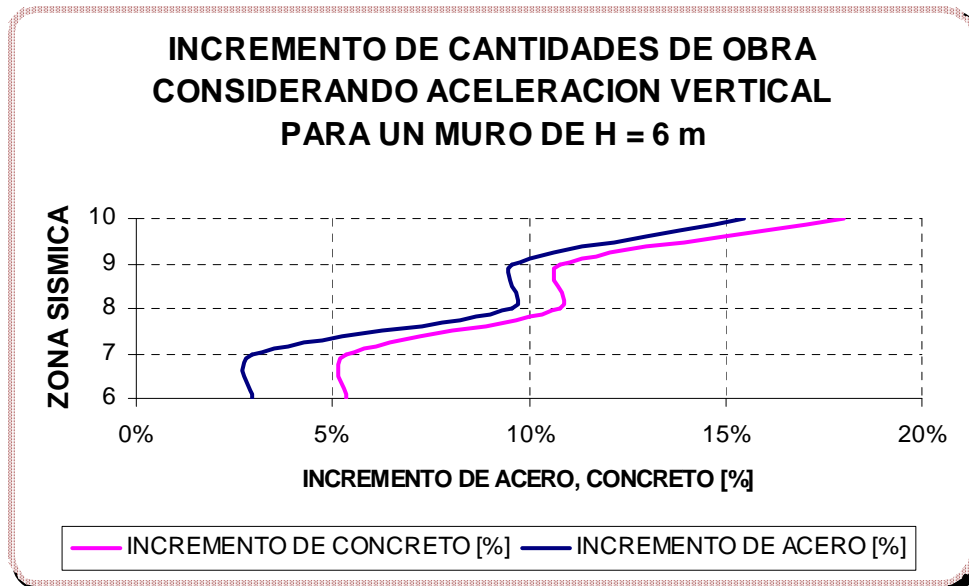
Figura 188. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

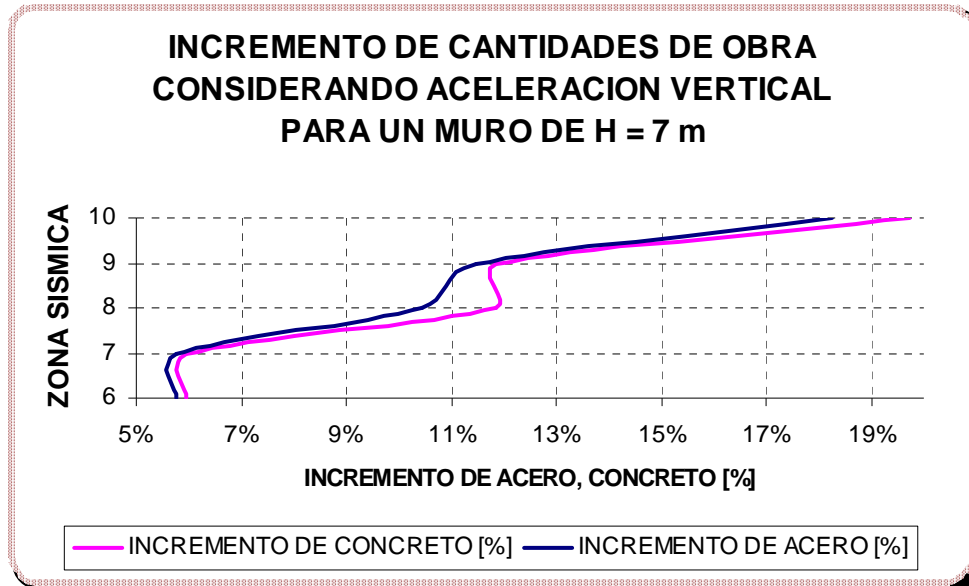
5.10.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 189.



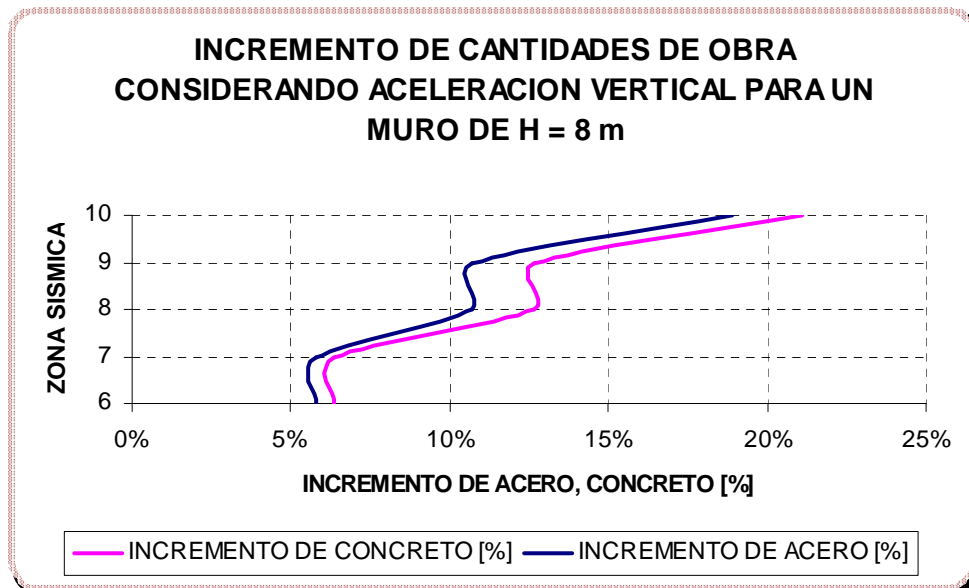
Fuente. Autores del proyecto

Figura 190.



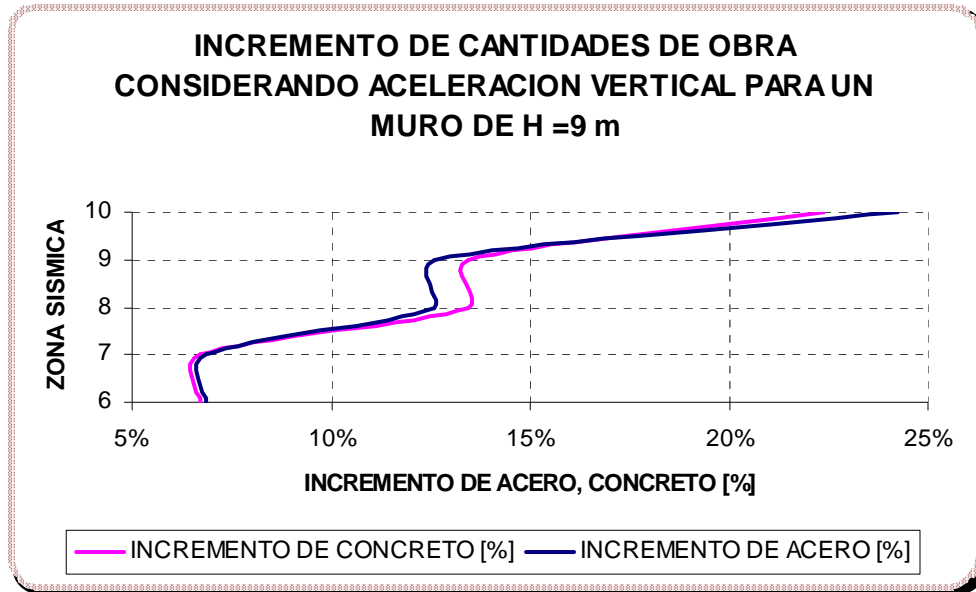
Fuente. Autores del proyecto

Figura 191.



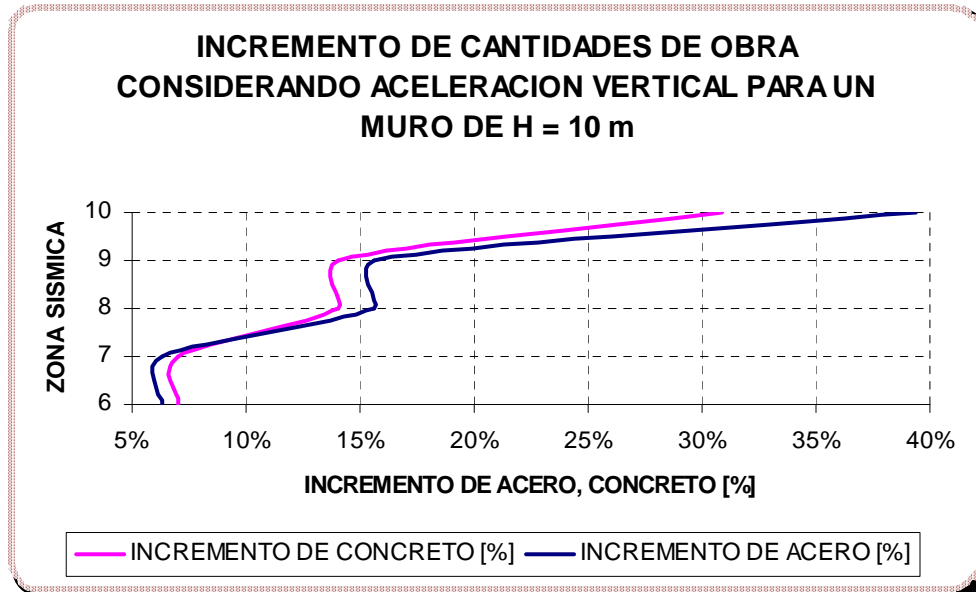
Fuente. Autores del proyecto

Figura 192.



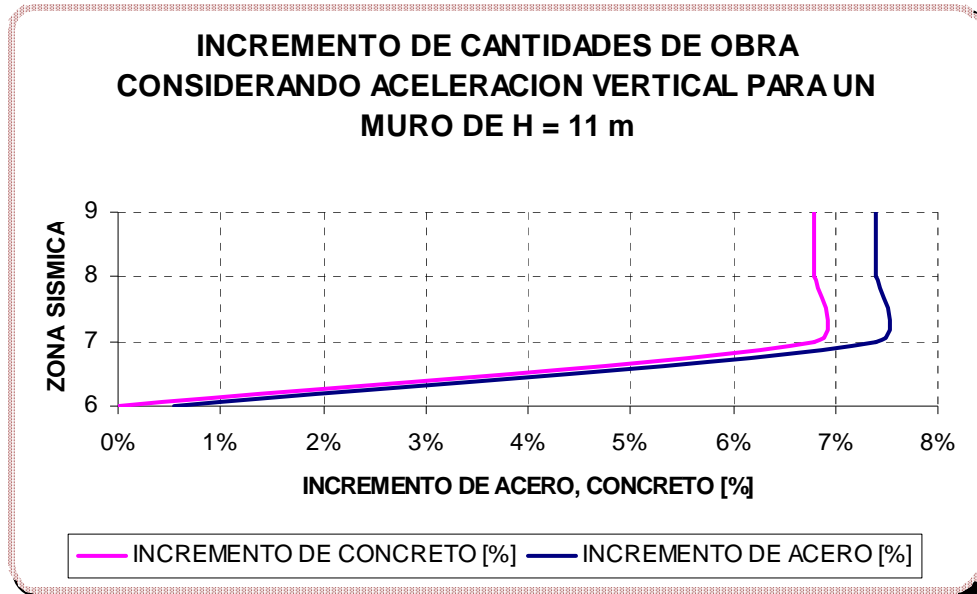
Fuente. Autores del proyecto

Figura 193.



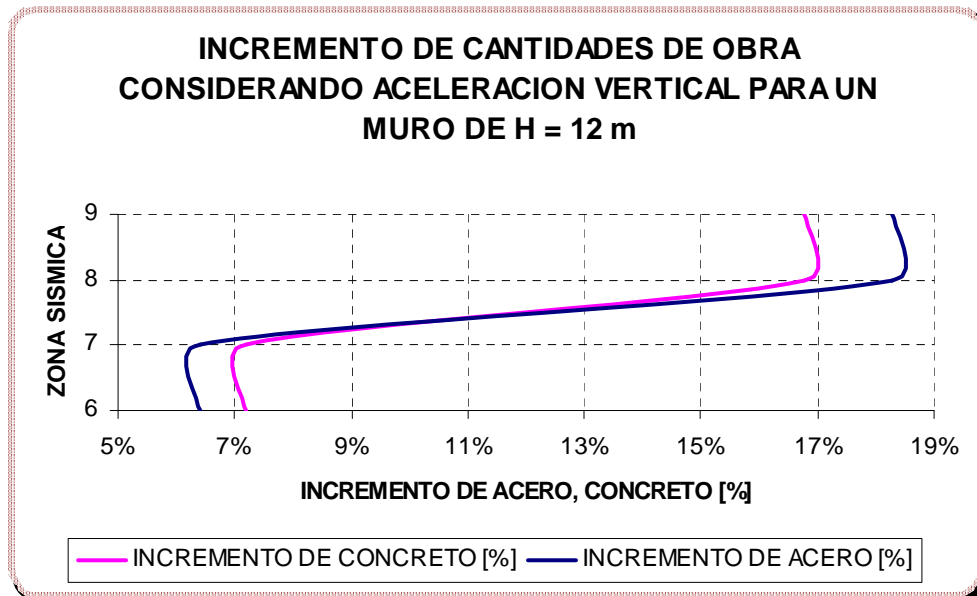
Fuente. Autores del proyecto

Figura 194.



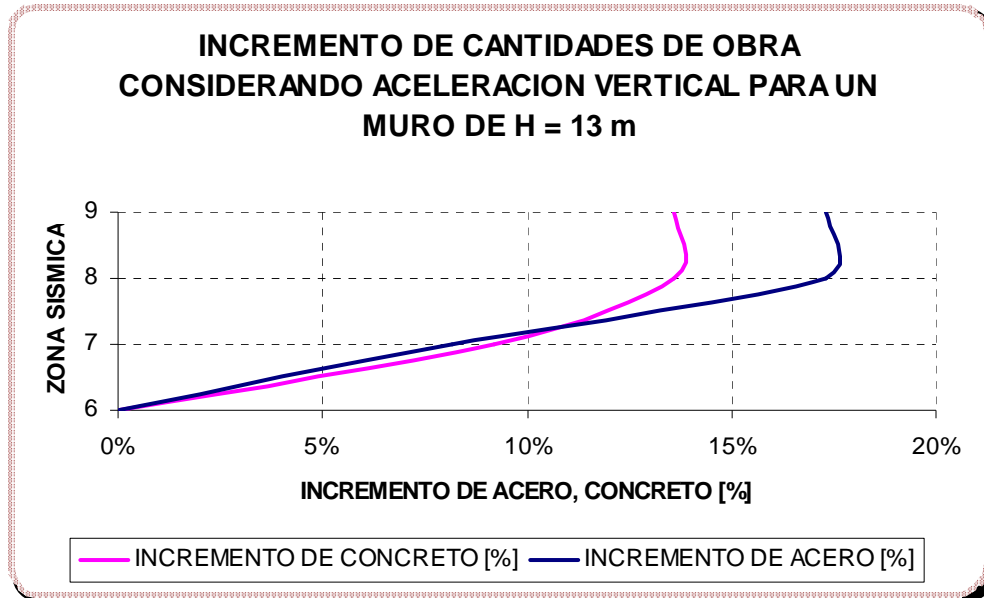
Fuente. Autores del proyecto

Figura 195.



Fuente. Autores del proyecto

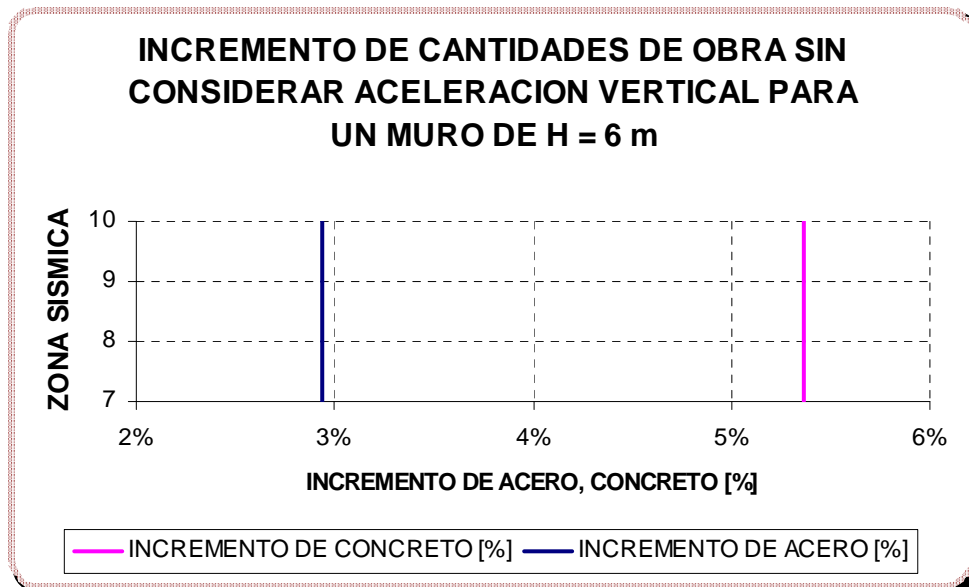
Figura 196.



Fuente. Autores del proyecto

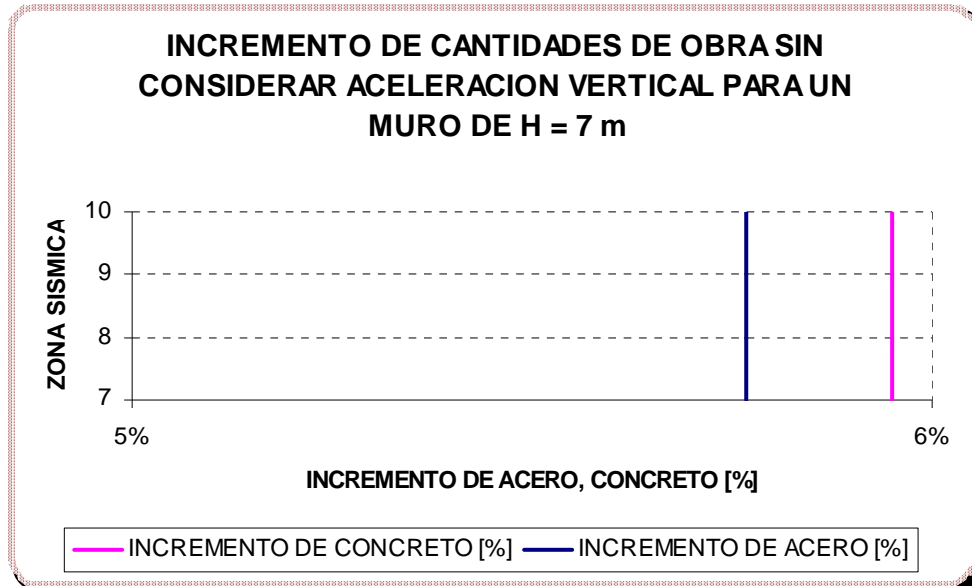
5.10.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 197.



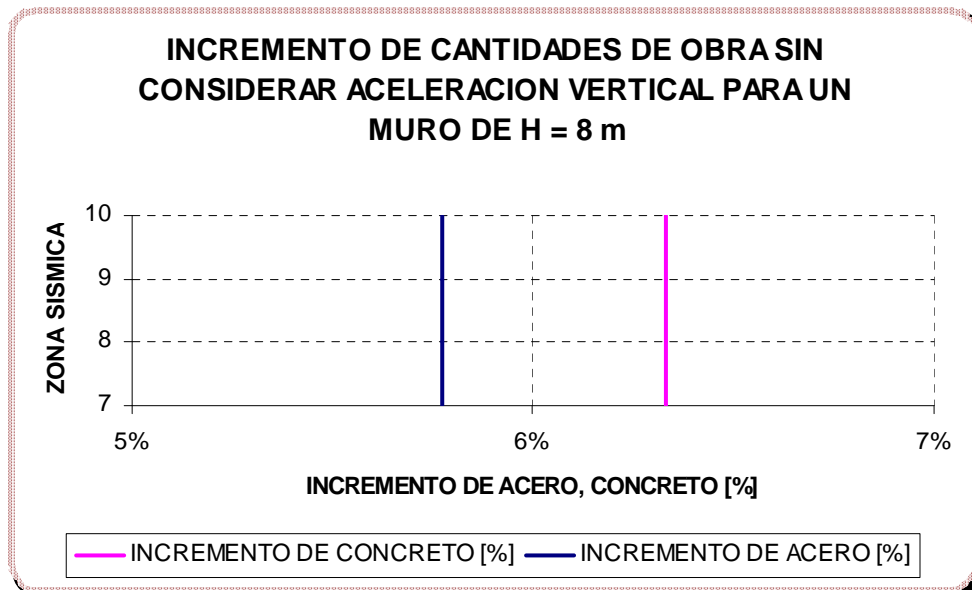
Fuente. Autores del proyecto

Figura 198.



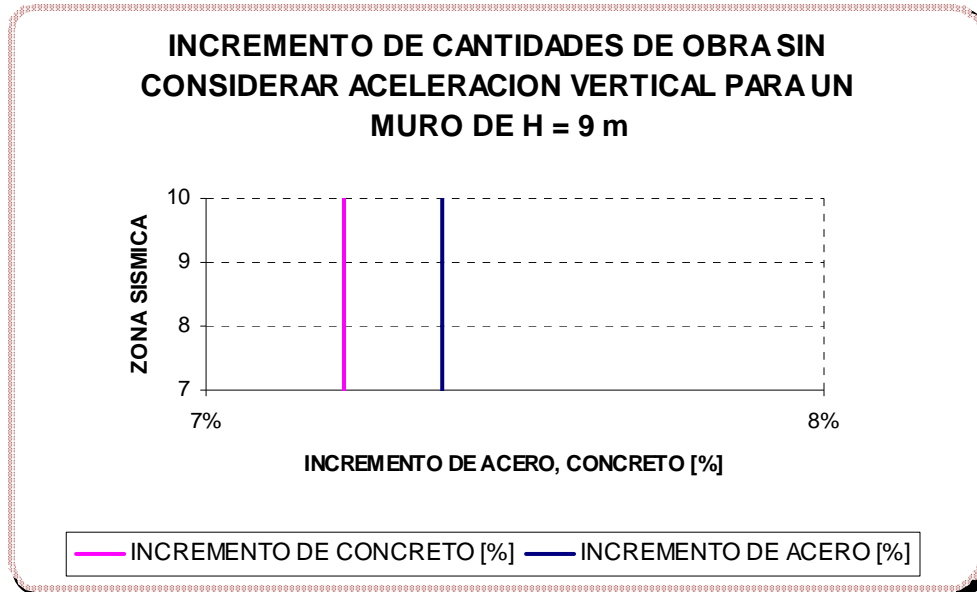
Fuente. Autores del proyecto

Figura 199.



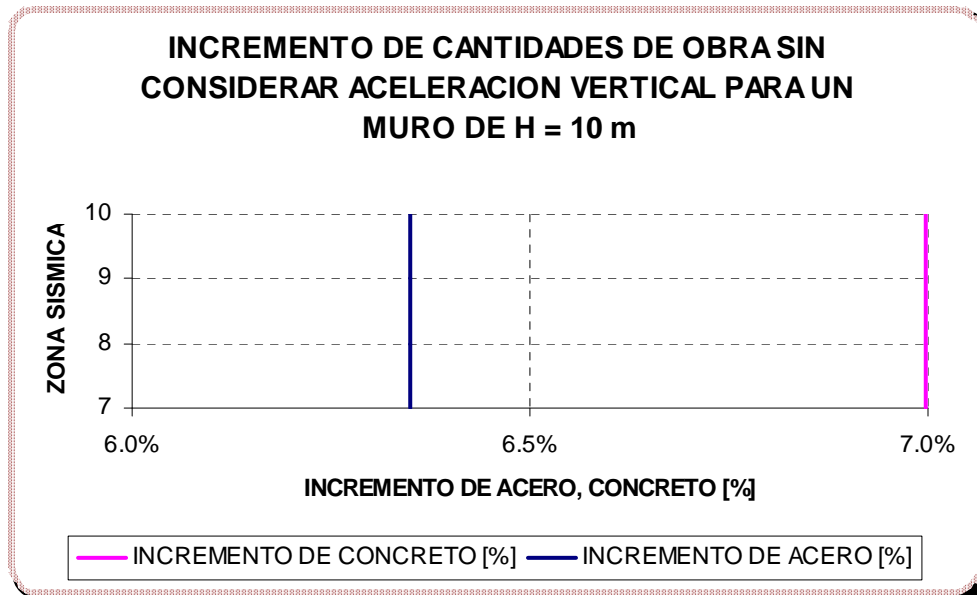
Fuente. Autores del proyecto

Figura 200.



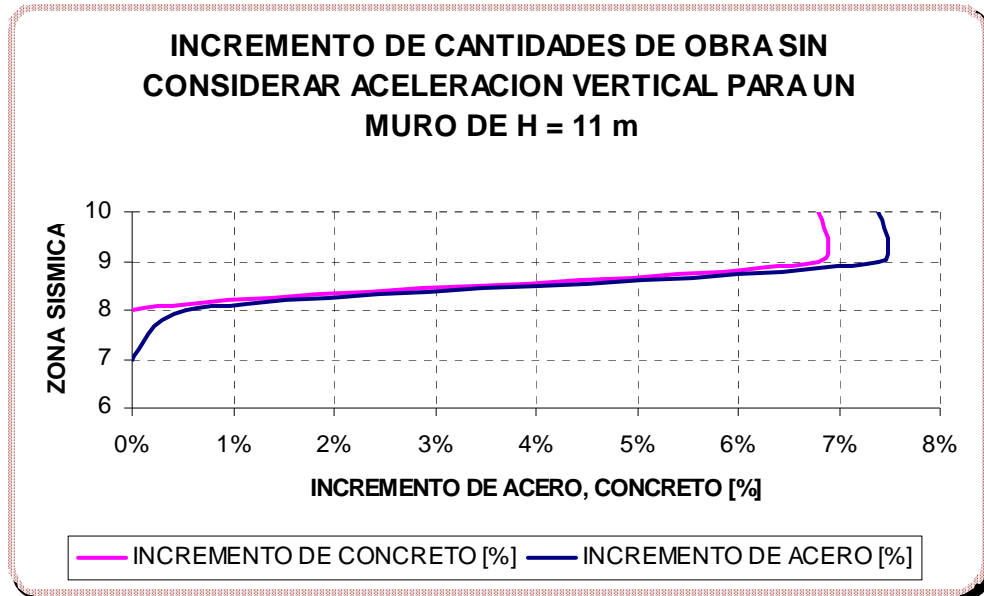
Fuente. Autores del proyecto

Figura 201.



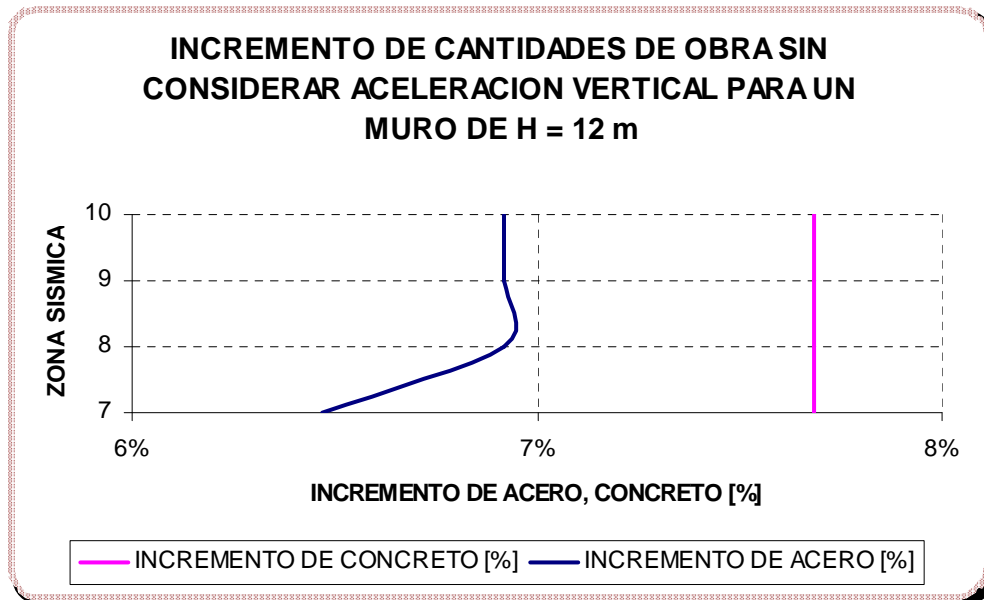
Fuente. Autores del proyecto

Figura 202.



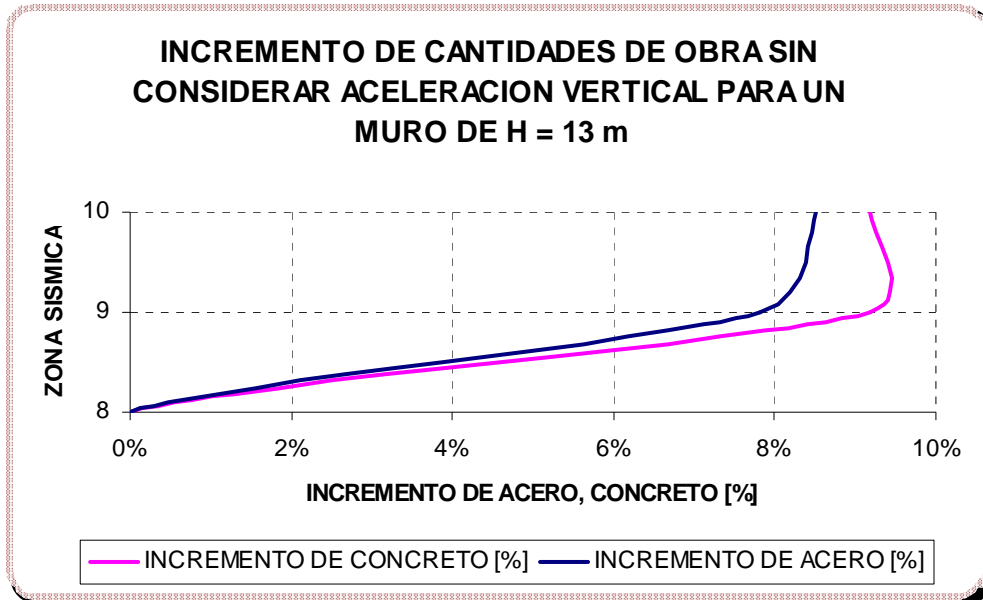
Fuente. Autores del proyecto

Figura 203.



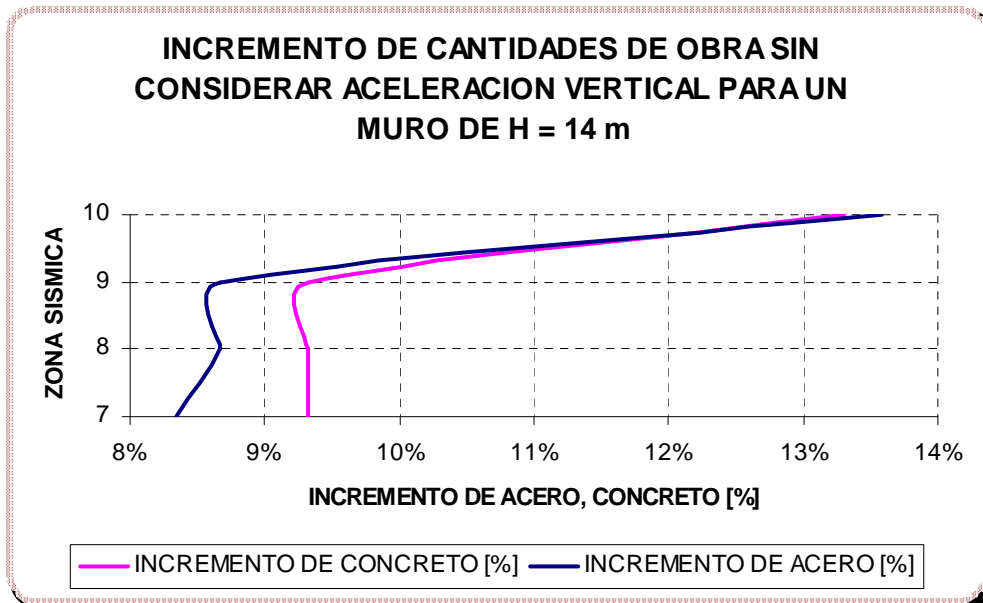
Fuente. Autores del proyecto

Figura 204.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 205.



Fuente. Autores del proyecto

5.11 UNDECIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 2 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

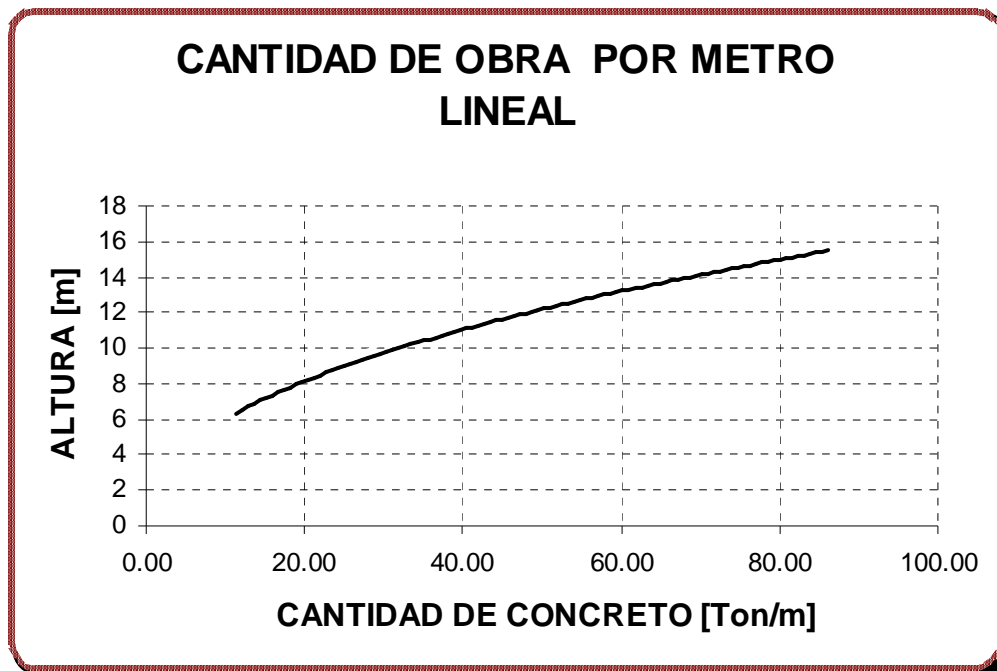
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

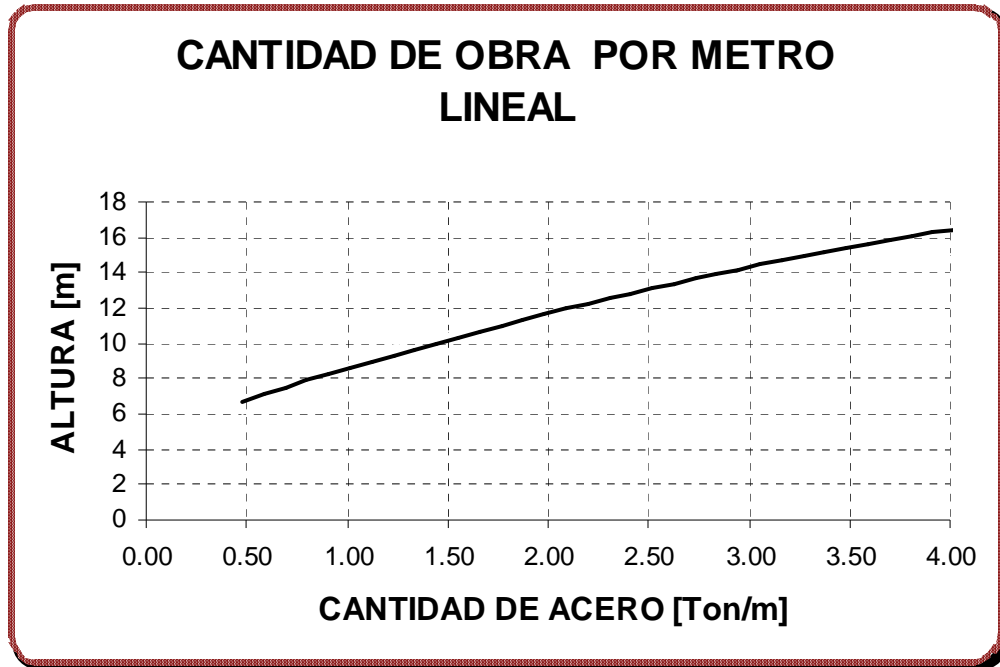
5.11.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 206. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

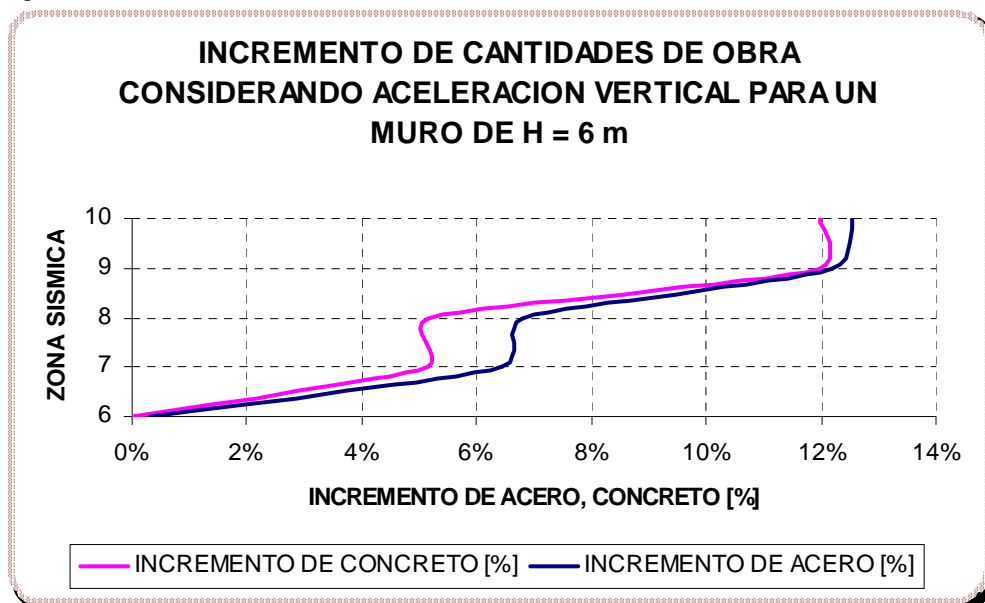
Figura 207. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

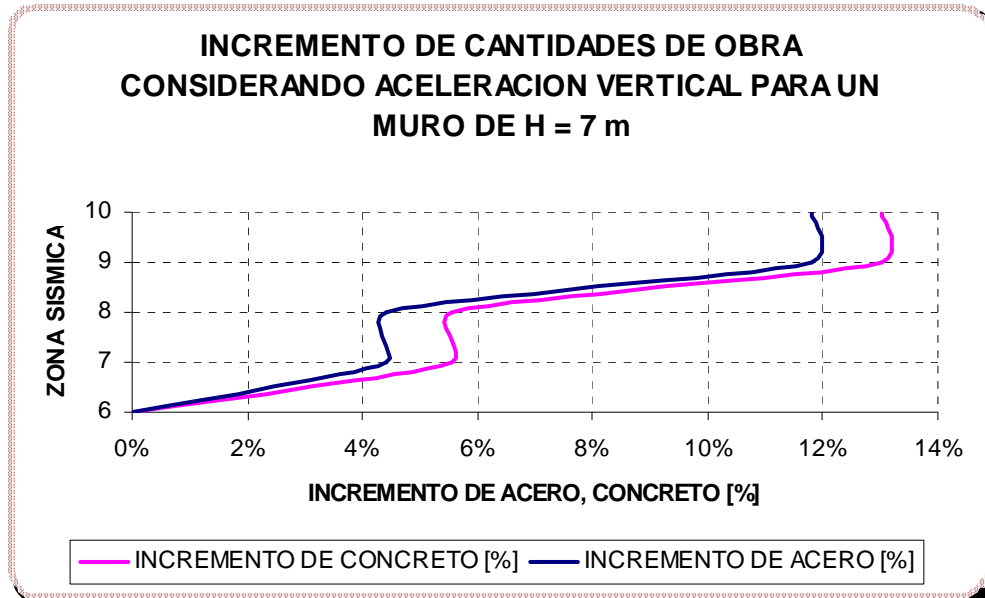
5.11.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 208.



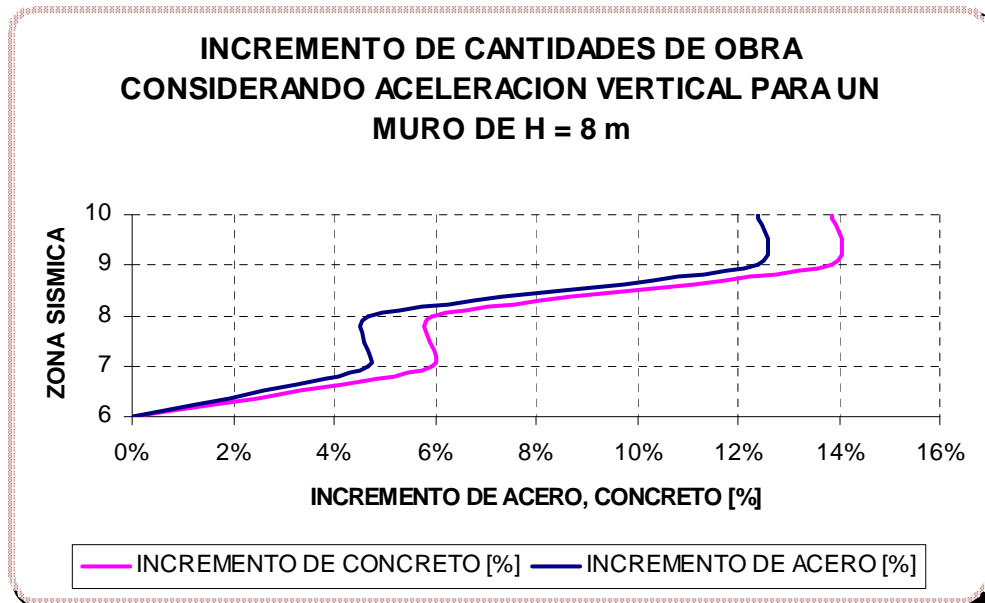
Fuente. Autores del proyecto

Figura 209.



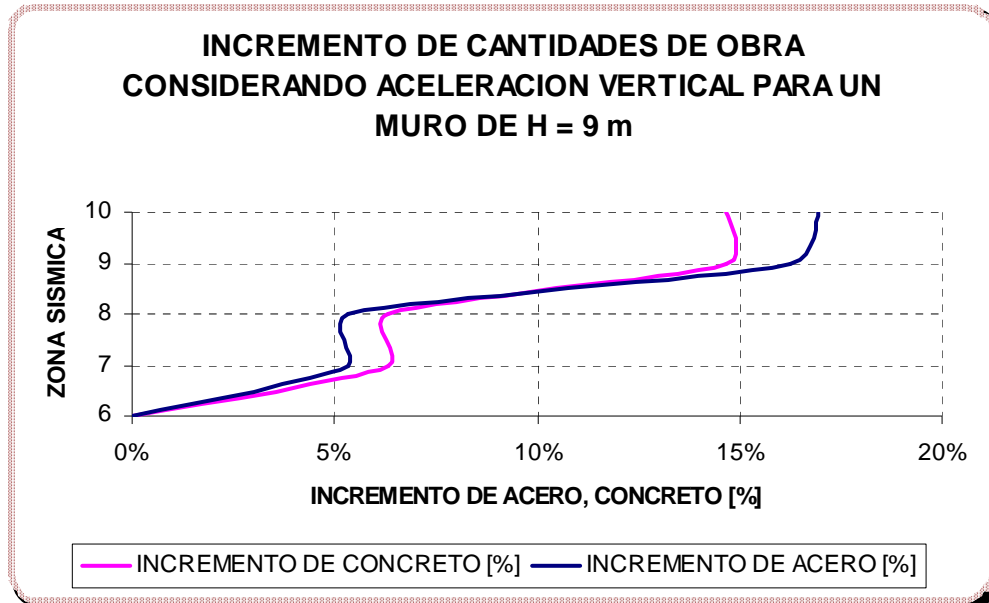
Fuente. Autores del proyecto

Figura 210.



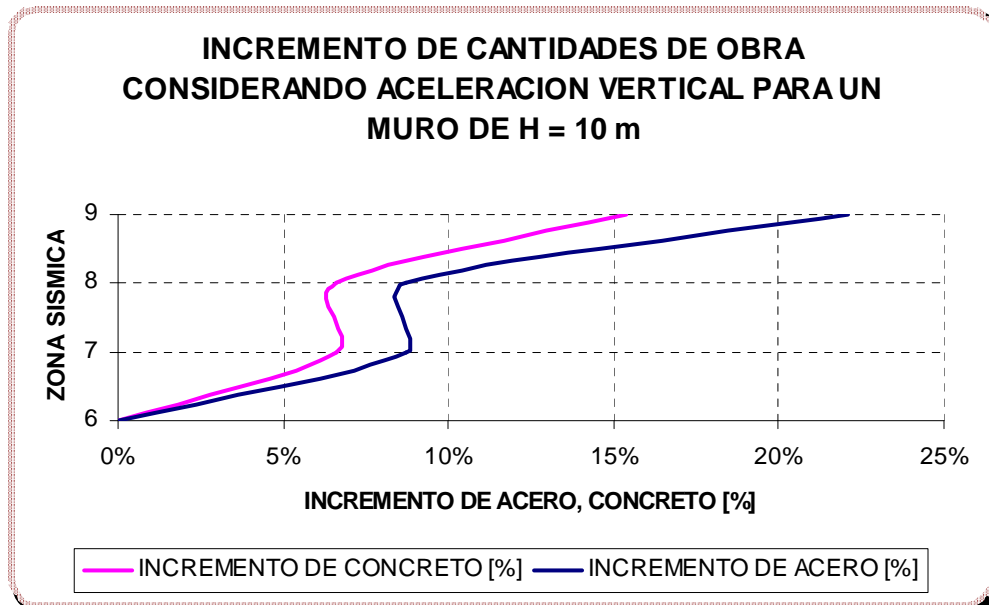
Fuente. Autores del proyecto

Figura 211.



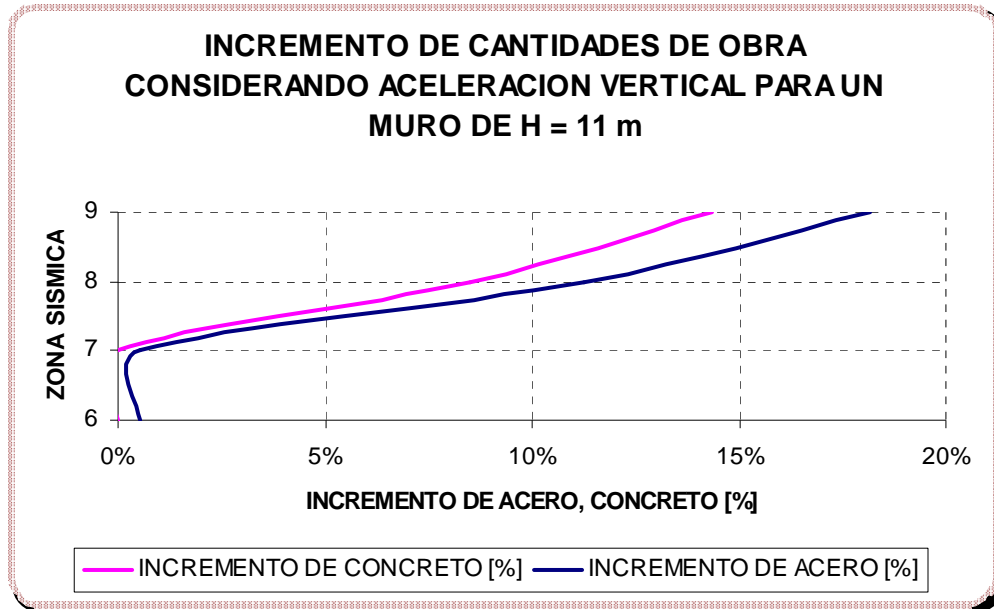
Fuente. Autores del proyecto

Figura 212.



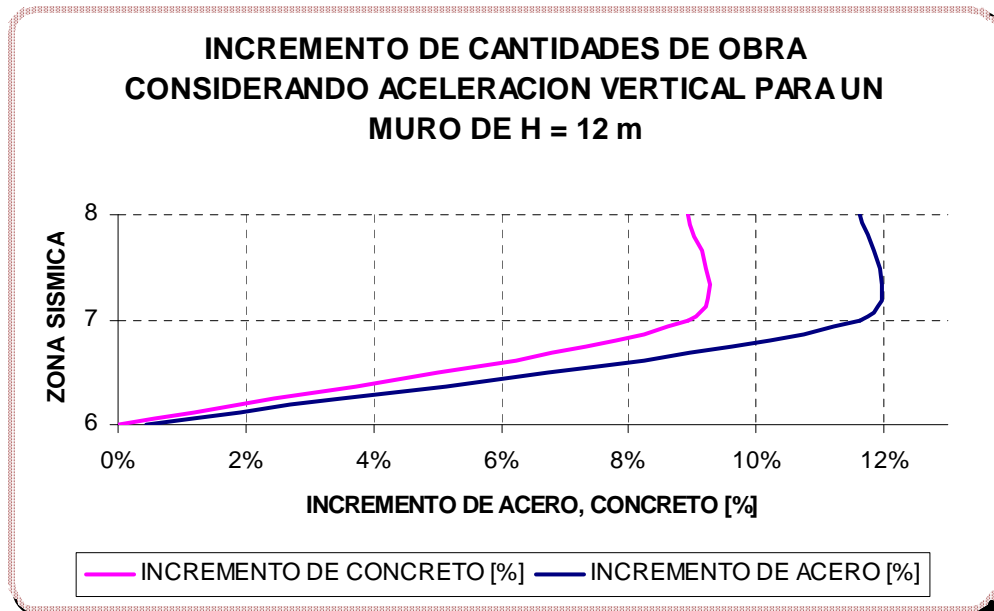
Fuente. Autores del proyecto

Figura 213.



Fuente. Autores del proyecto

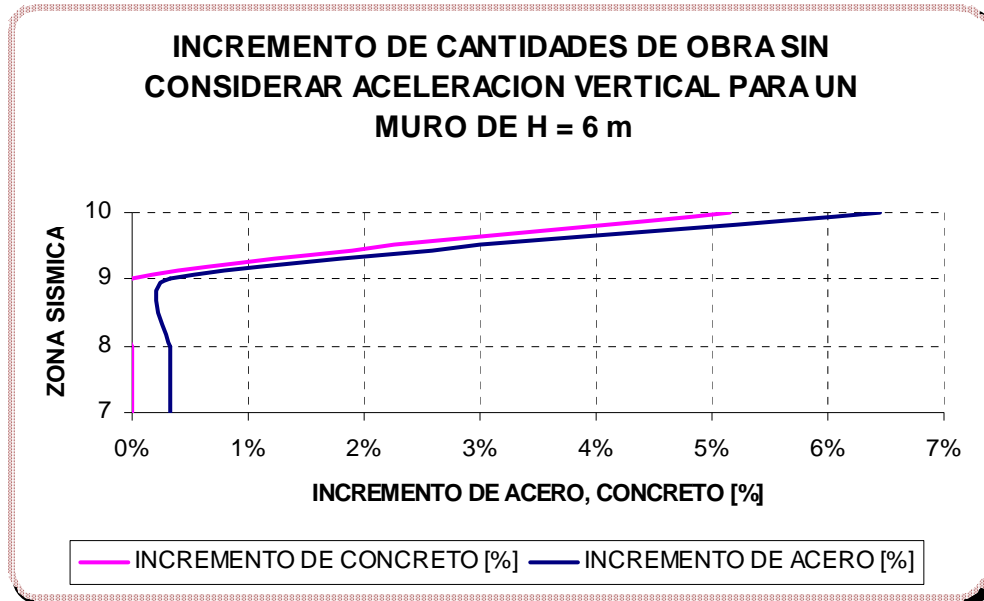
Figura 214.



Fuente. Autores del proyecto

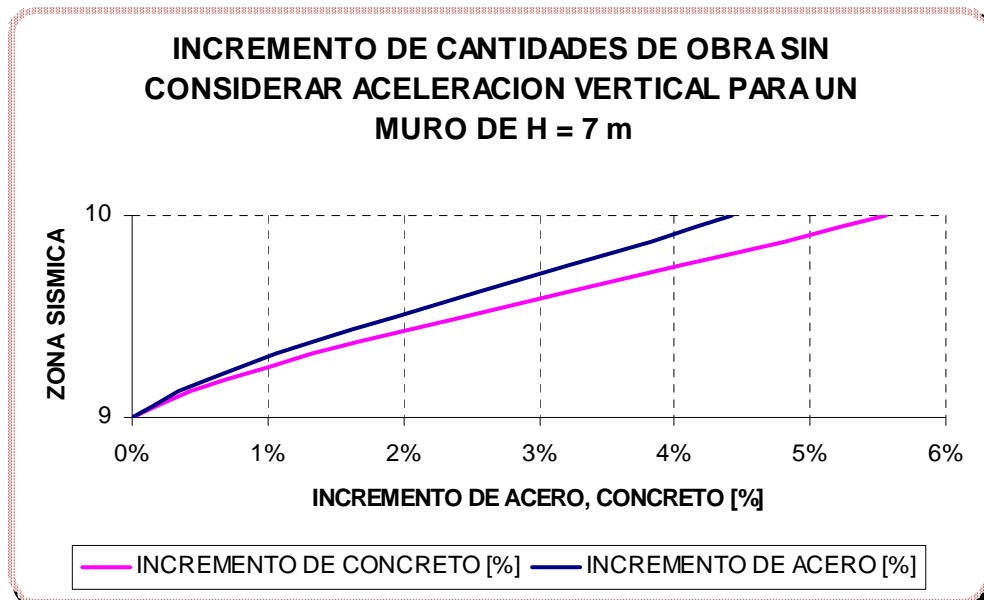
5.11.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 215.



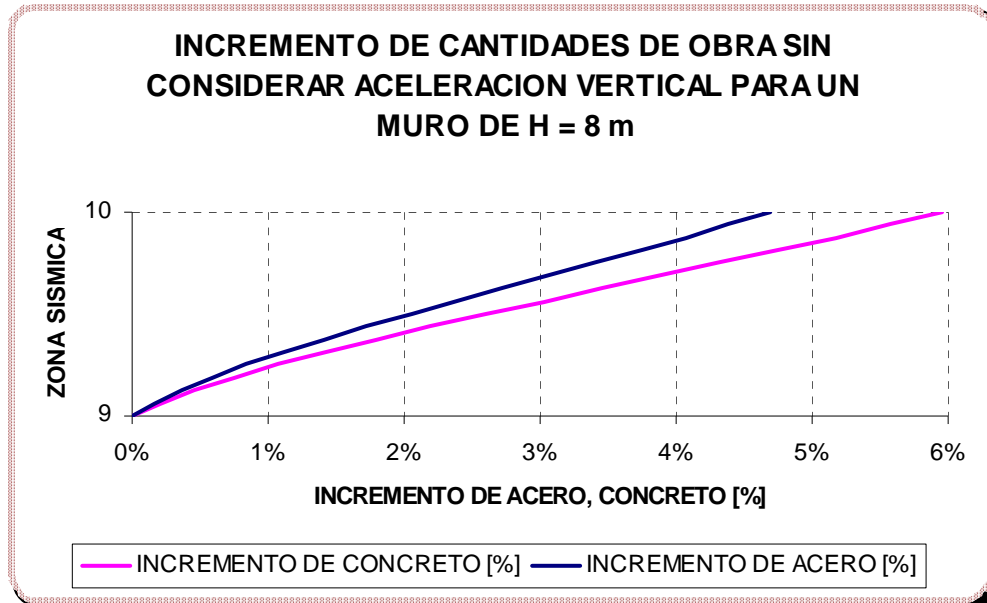
Fuente. Autores del proyecto

Figura 216.



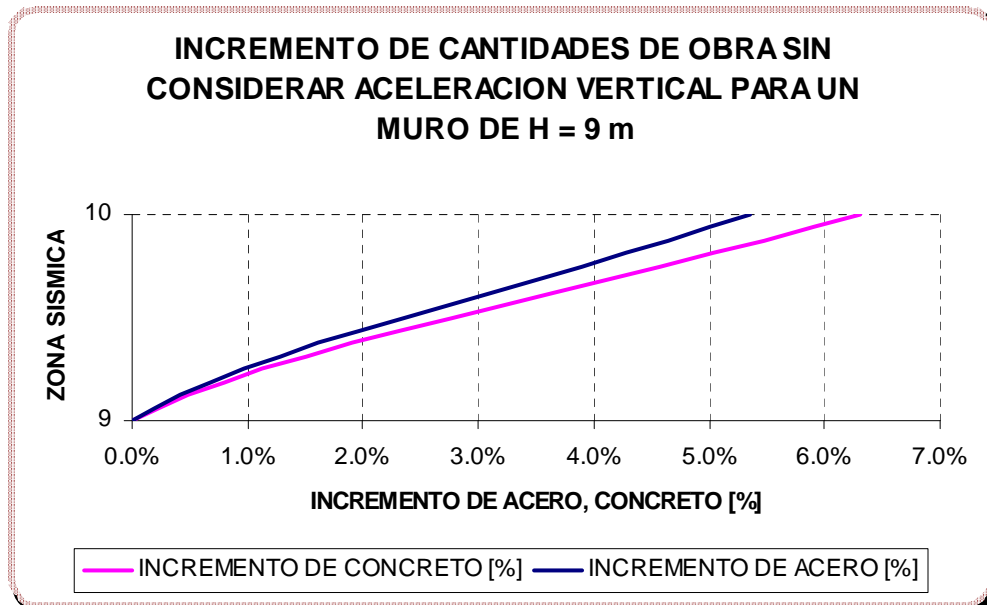
Fuente. Autores del proyecto

Figura 217.



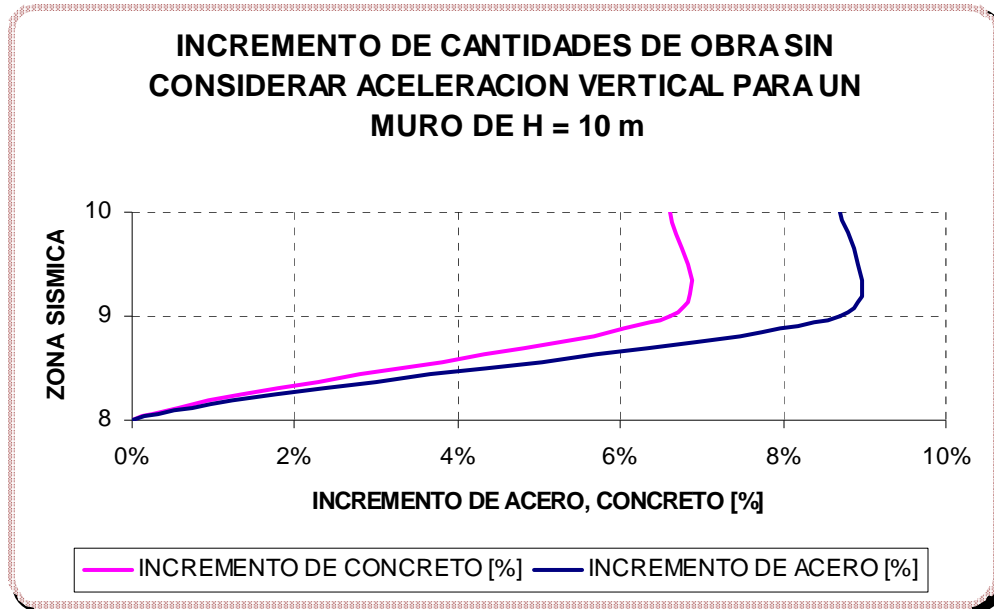
Fuente. Autores del proyecto

Figura 218.



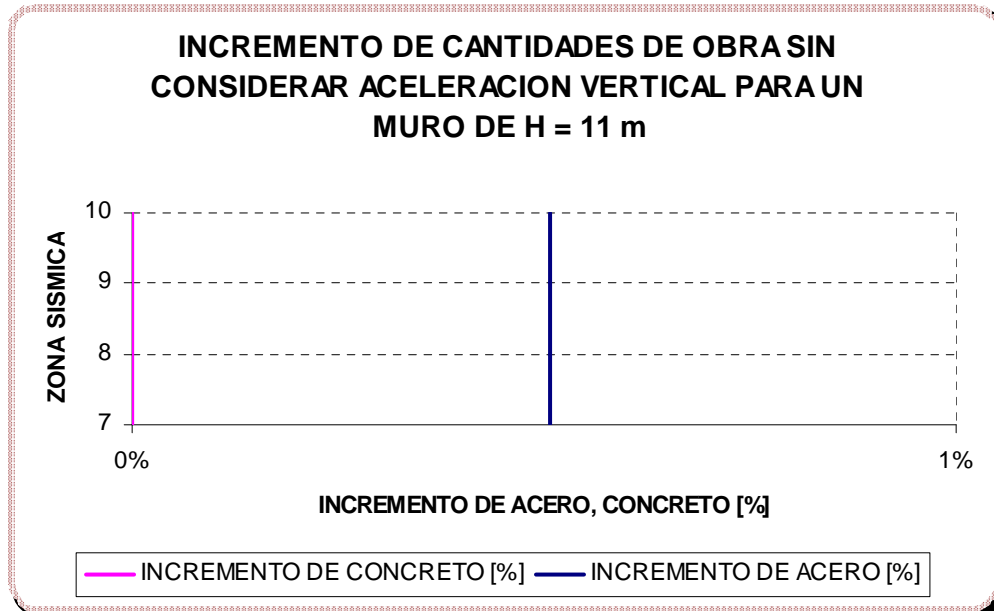
Fuente. Autores del proyecto

Figura 219.



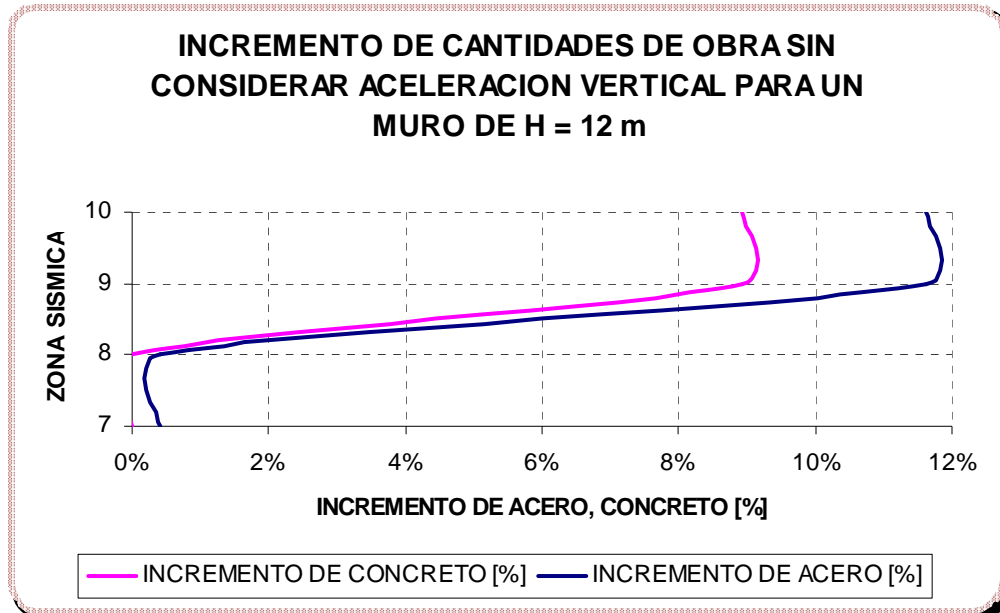
Fuente. Autores del proyecto

Figura 220.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 221.



Fuente. Autores del proyecto

5.12 DUODECIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 3 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

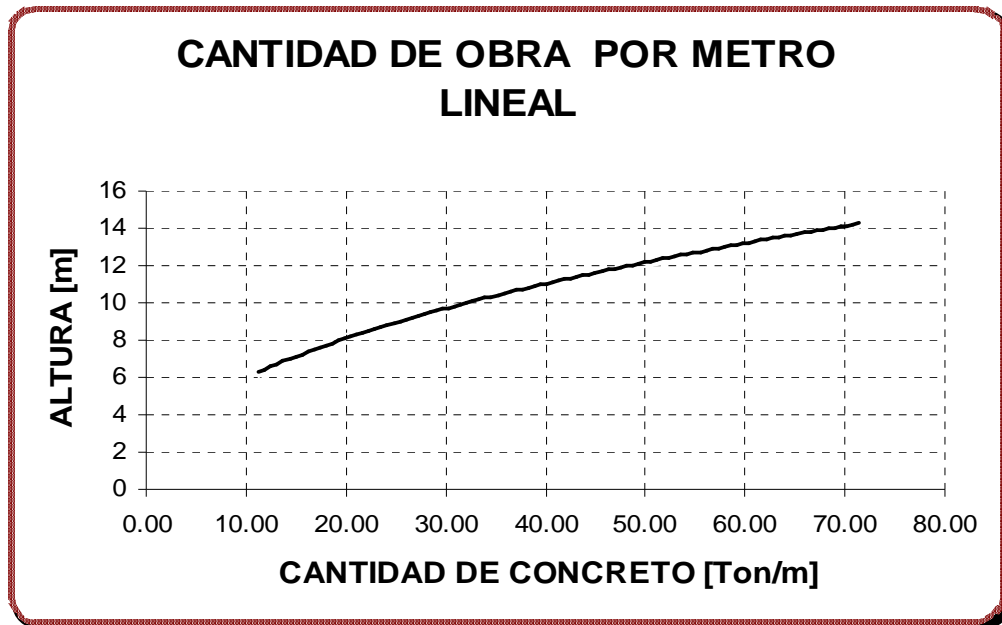
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

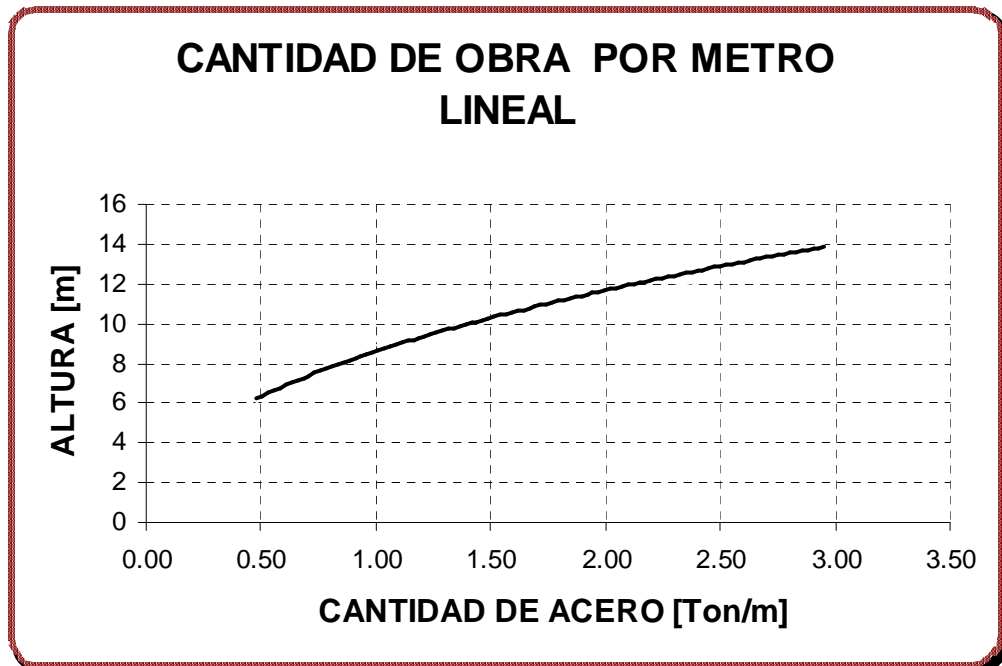
5.12.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 222. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

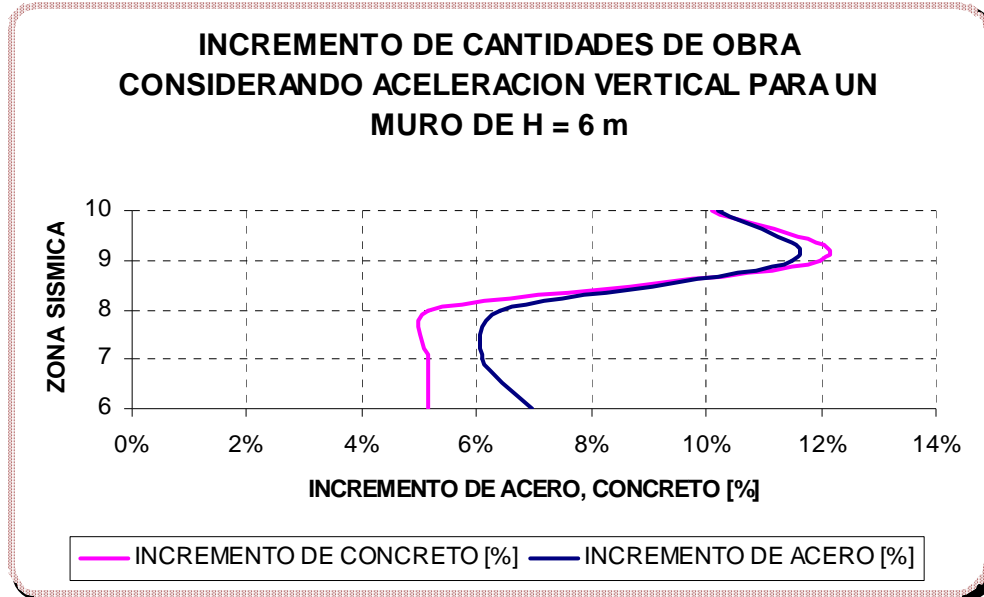
Figura 223. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

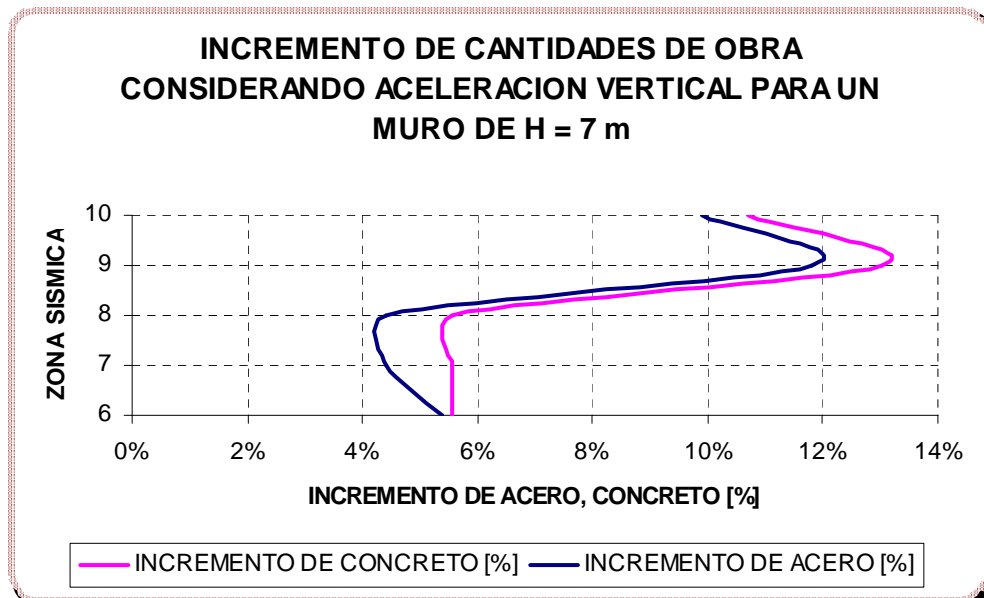
5.12.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 224.



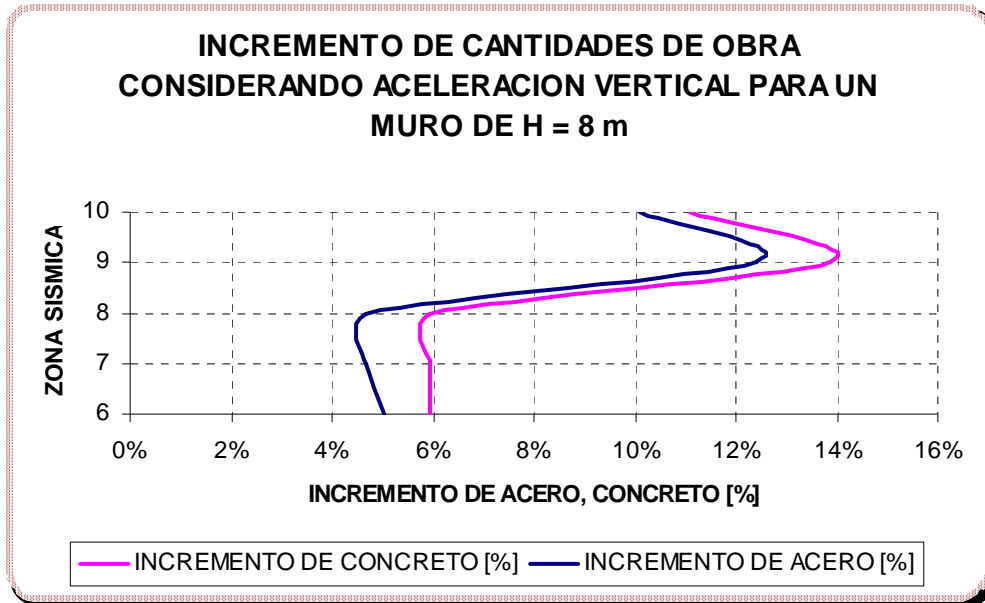
Fuente. Autores del proyecto

Figura 225.



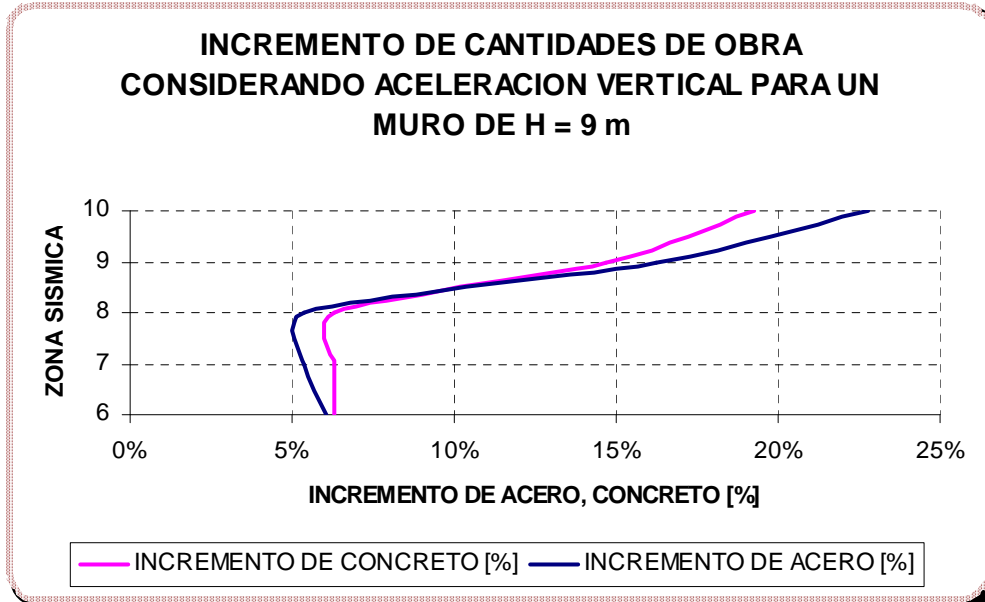
Fuente. Autores del proyecto

Figura 226.



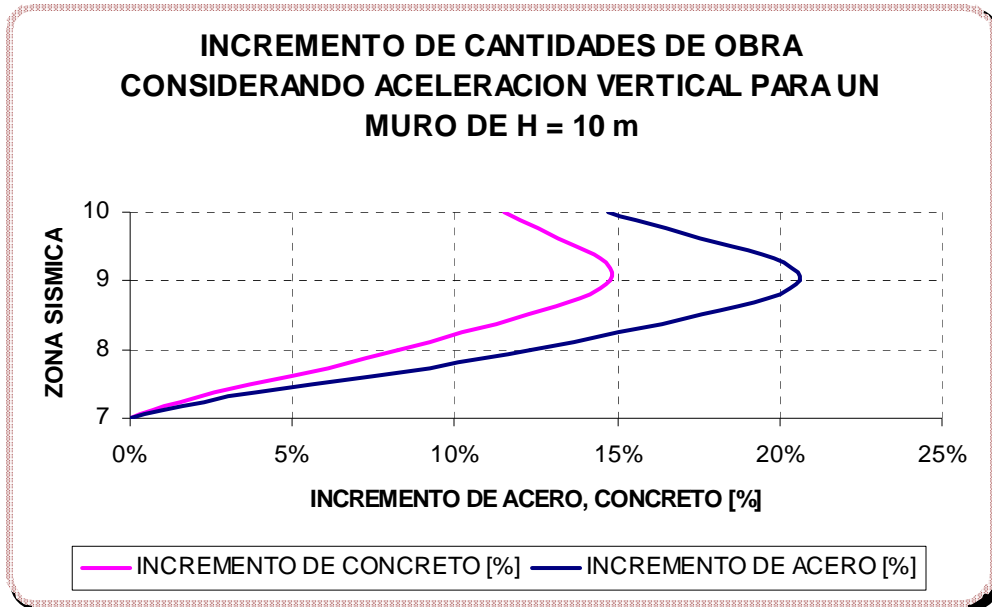
Fuente. Autores del proyecto

Figura 227.



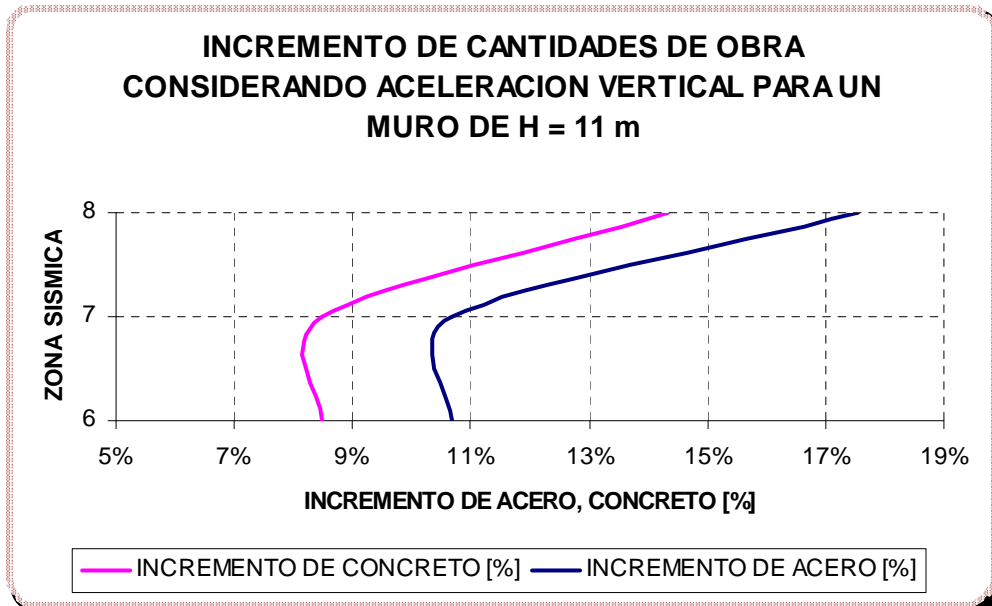
Fuente. Autores del proyecto

Figura 228.



Fuente. Autores del proyecto

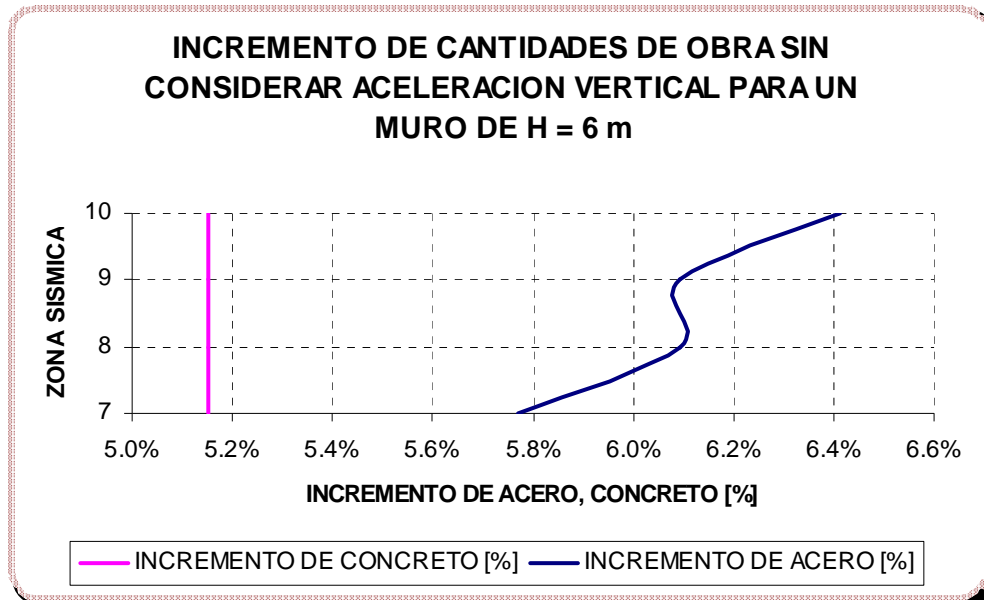
Figura 229.



Fuente. Autores del proyecto

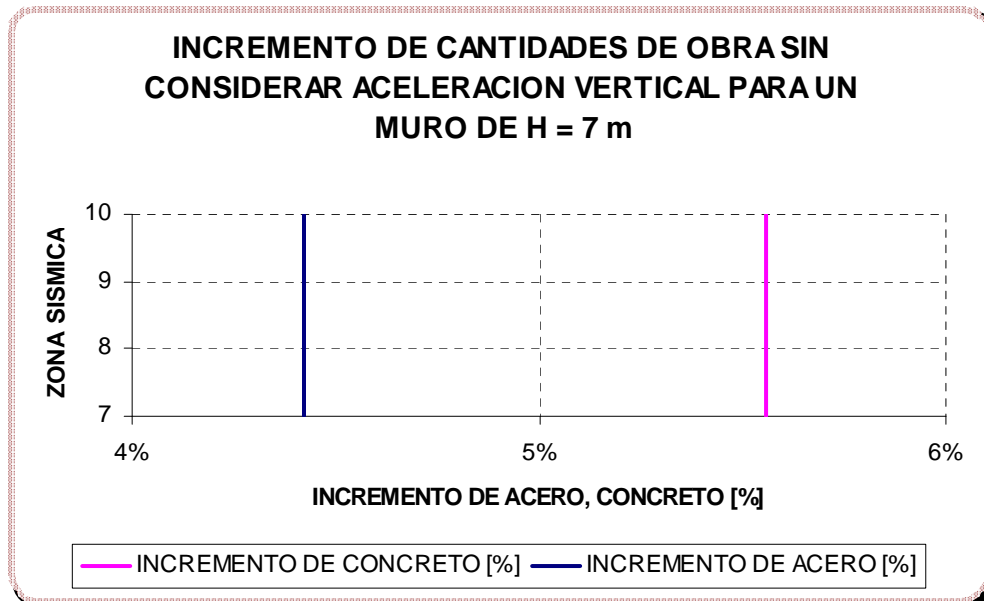
5.12.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 230.



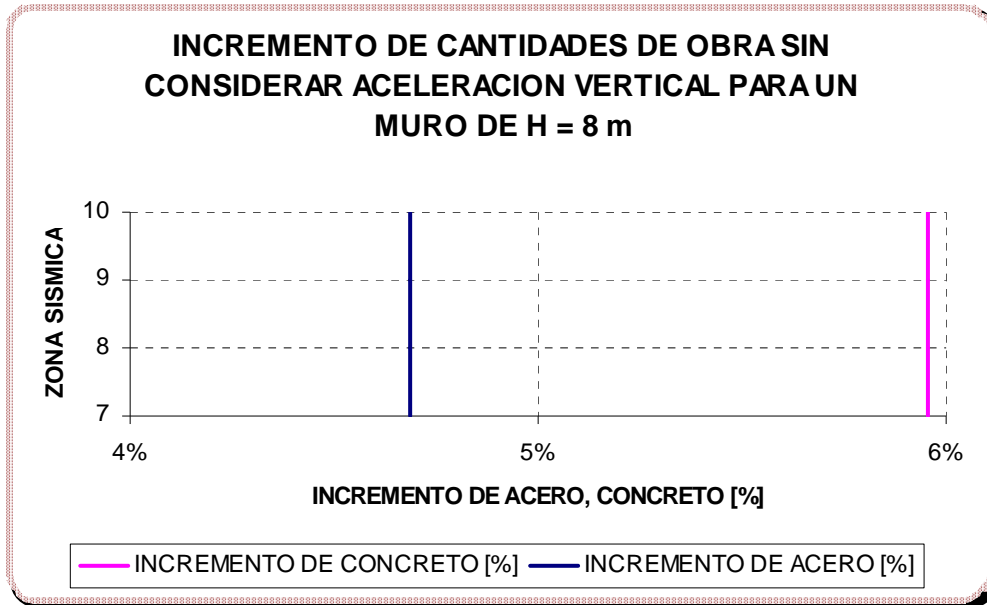
Fuente. Autores del proyecto

Figura 231.



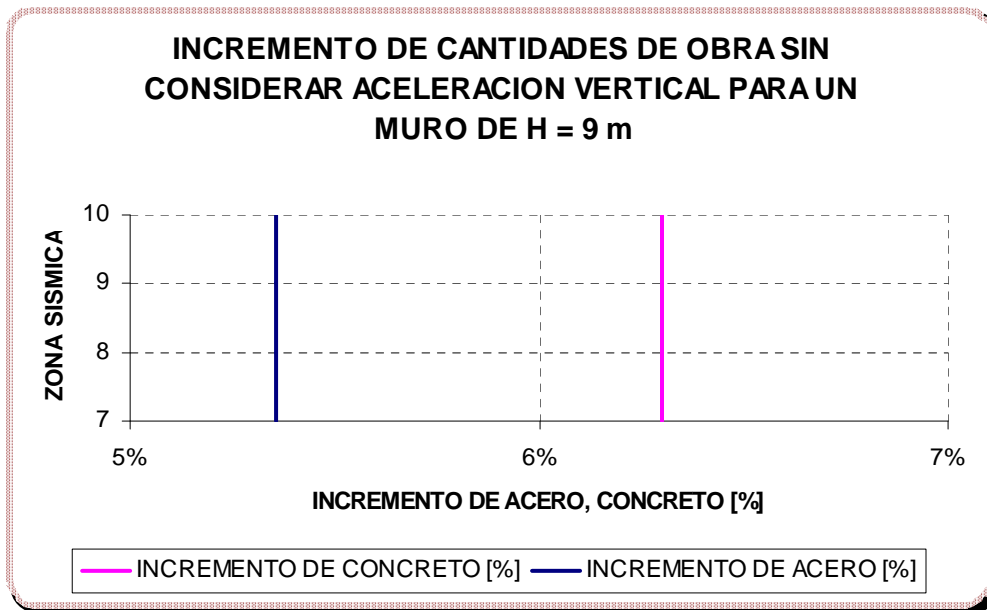
Fuente. Autores del proyecto

Figura 232.



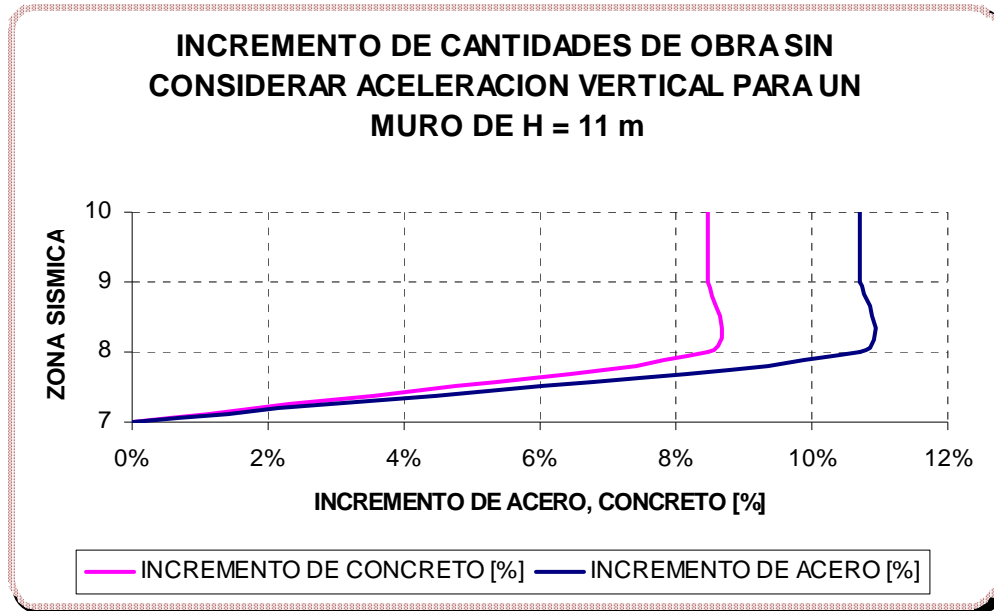
Fuente. Autores del proyecto

Figura 233.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 234.



Fuente. Autores del proyecto

5.13 DECIMOTERCERO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 40 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 0 \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

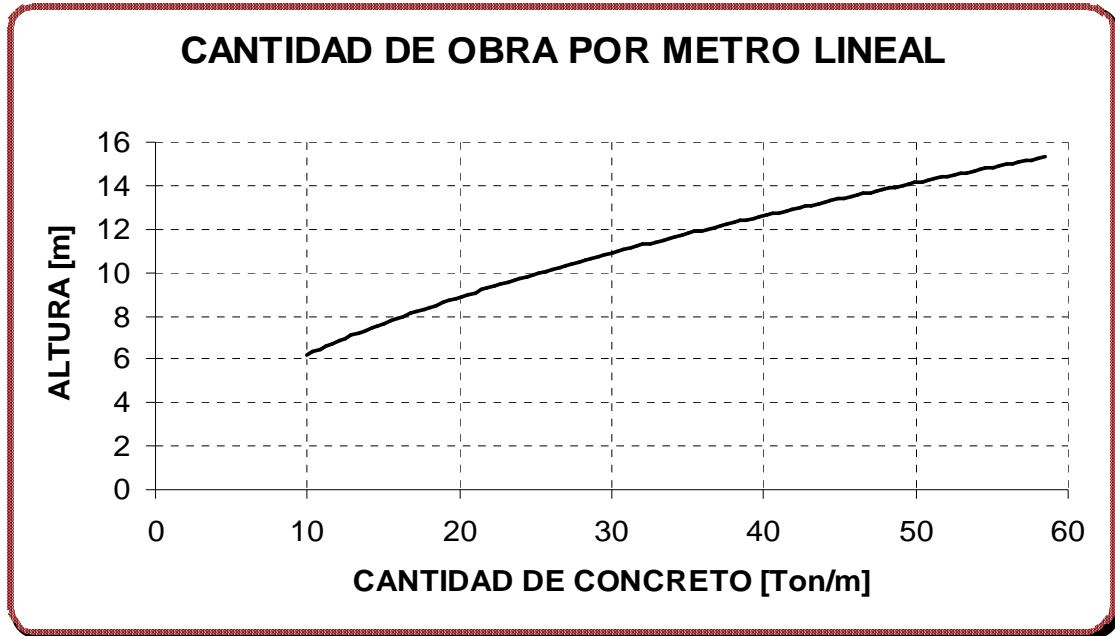
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

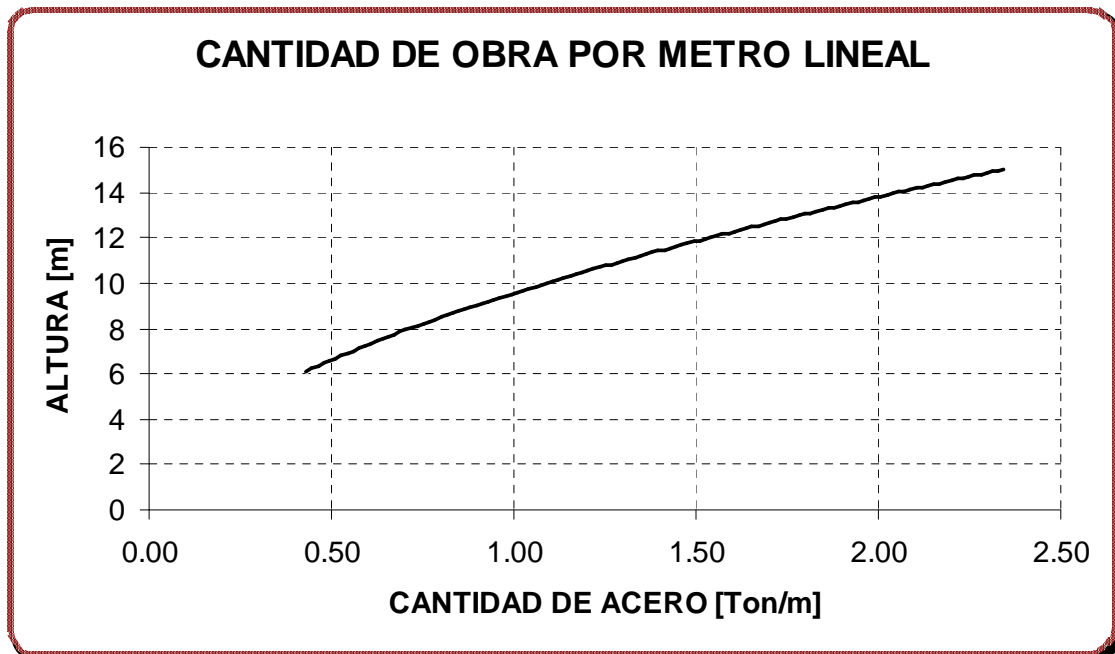
5.13.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 235. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

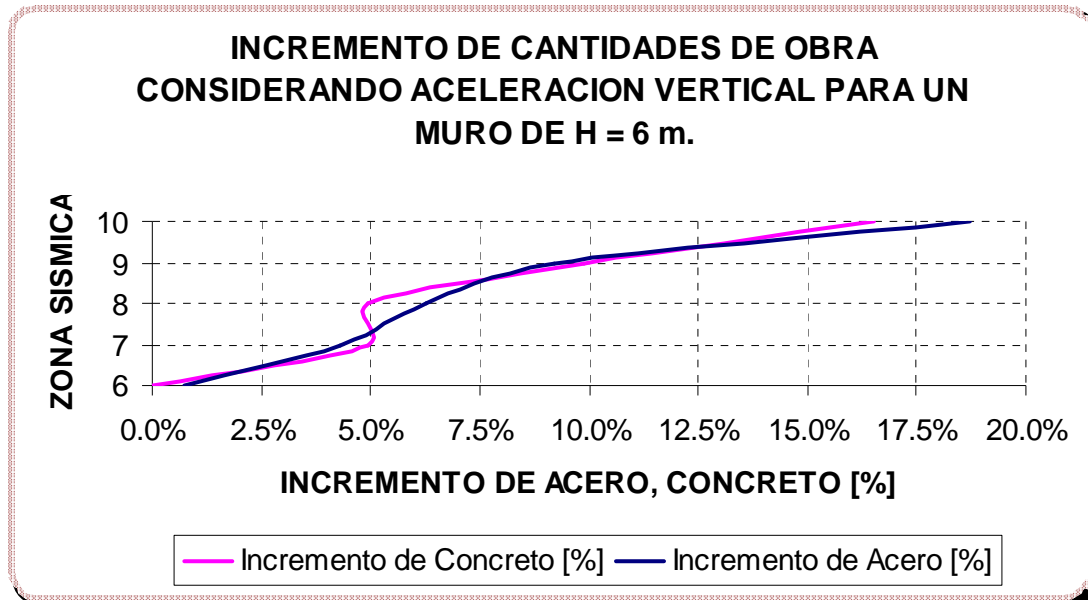
Figura 236. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

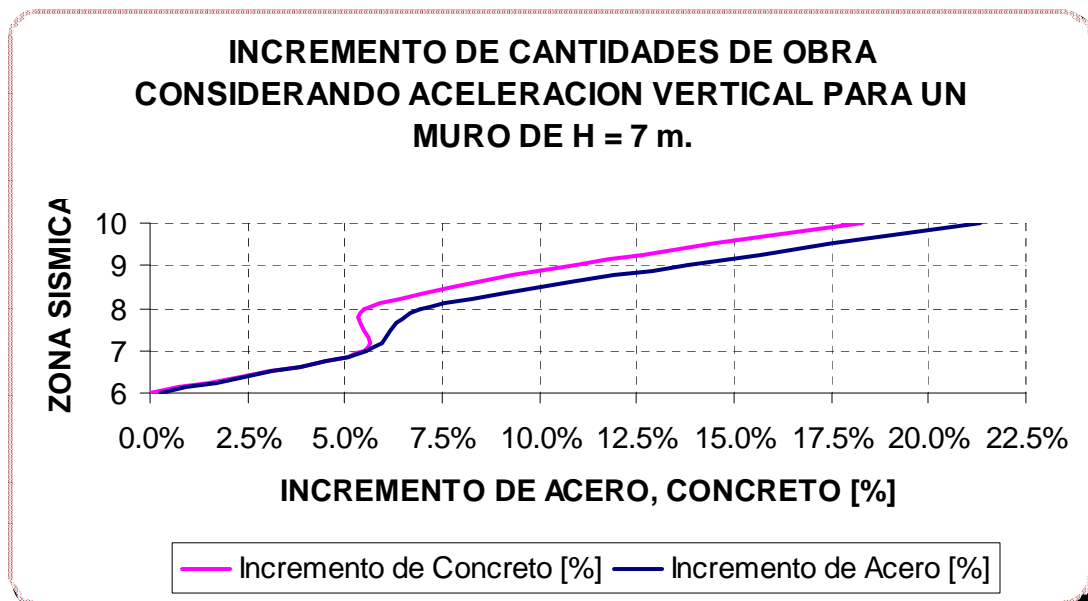
5.13.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 237.



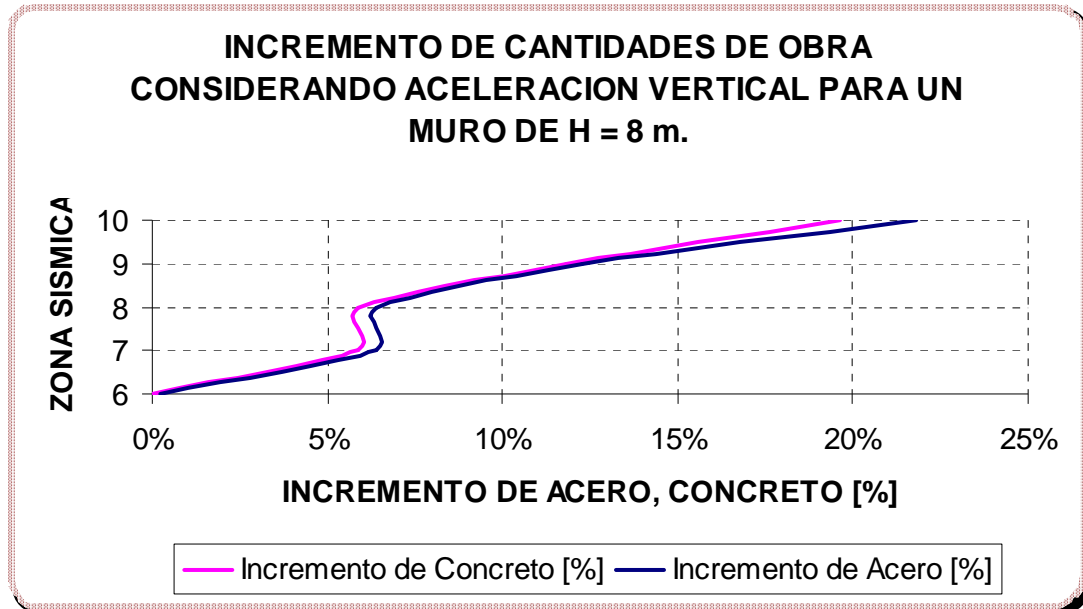
Fuente. Autores del proyecto

Figura 238.



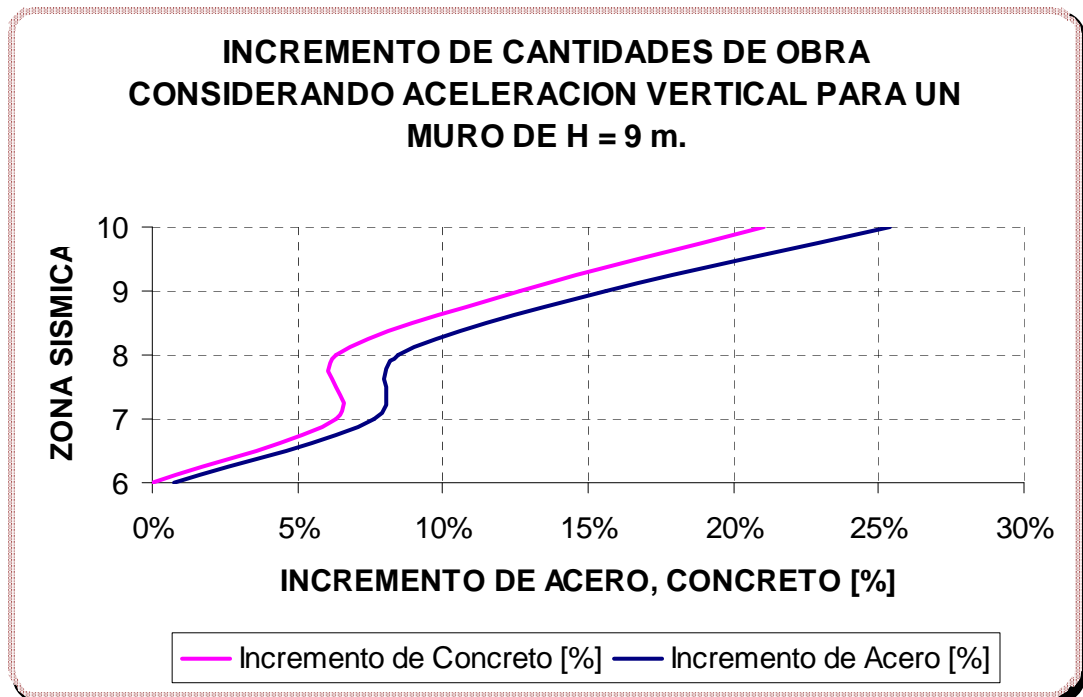
Fuente. Autores del proyecto

Figura 239.



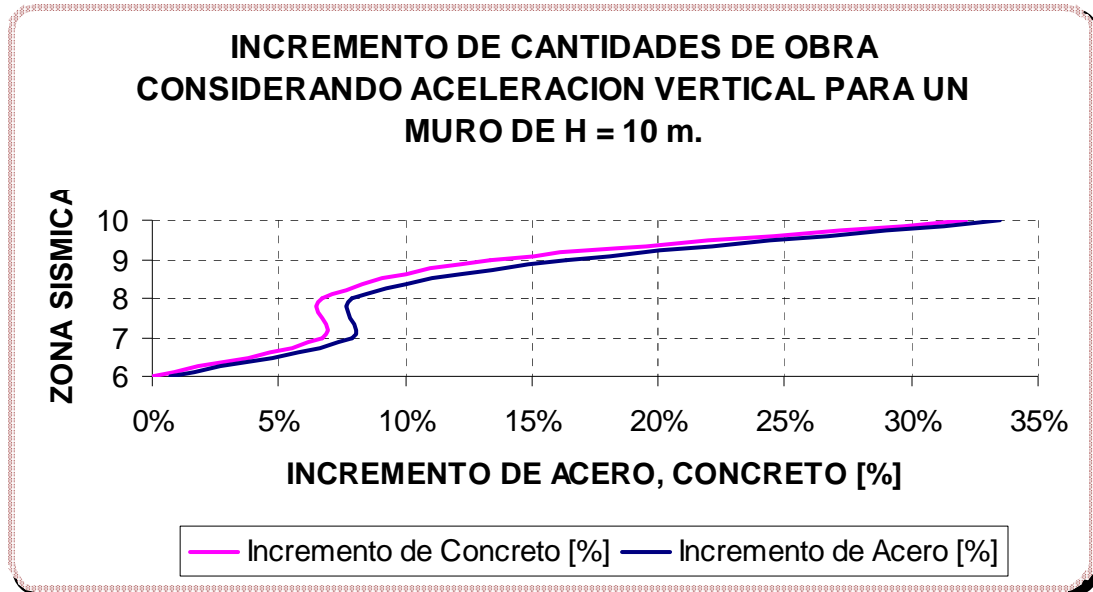
Fuente. Autores del proyecto

Figura 240.



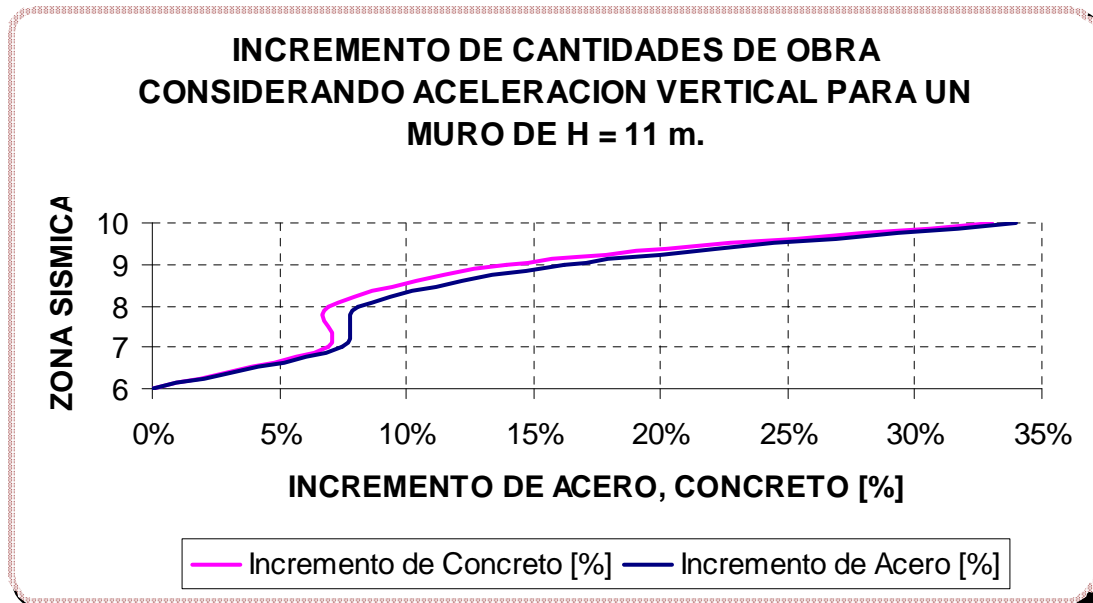
Fuente. Autores del proyecto

Figura 241.



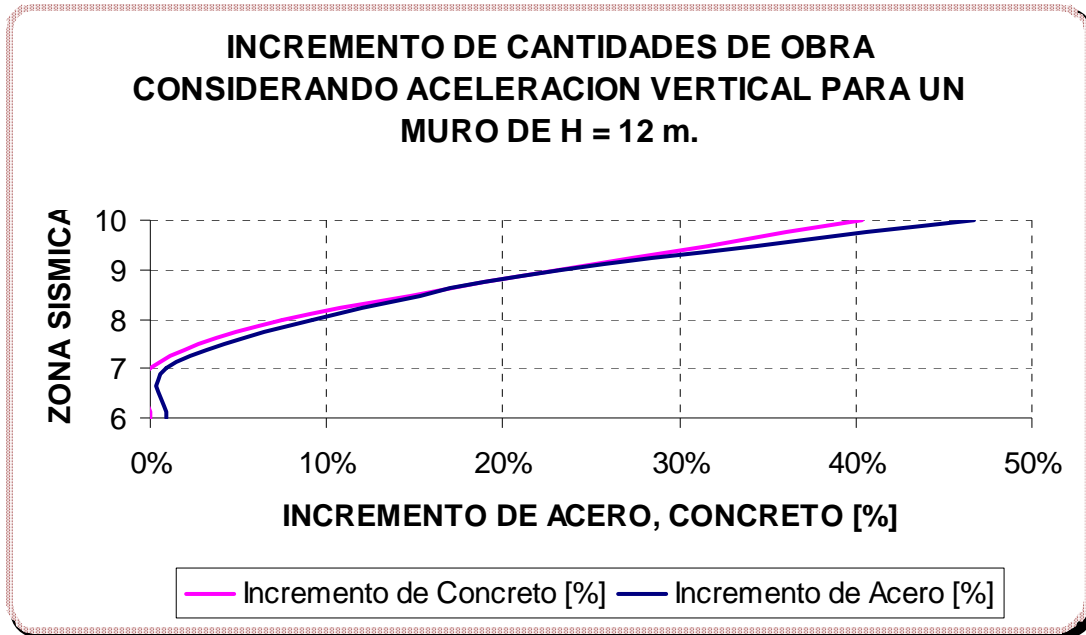
Fuente. Autores del proyecto

Figura 242.



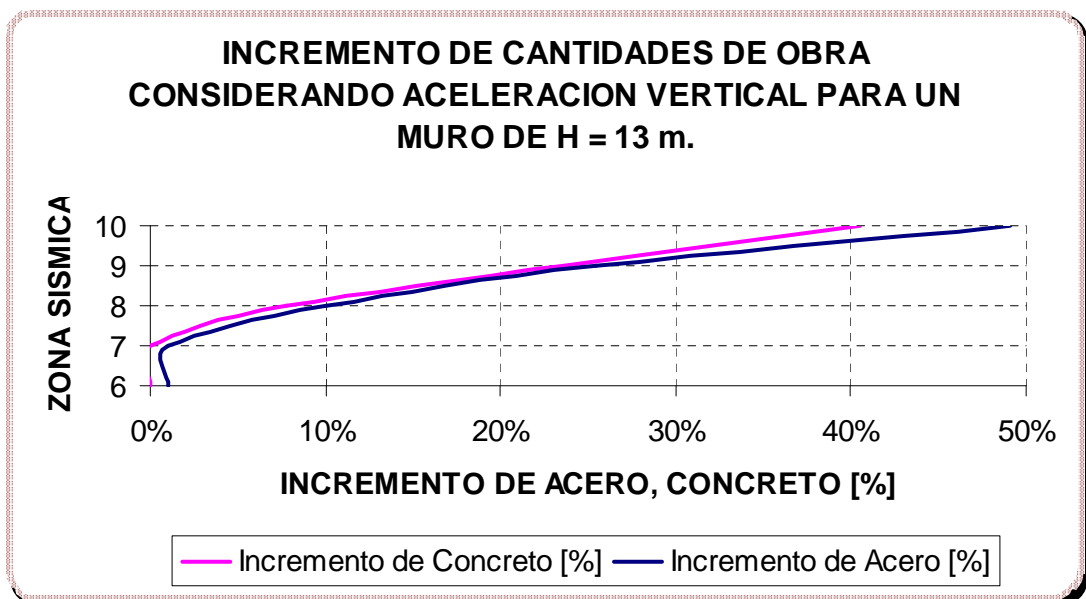
Fuente. Autores del proyecto

Figura 243.



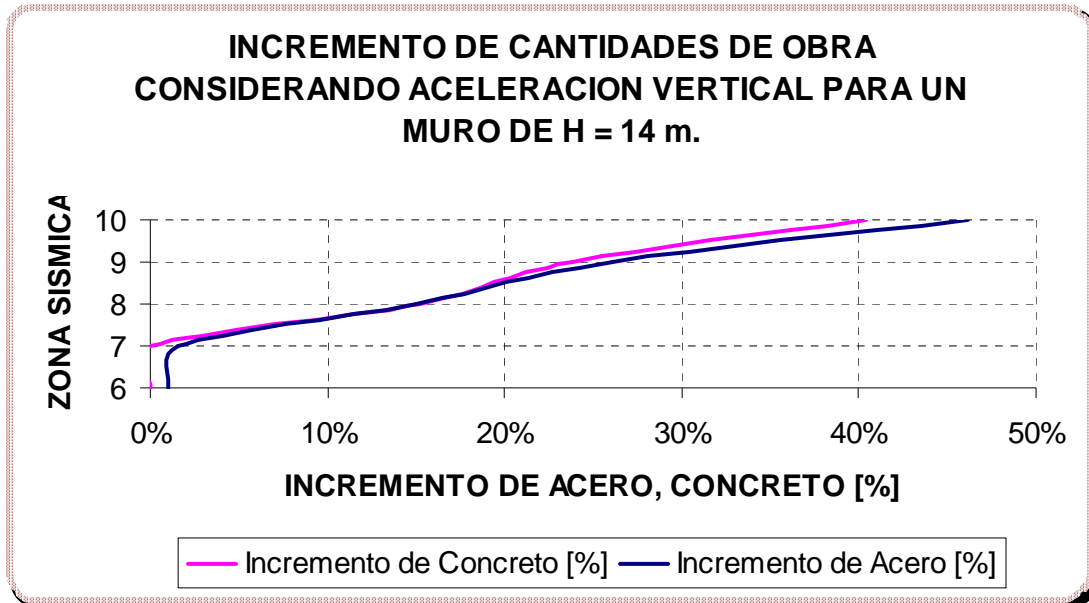
Fuente. Autores del proyecto

Figura 244.



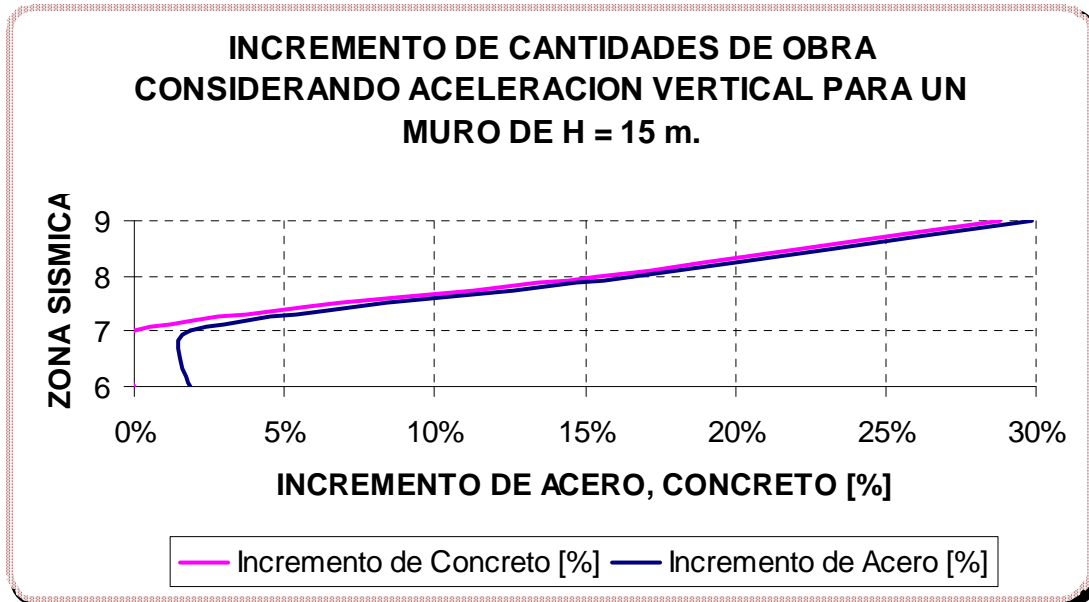
Fuente. Autores del proyecto

Figura 245.



Fuente. Autores del proyecto

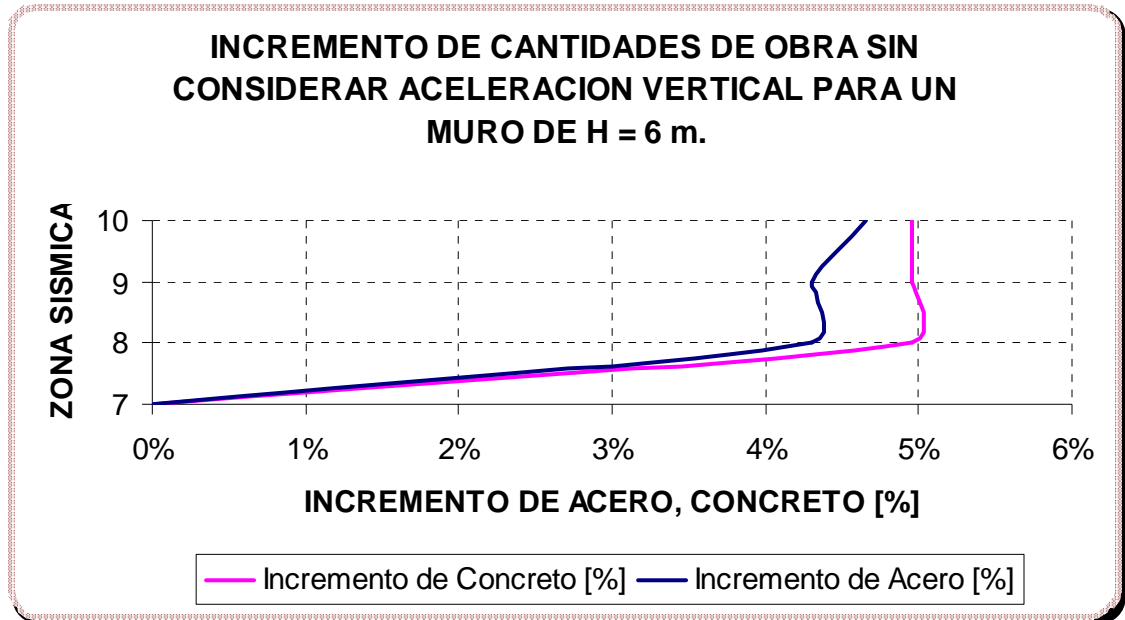
Figura 246.



Fuente. Autores del proyecto

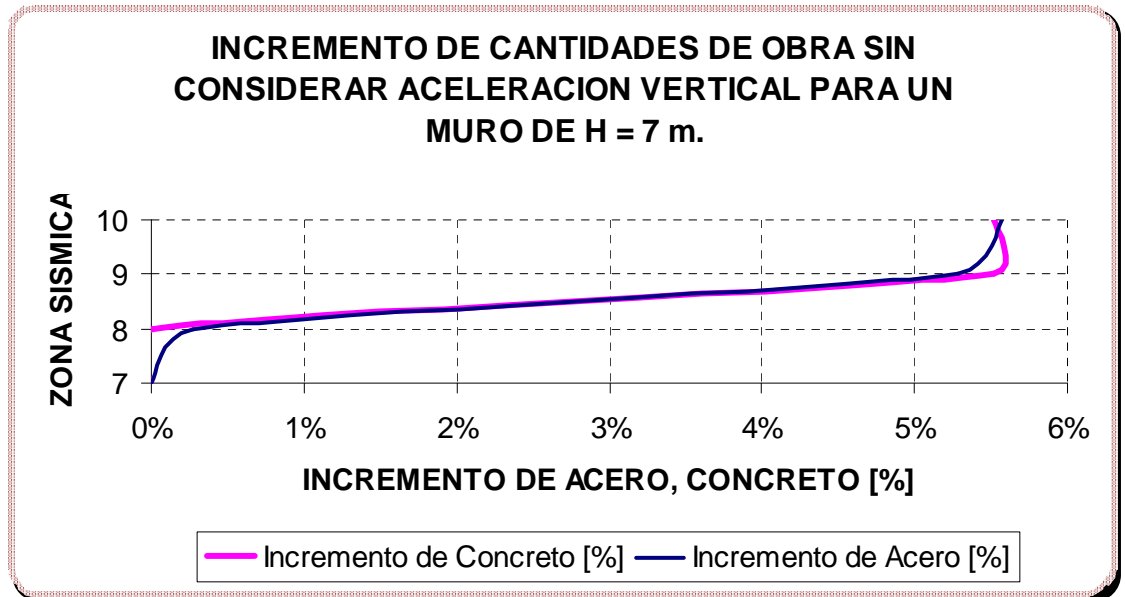
5.13.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 247.



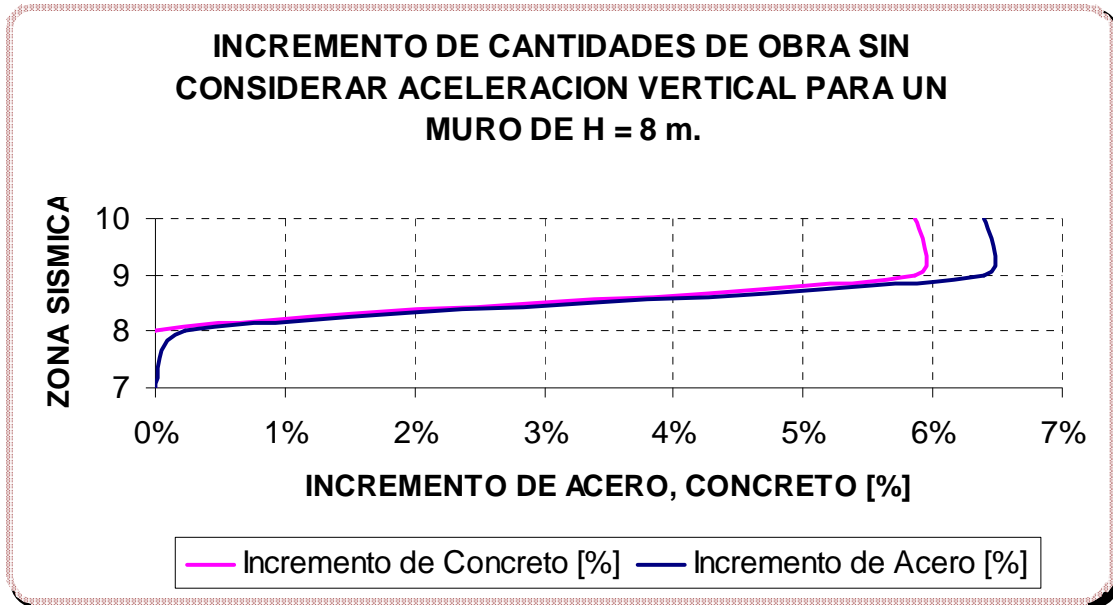
Fuente. Autores del proyecto

Figura 248.



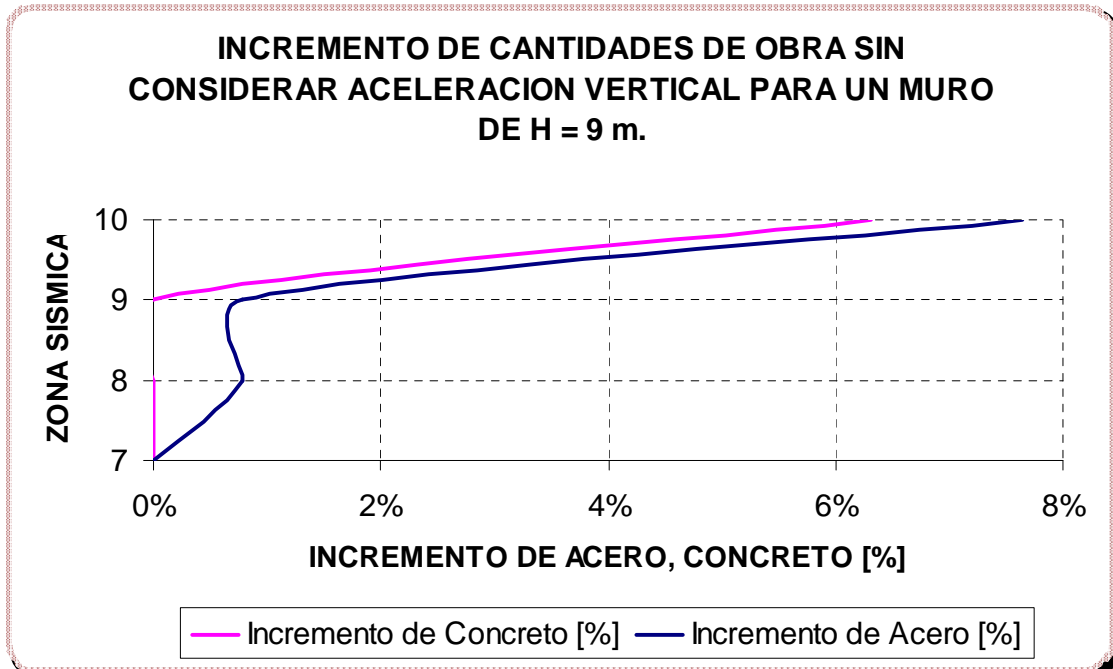
Fuente. Autores del proyecto

Figura 249.



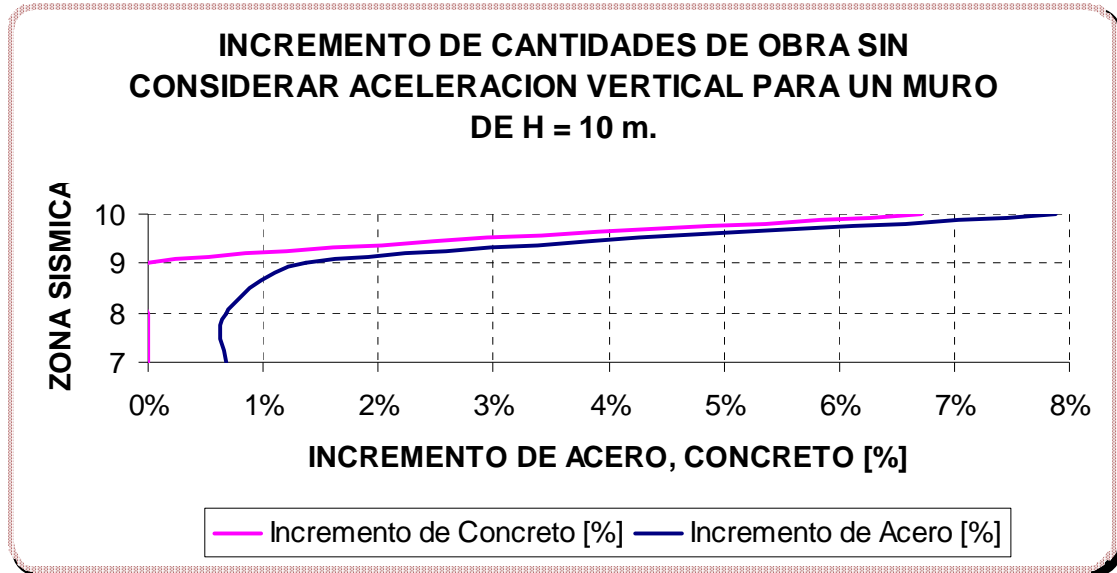
Fuente. Autores del proyecto

Figura 250.



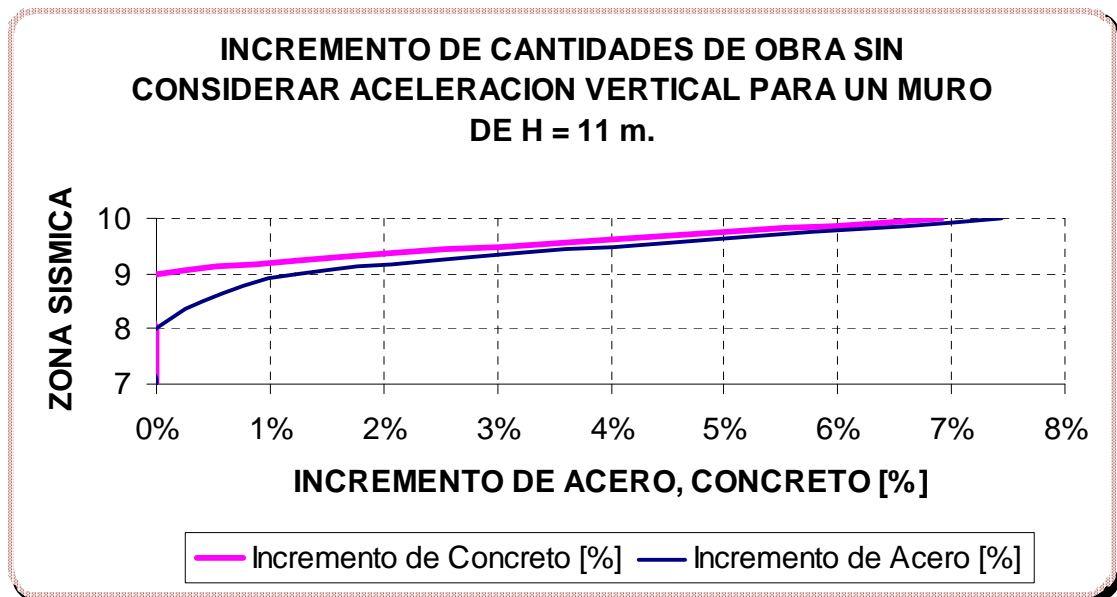
Fuente. Autores del proyecto

Figura 251.



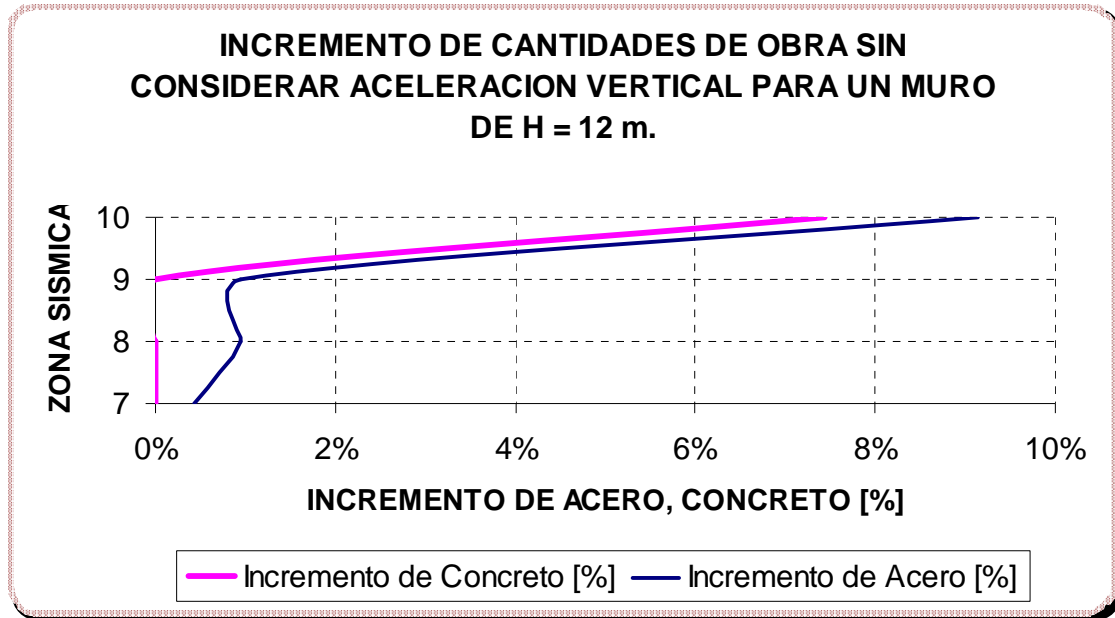
Fuente. Autores del proyecto

Figura 252.



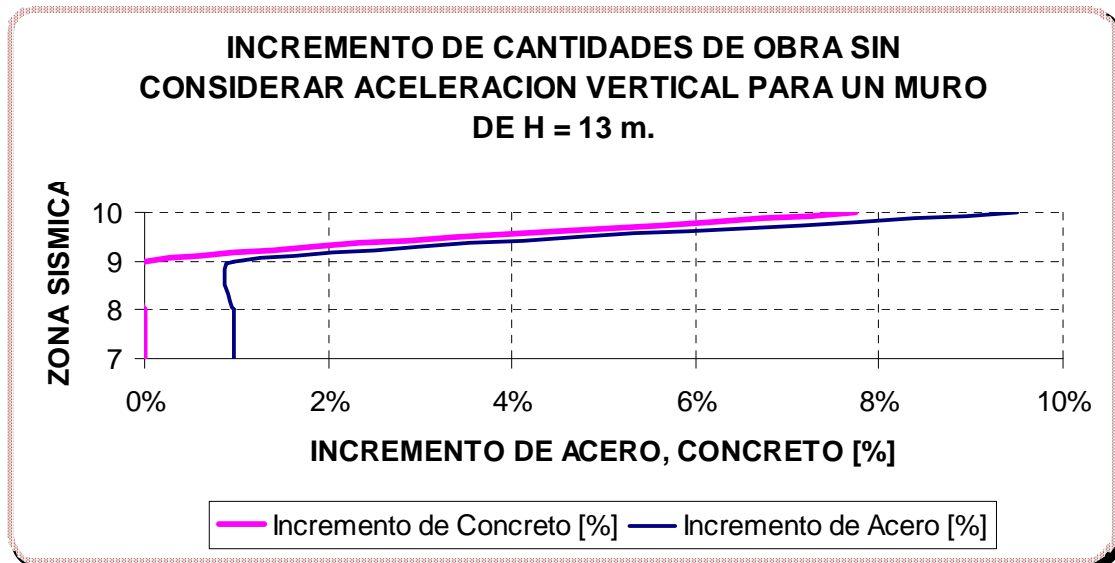
Fuente. Autores del proyecto

Figura 253.



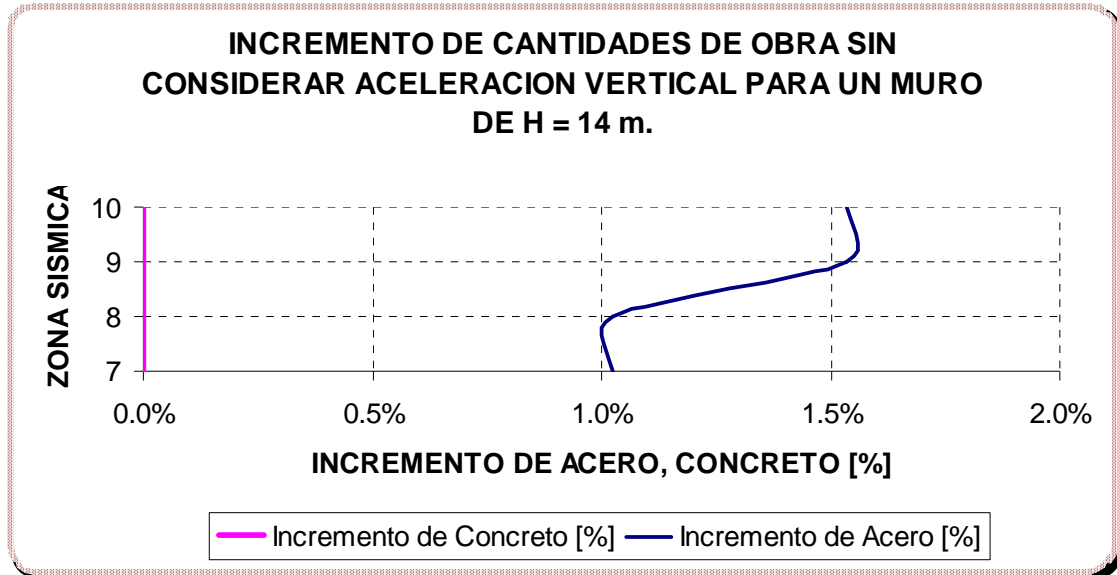
Fuente. Autores del proyecto

Figura 254.



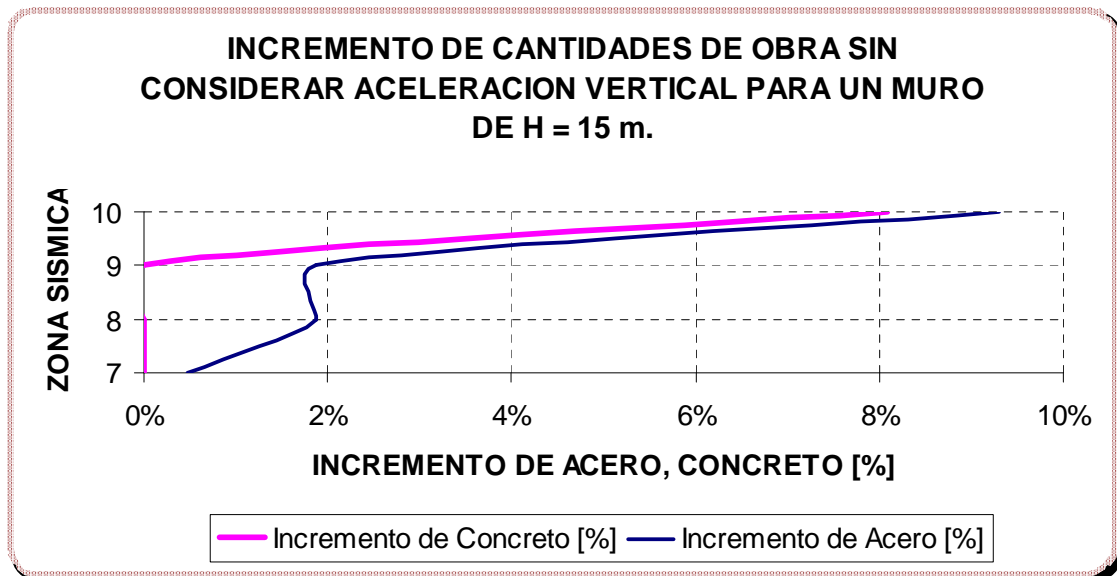
Fuente. Autores del proyecto

Figura 255.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 256.



Fuente. Autores del proyecto

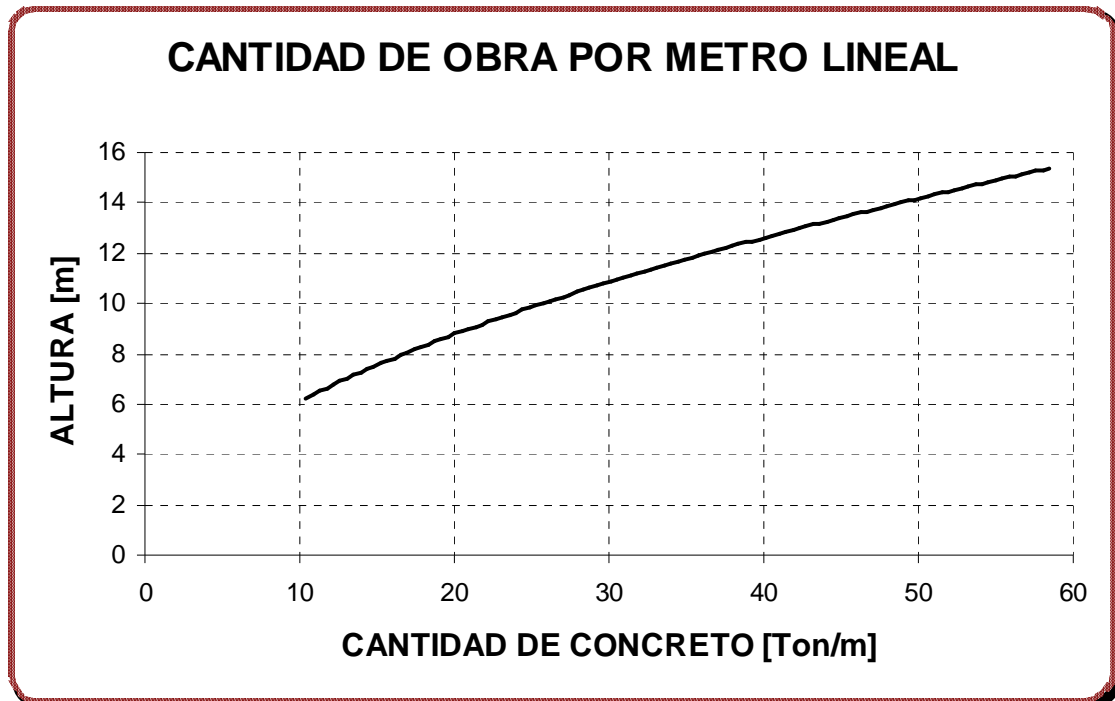
5.14 DECIMOCUARTO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$\begin{array}{lll} W_s = 2 \text{ [Ton/m}^2\text{]} & \sigma_{Adm} = 40 \text{ [Ton/m}^2\text{]} & h_w = 0 \text{ [m]} \\ \beta = 0^0 & \phi = 35^0 & \gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]} \\ \gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]} & h_p = 1 \text{ [m]} & \gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]} \\ f'_c = 21 \text{ [Mpa]} & f_y = 420 \text{ [Mpa]} & \end{array}$$

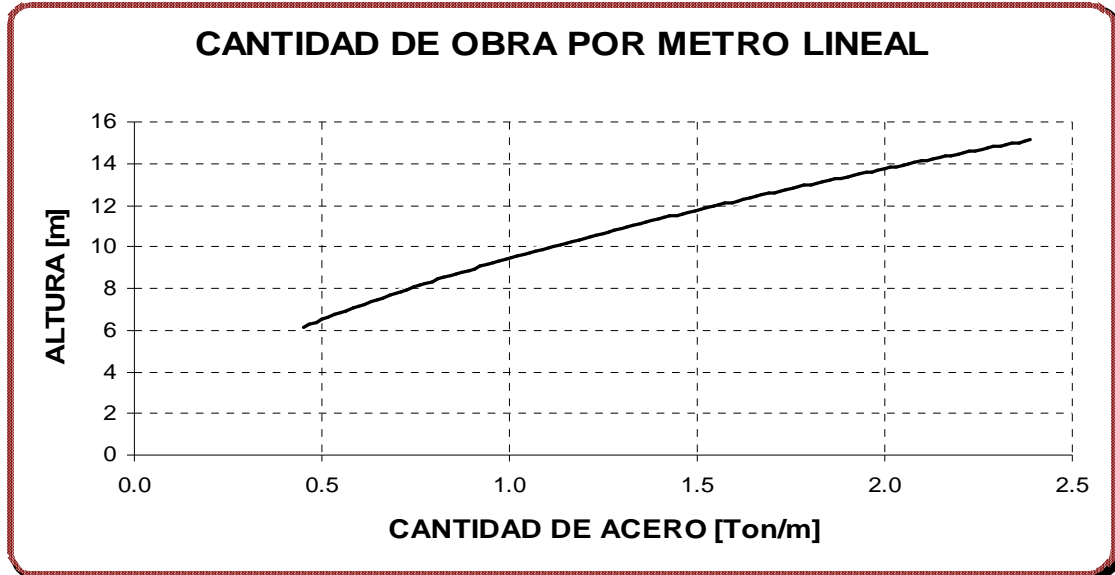
5.14.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 257. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

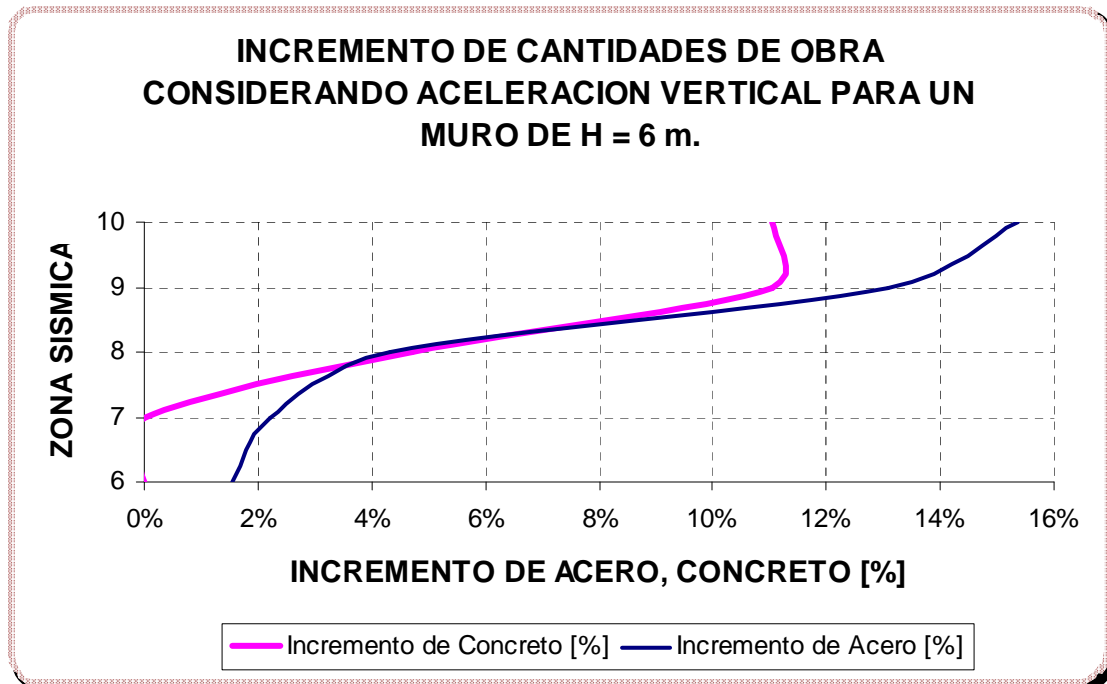
Figura 258. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

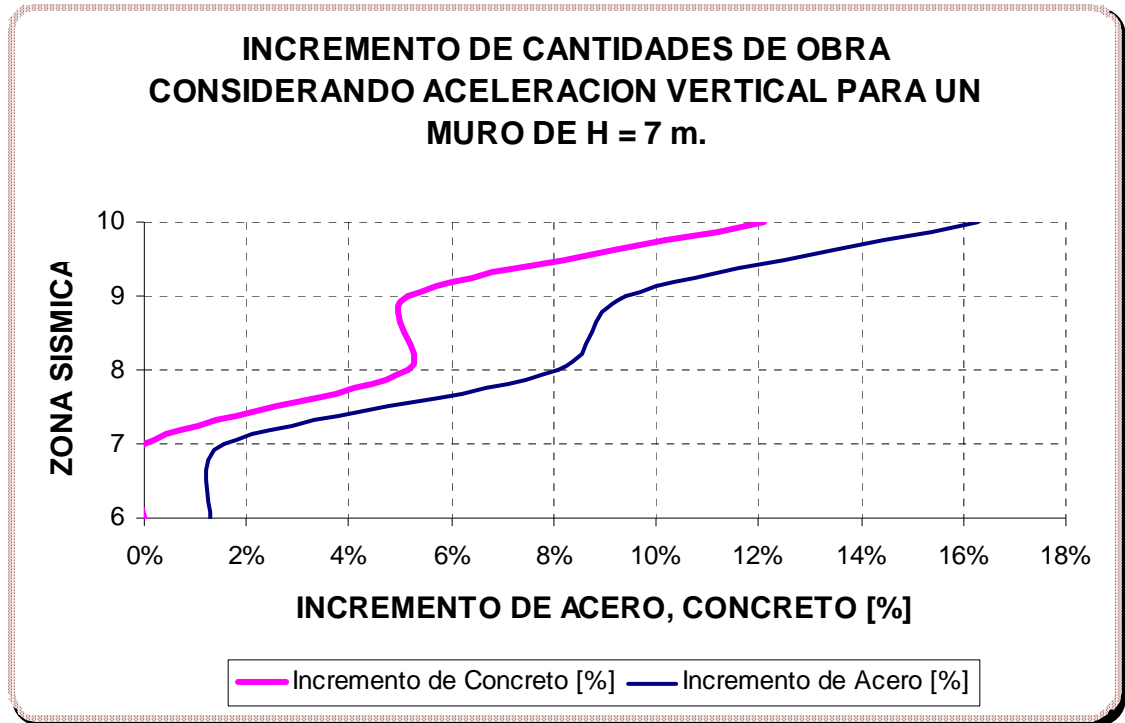
5.14.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 259.



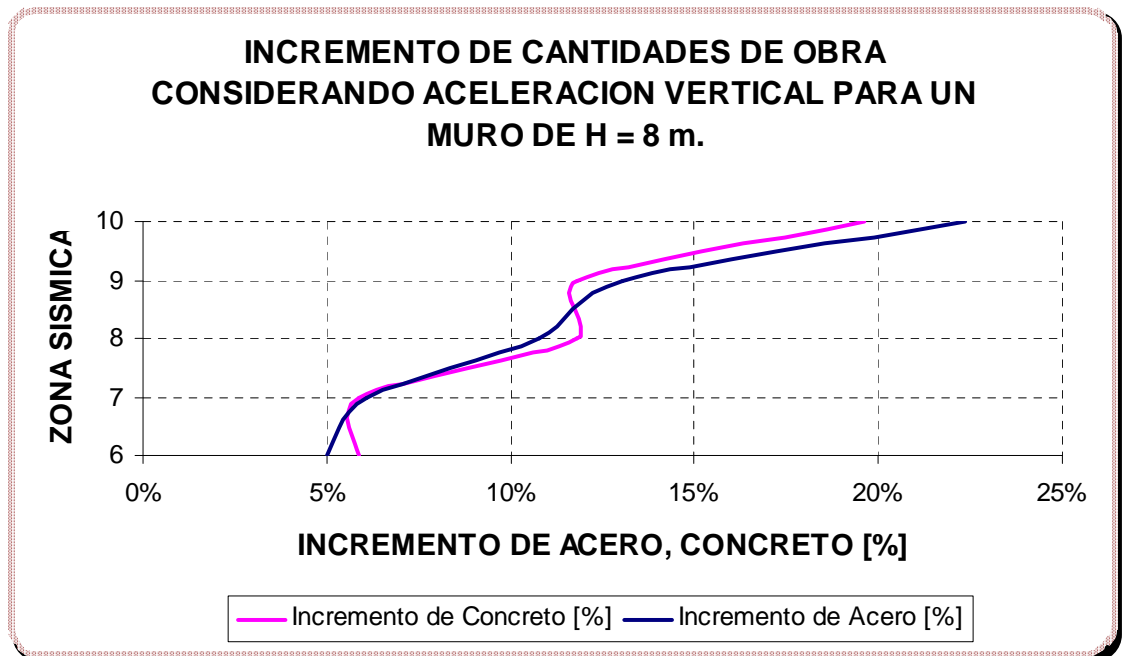
Fuente. Autores del proyecto

Figura 260.



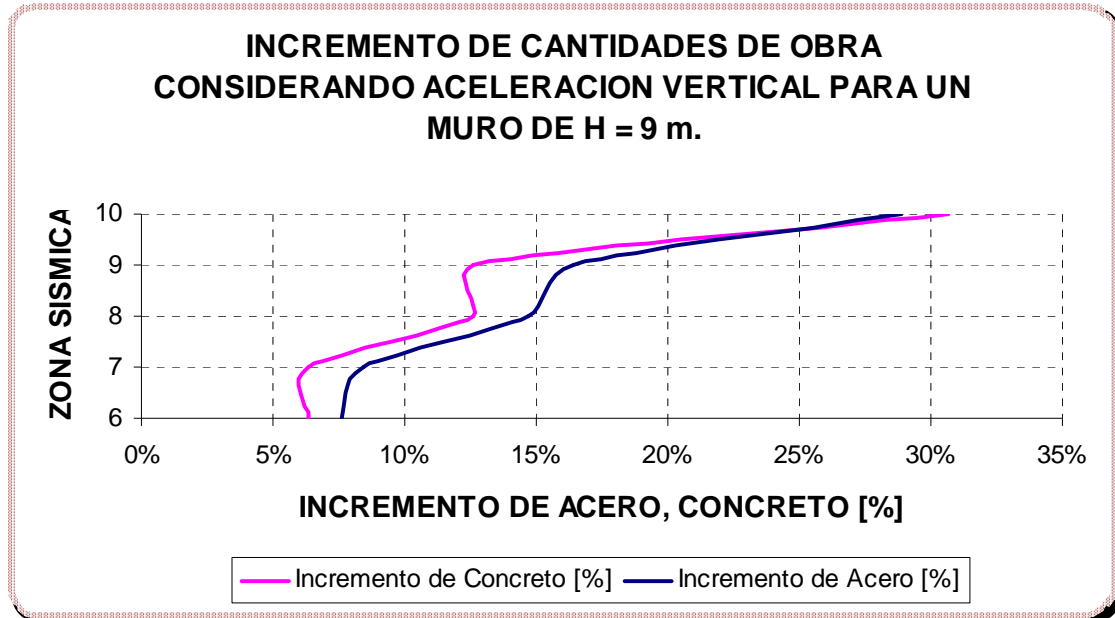
Fuente. Autores del proyecto

Figura 261.



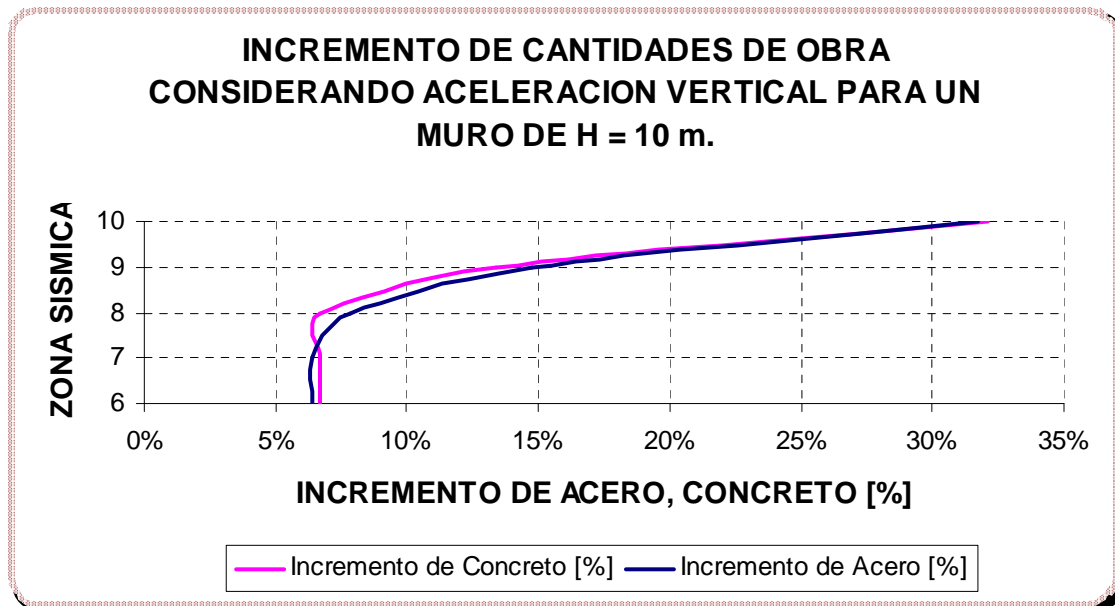
Fuente. Autores del proyecto

Figura 262.



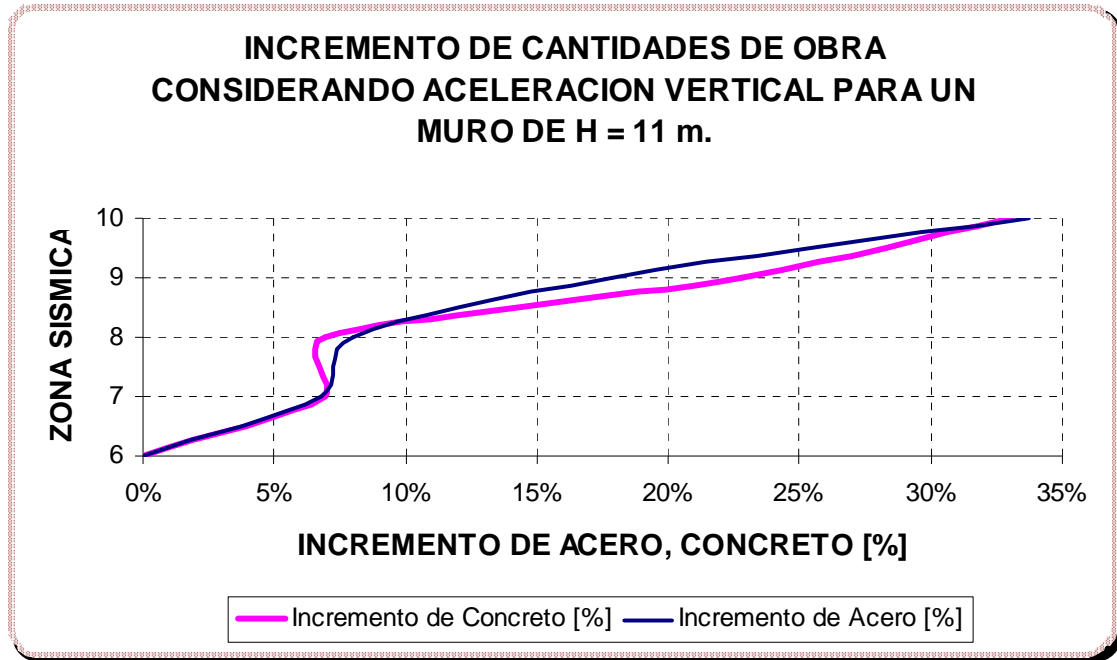
Fuente. Autores del proyecto

Figura 263.



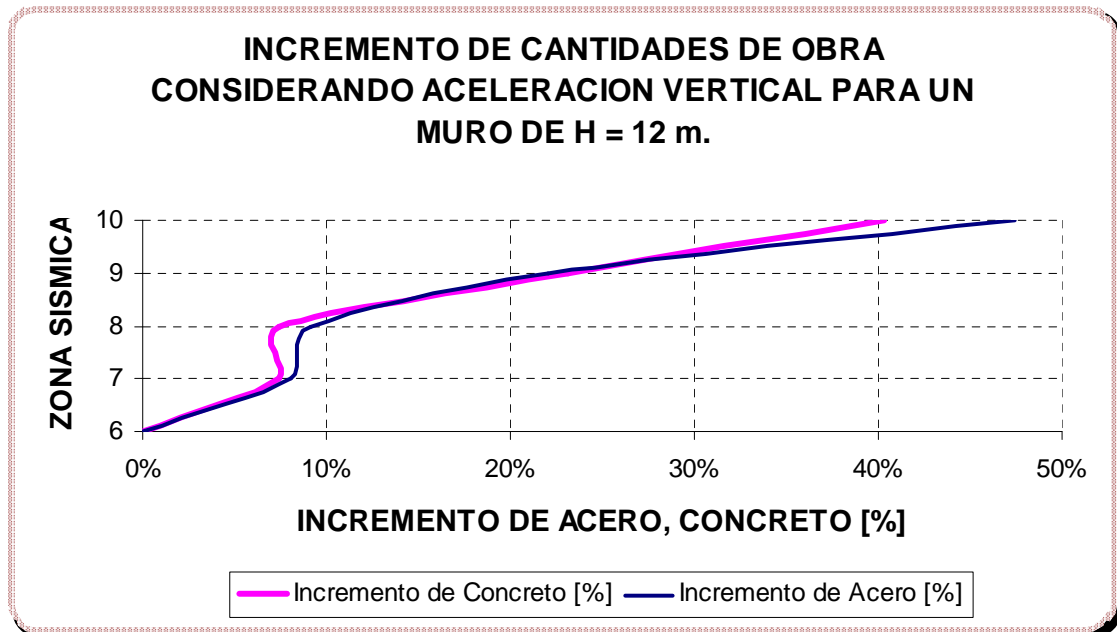
Fuente. Autores del proyecto

Figura 264.



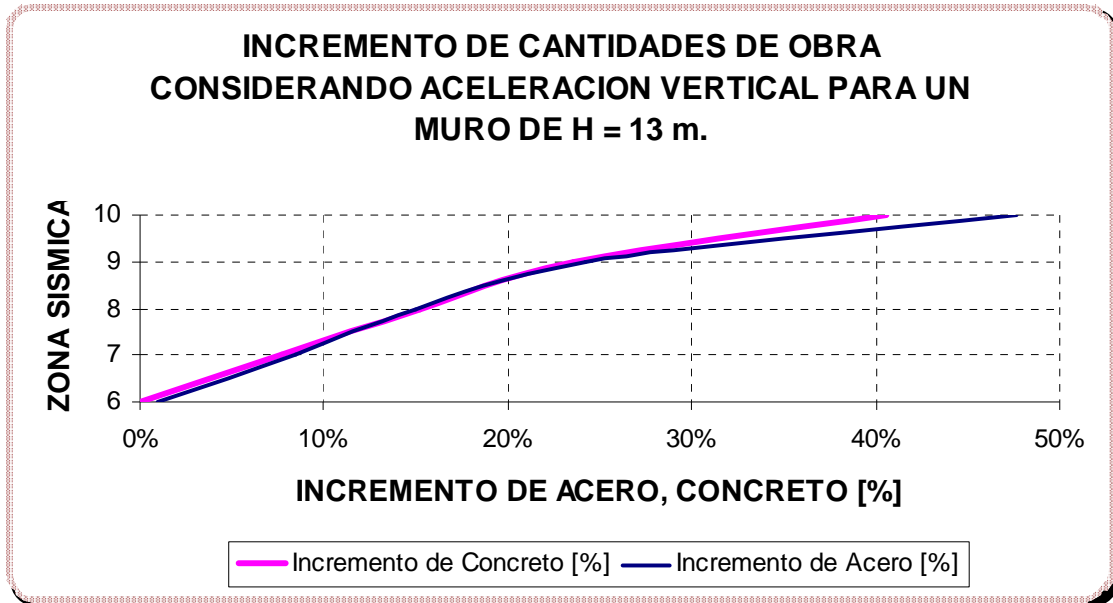
Fuente. Autores del proyecto

Figura 265.



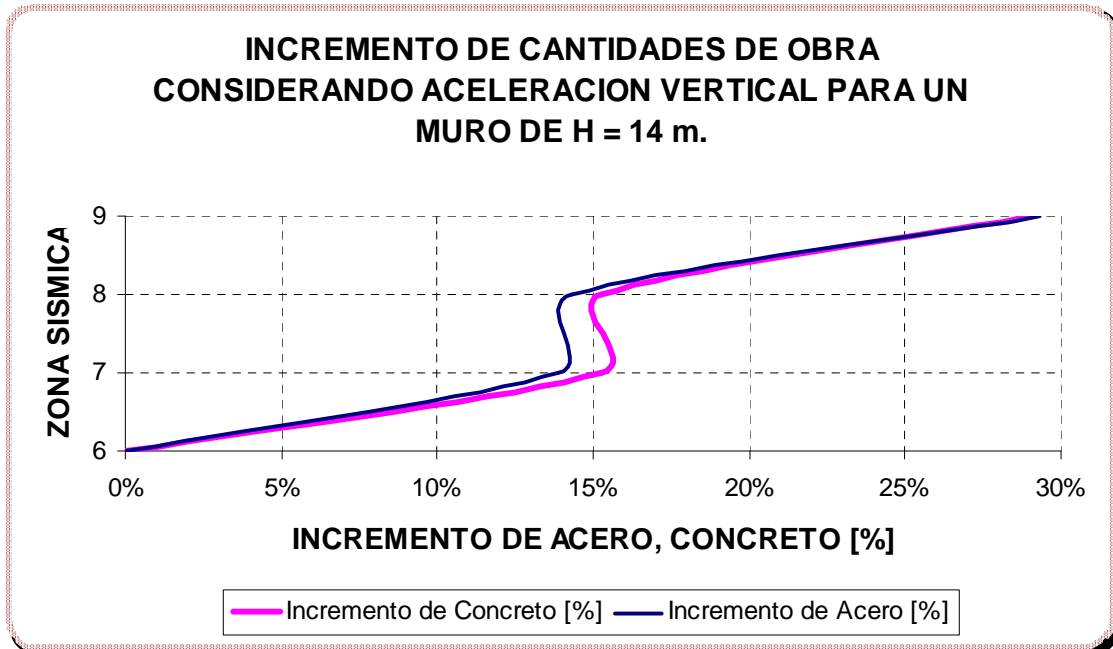
Fuente. Autores del proyecto

Figura 266.



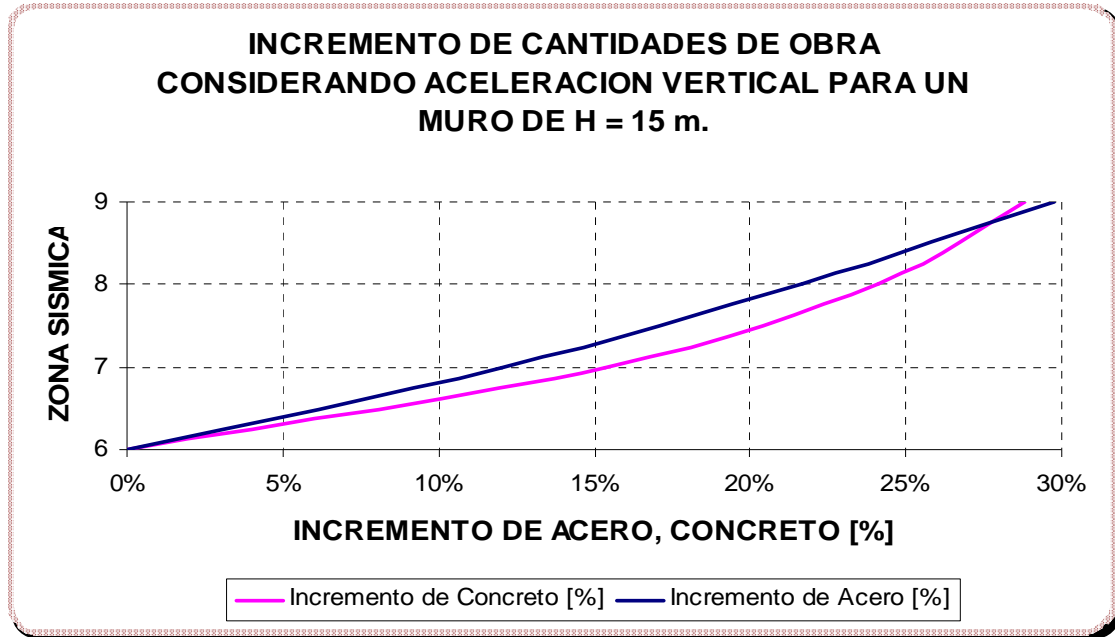
Fuente. Autores del proyecto

Figura 267.



Fuente. Autores del proyecto

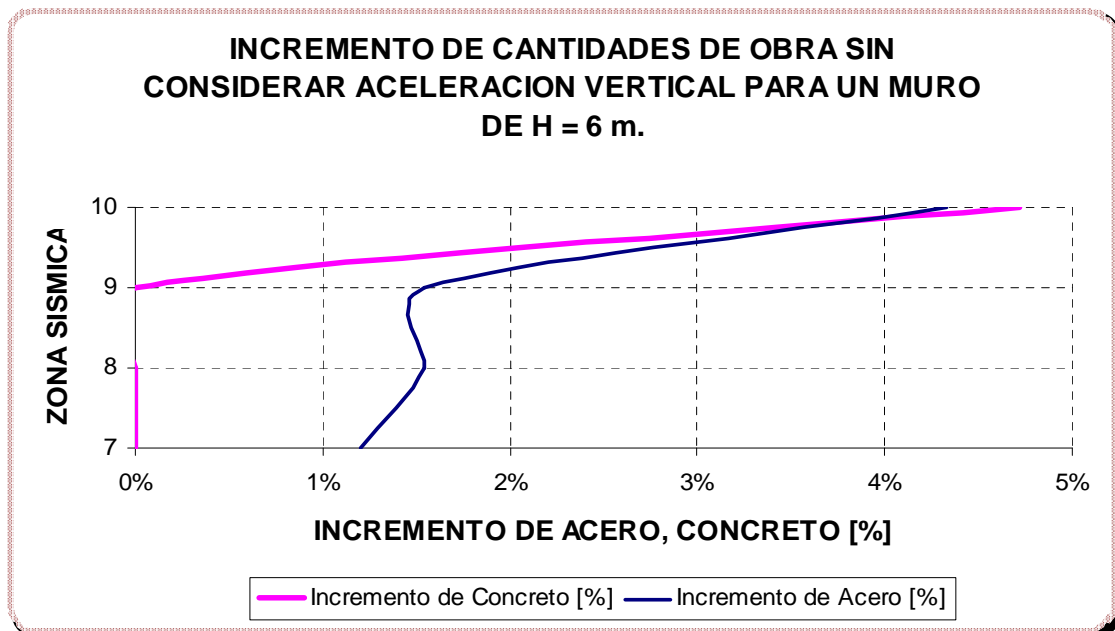
Figura 268.



Fuente. Autores del proyecto

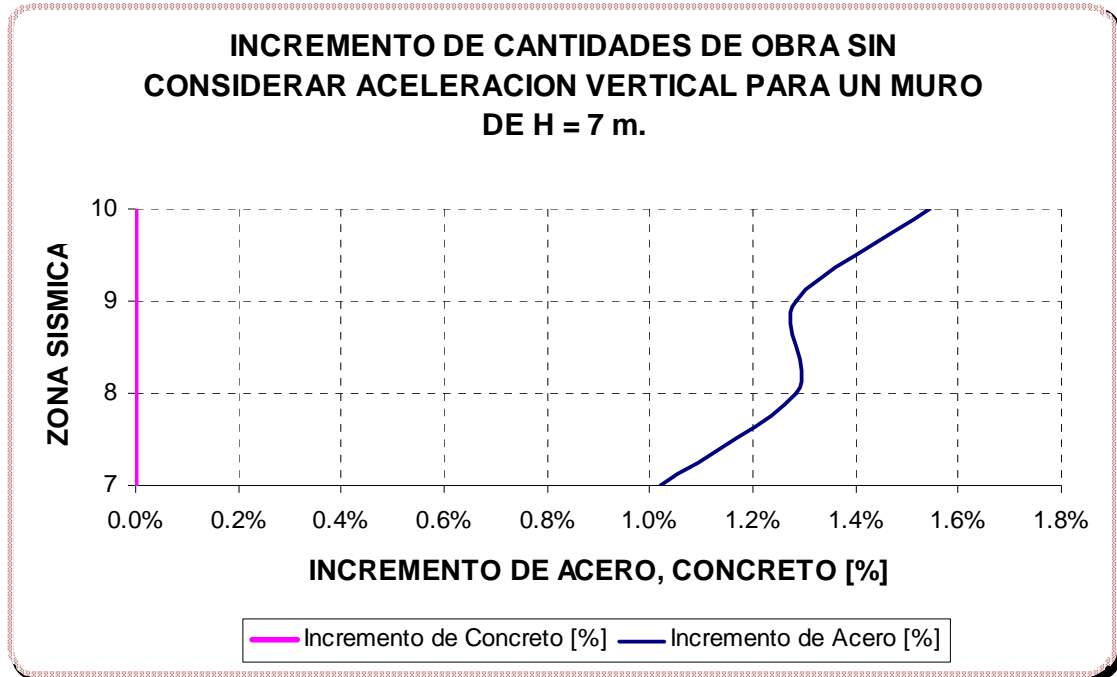
5.14.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 269.



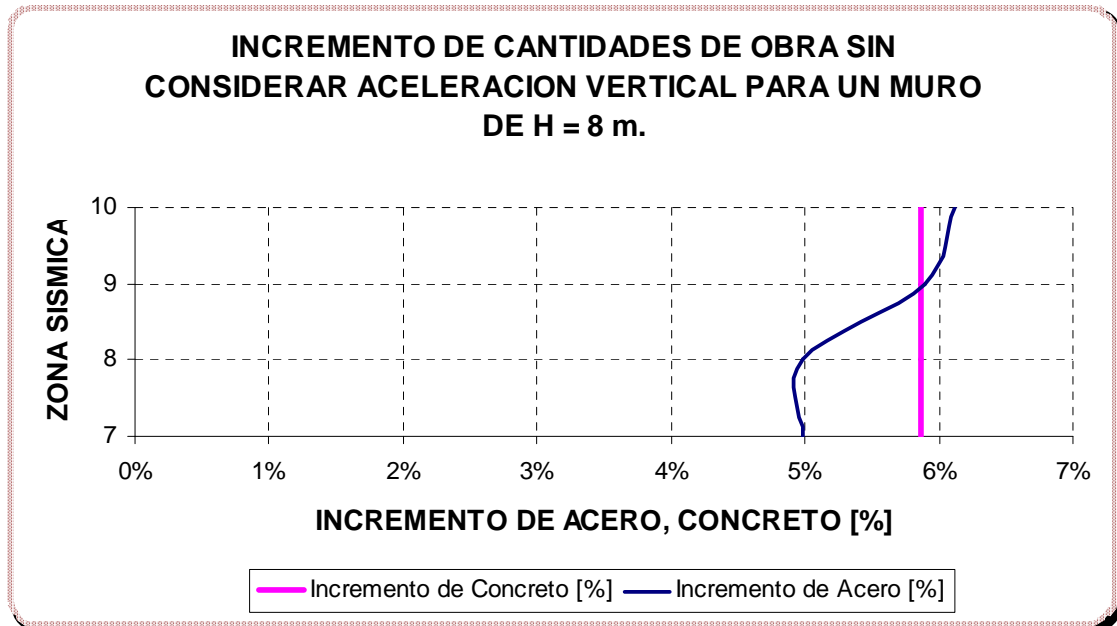
Fuente. Autores del proyecto

Figura 270.



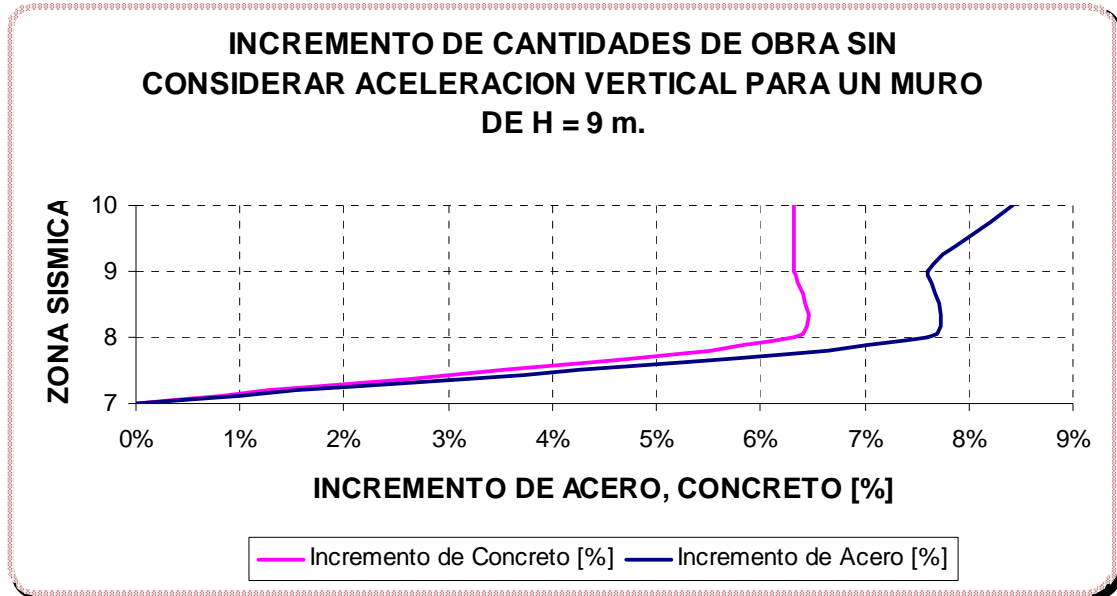
Fuente. Autores del proyecto

Figura 271.



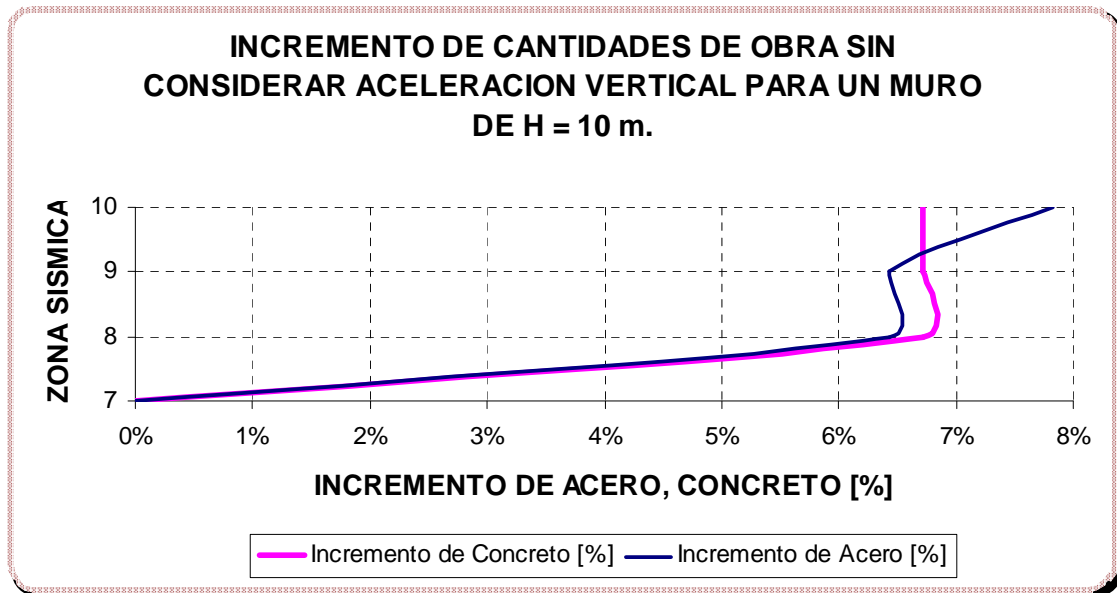
Fuente. Autores del proyecto

Figura 272.



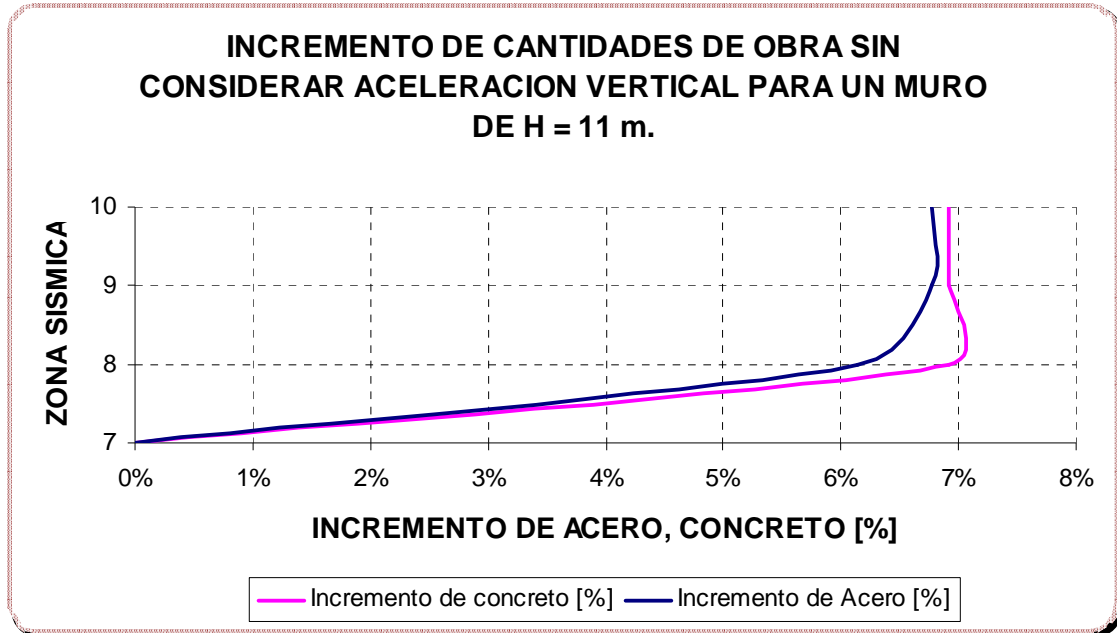
Fuente. Autores del proyecto

Figura 273.



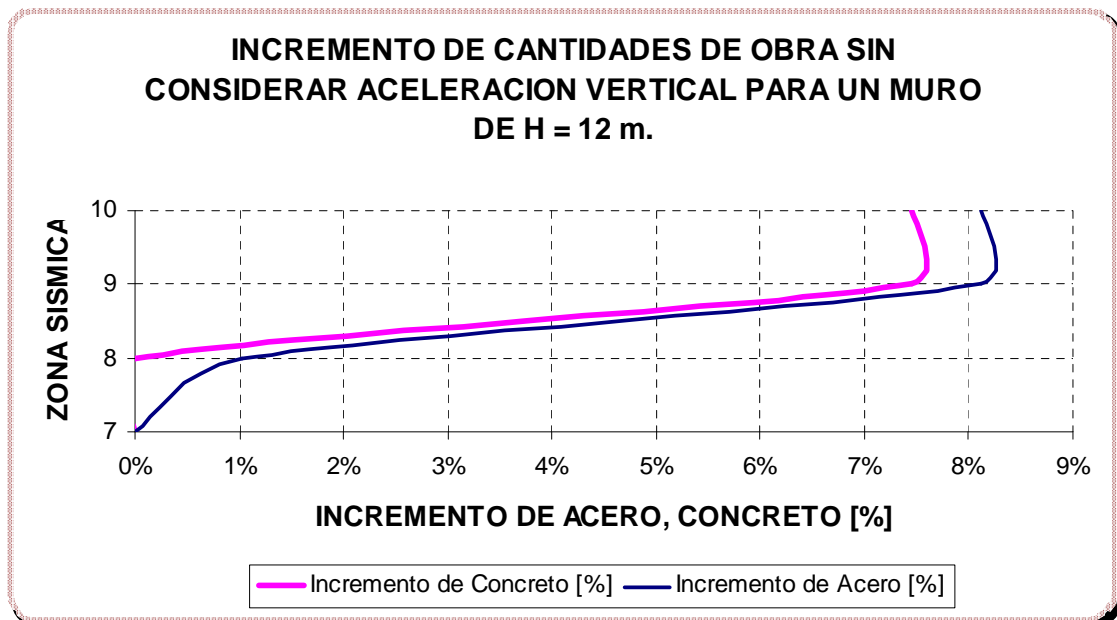
Fuente. Autores del proyecto

Figura 274.



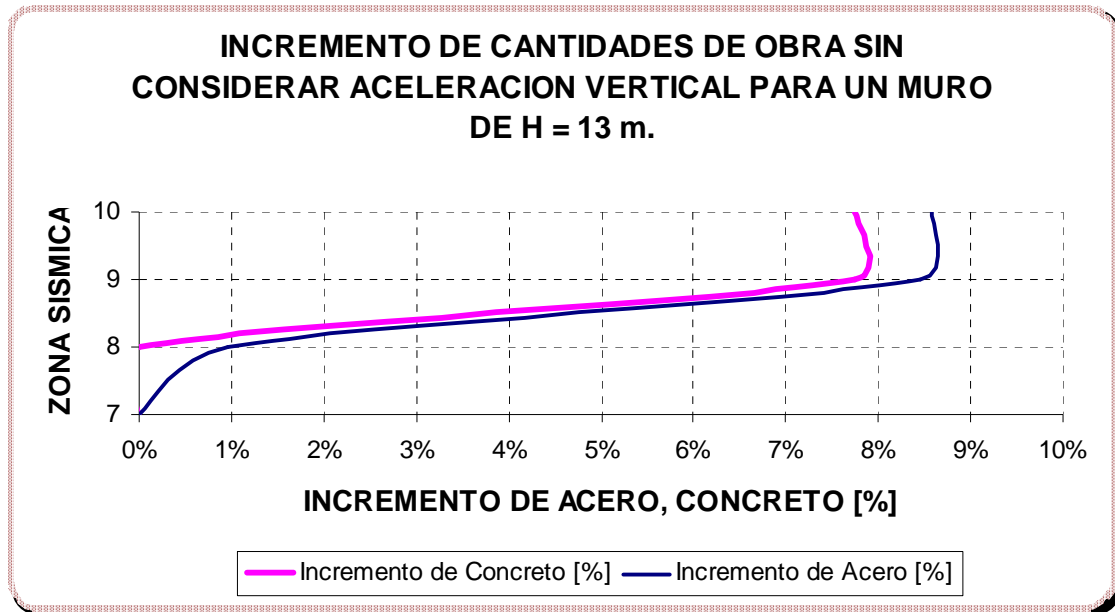
Fuente. Autores del proyecto

Figura 275.



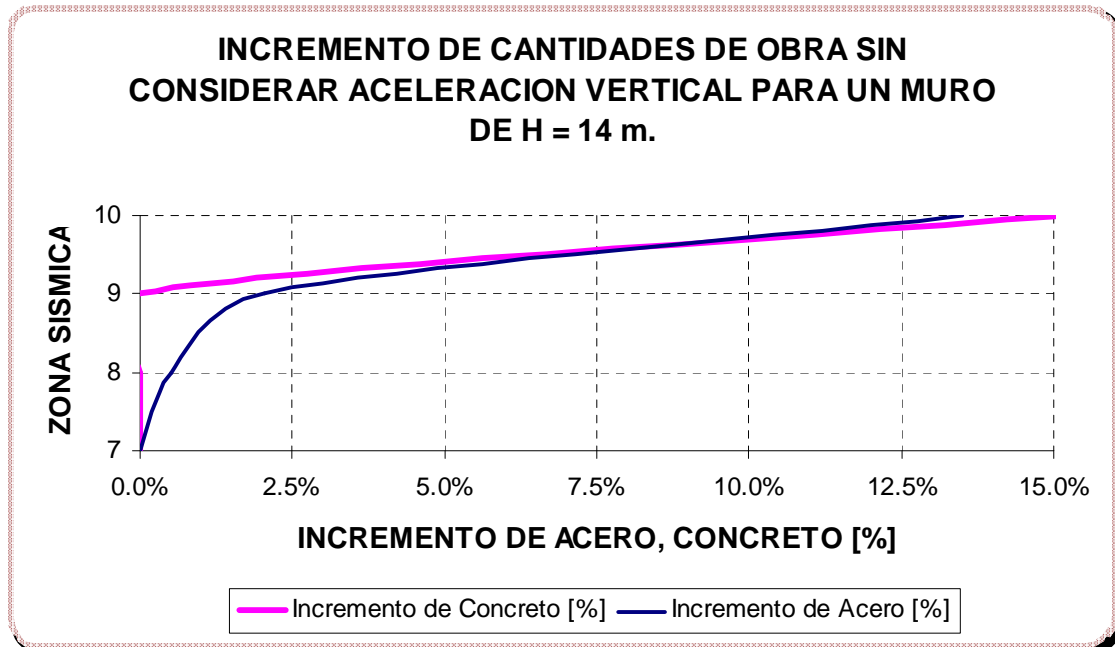
Fuente. Autores del proyecto

Figura 276.



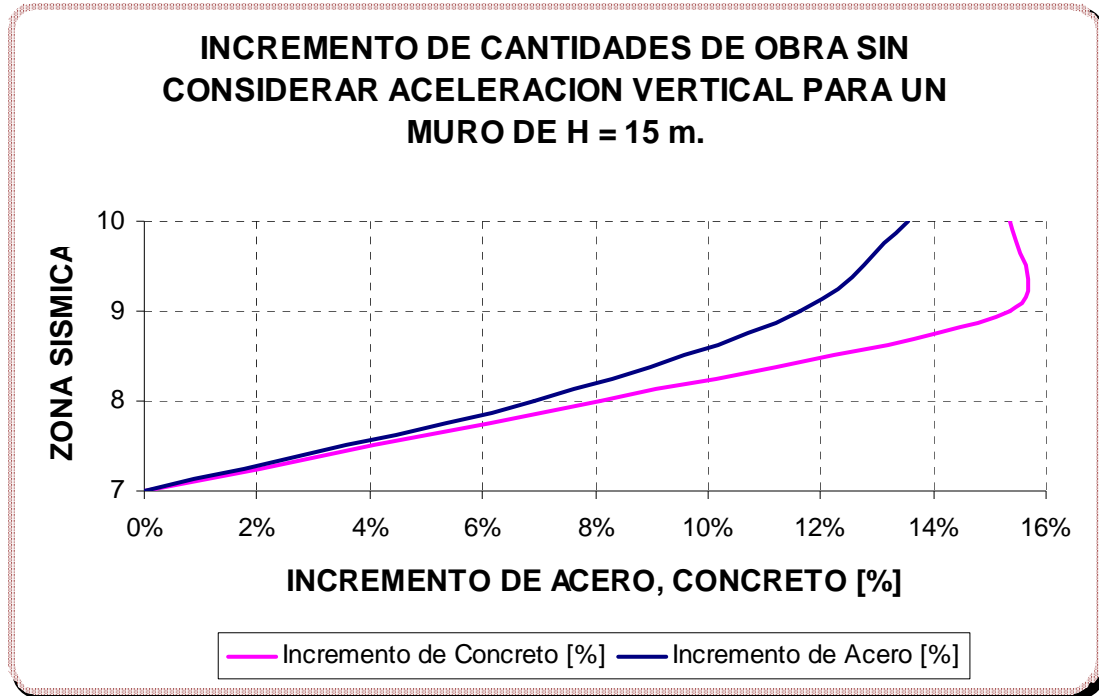
Fuente. Autores del proyecto

Figura 277.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 278.



Fuente. Autores del proyecto

5.15 DECIMOQUINTO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 3 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 40 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 0 \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

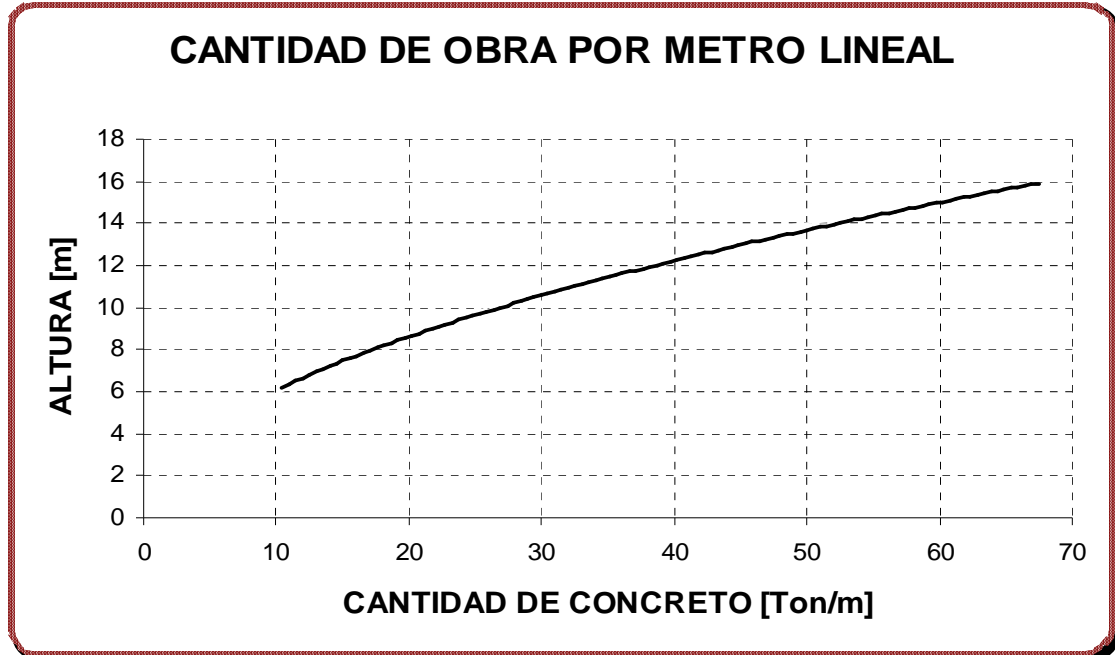
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

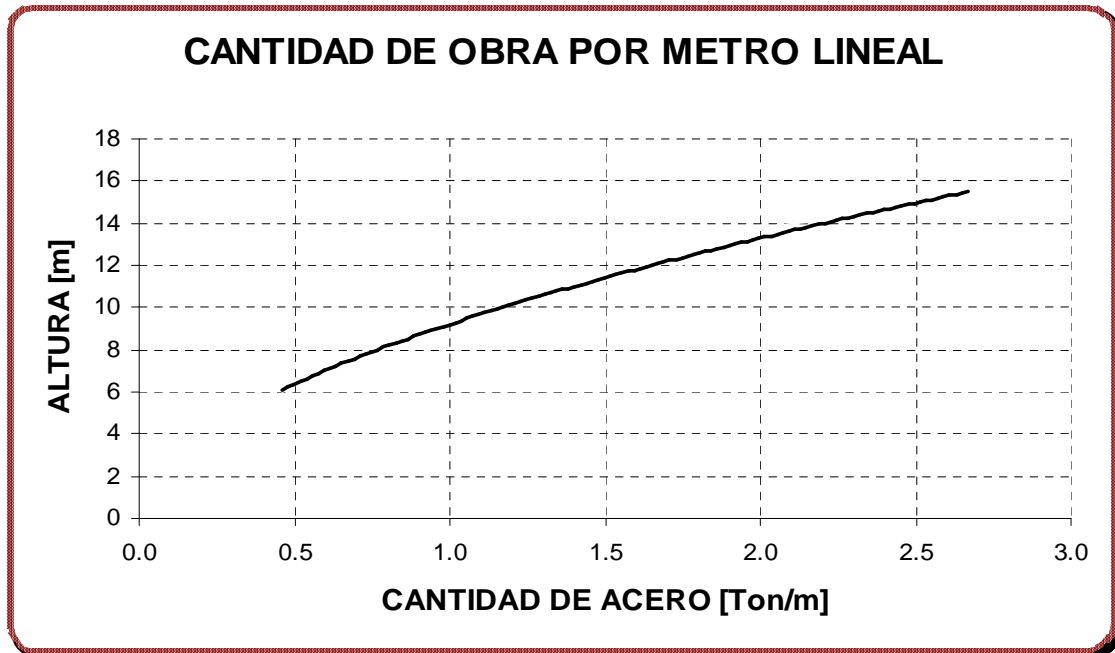
5.15.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 279. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

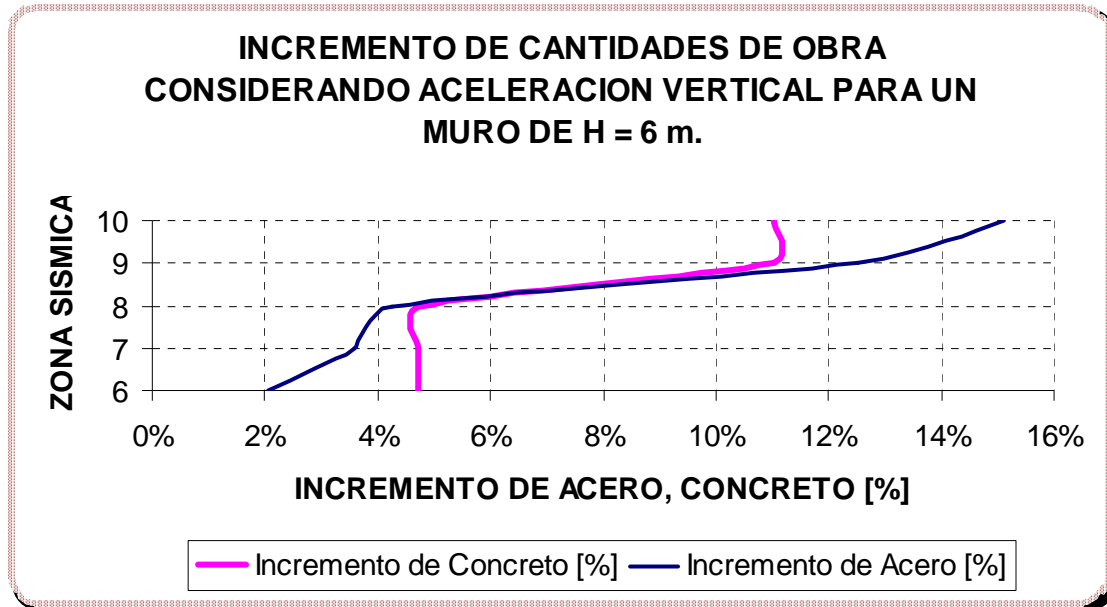
Figura 280. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

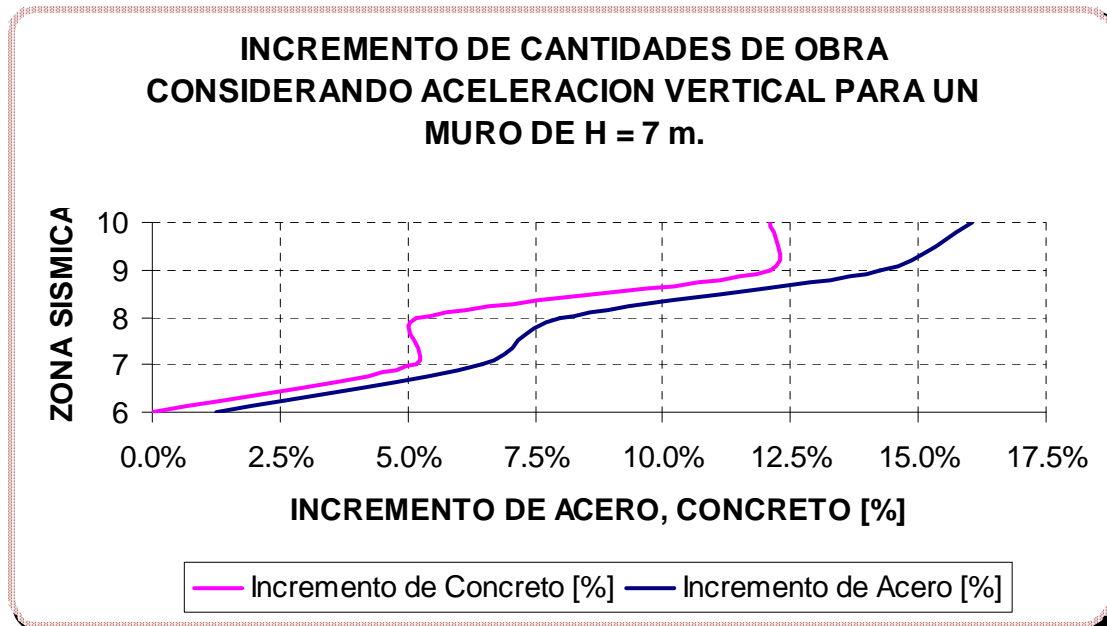
5.15.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 281.



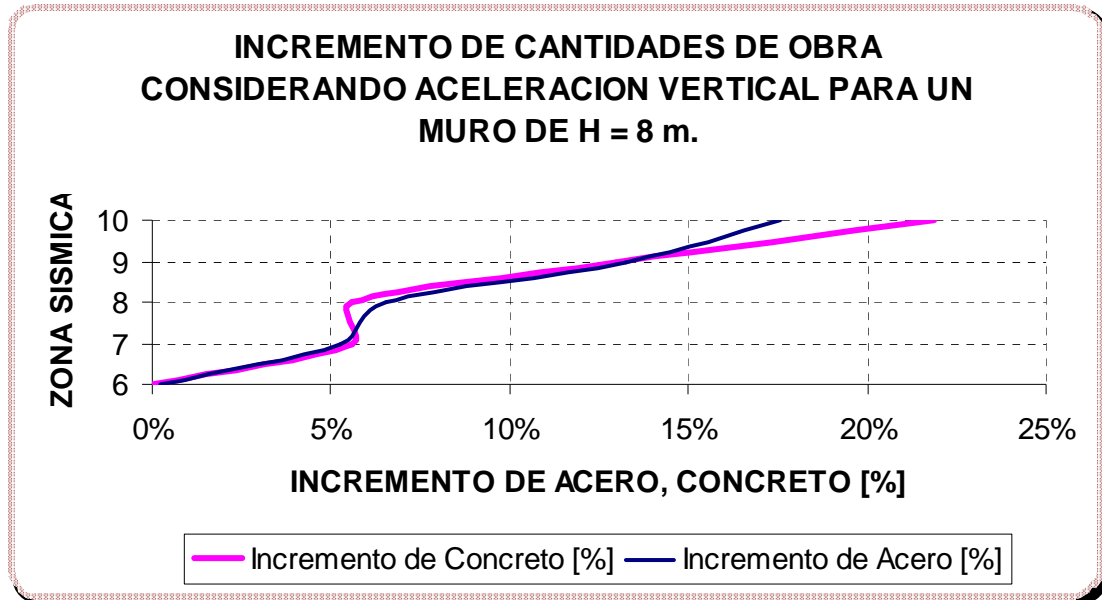
Fuente. Autores del proyecto

Figura 282.



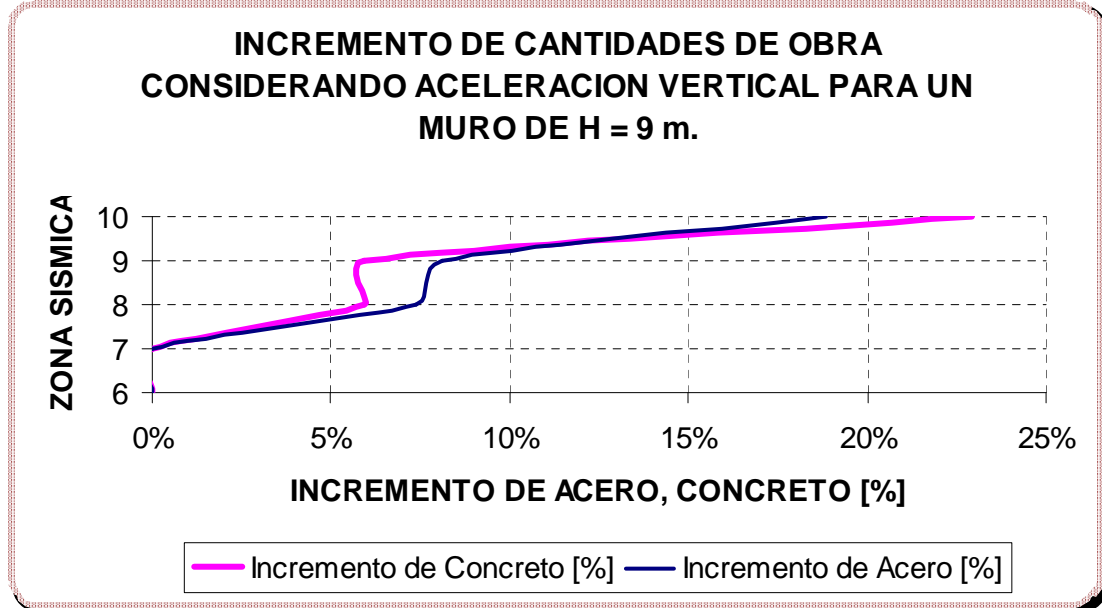
Fuente. Autores del proyecto

Figura 283.



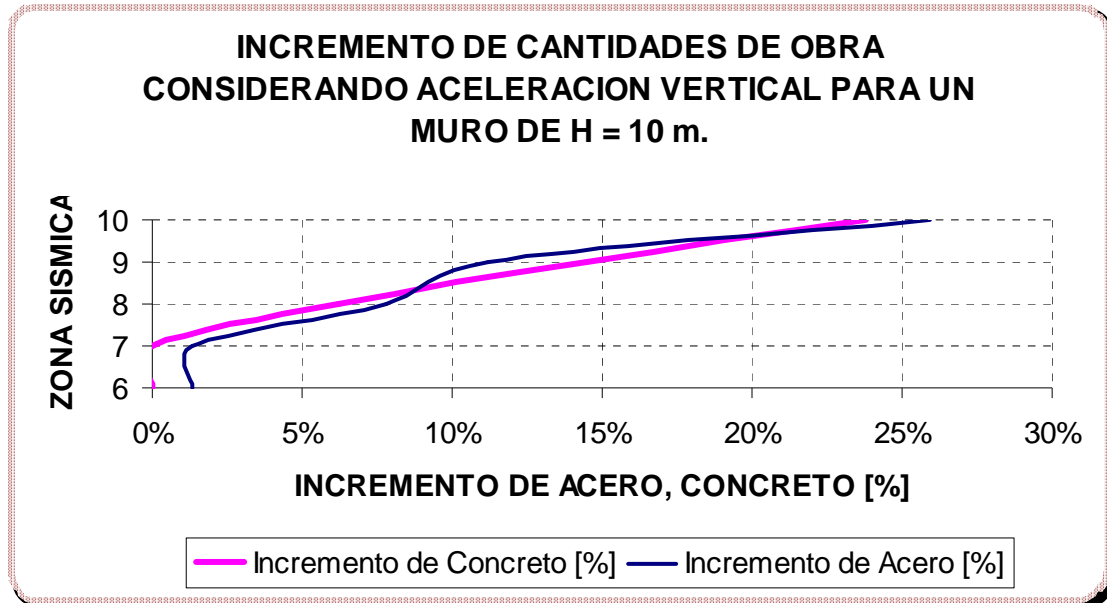
Fuente. Autores del proyecto

Figura 284.



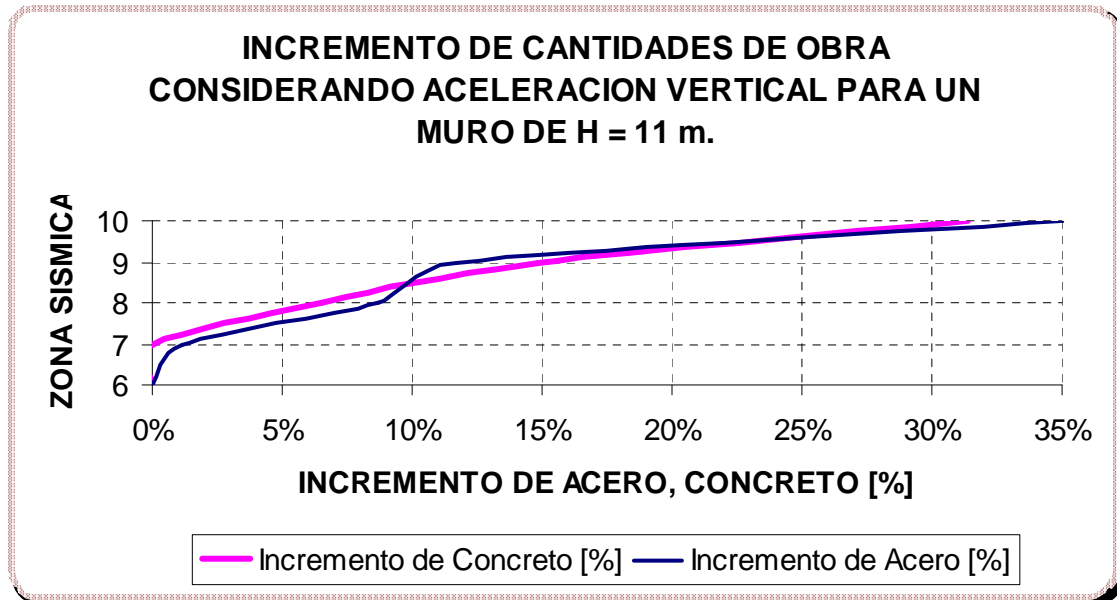
Fuente. Autores del proyecto

Figura 285.



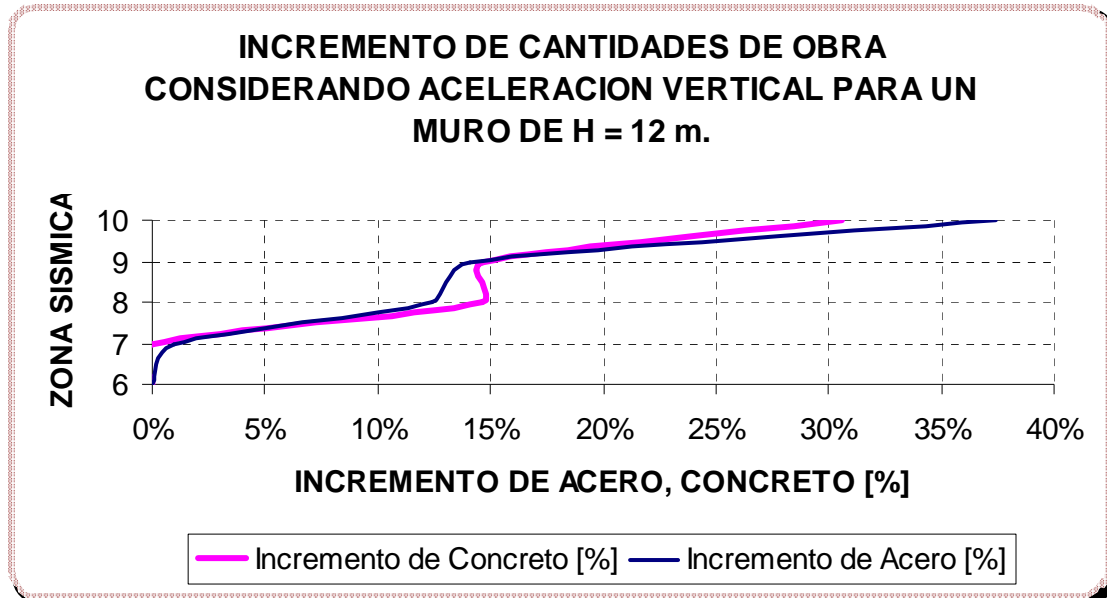
Fuente. Autores del proyecto

Figura 286.



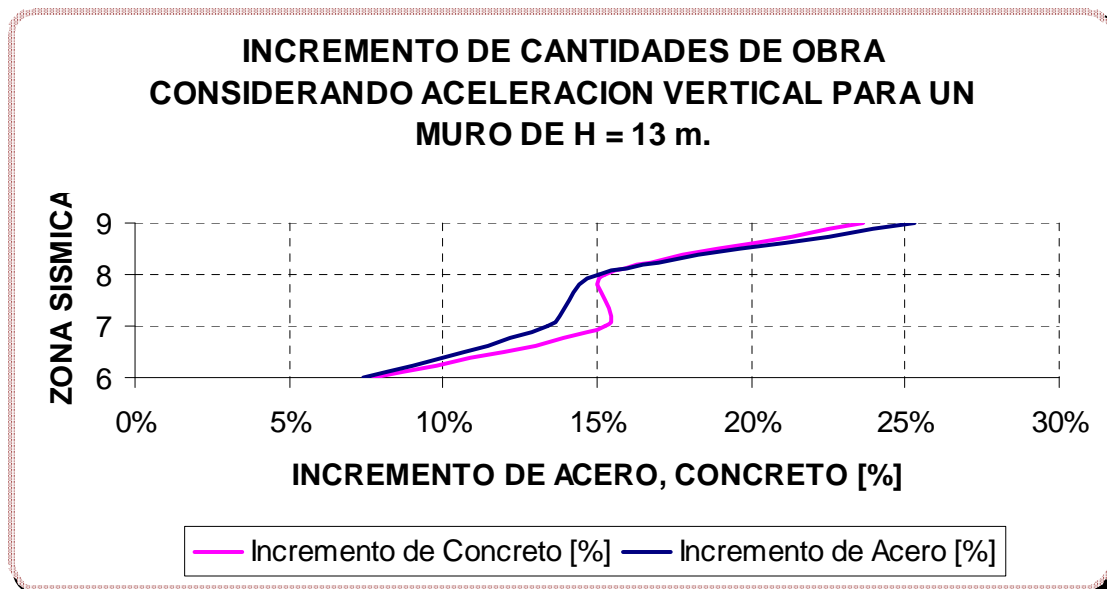
Fuente. Autores del proyecto

Figura 287.



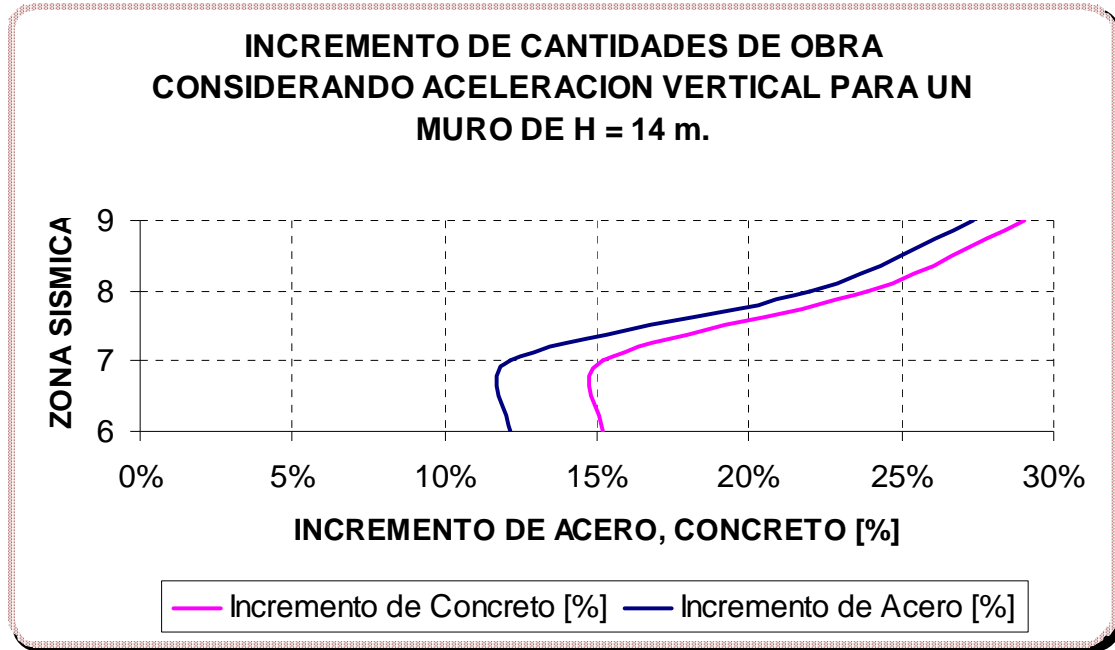
Fuente. Autores del proyecto

Figura 288.



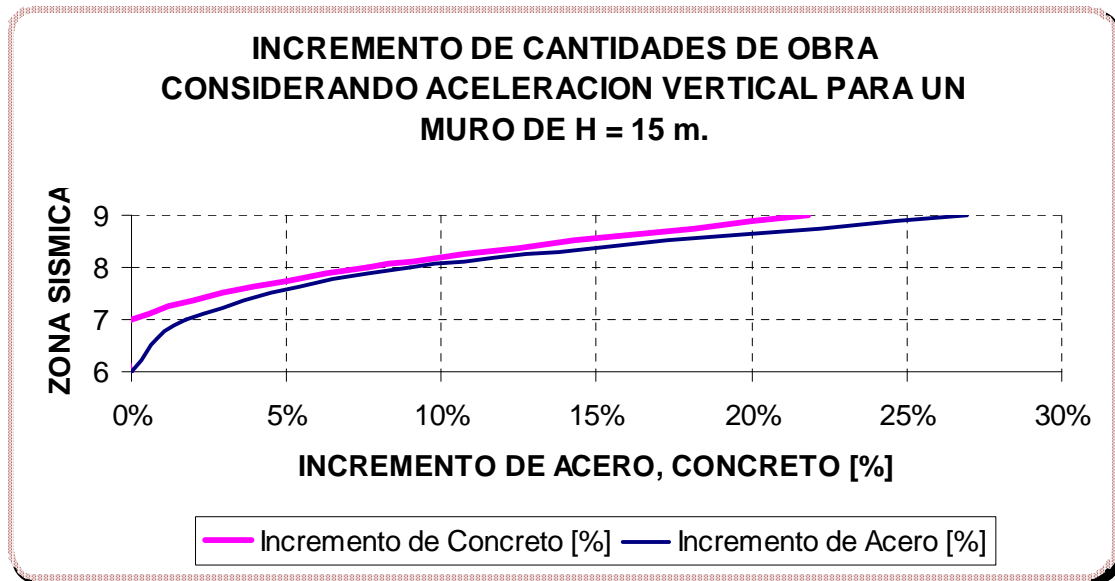
Fuente. Autores del proyecto

Figura 289.



Fuente. Autores del proyecto

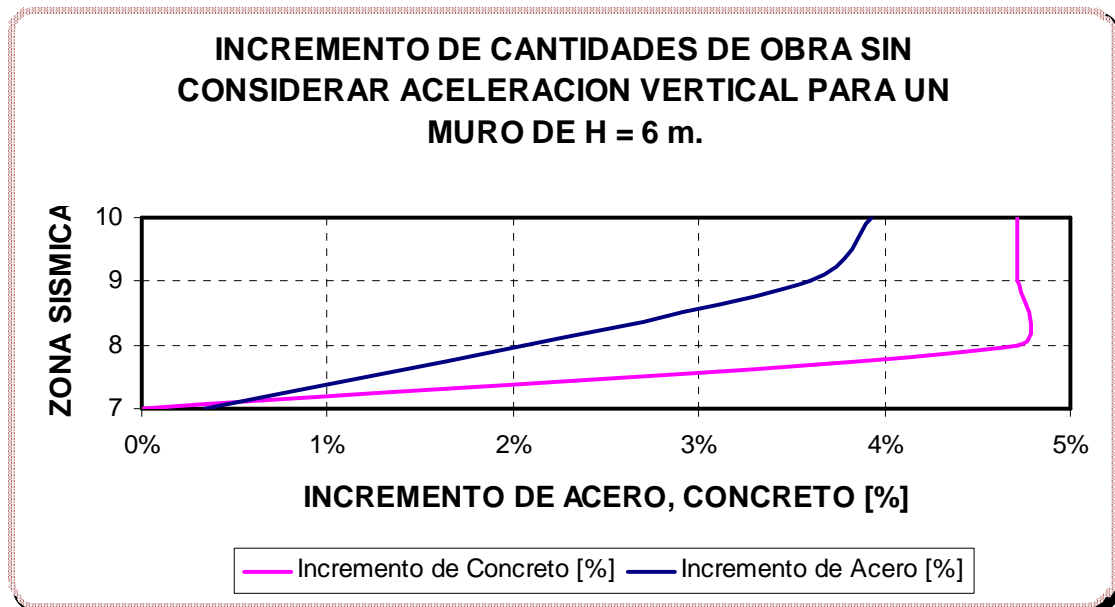
Figura 290.



Fuente. Autores del proyecto

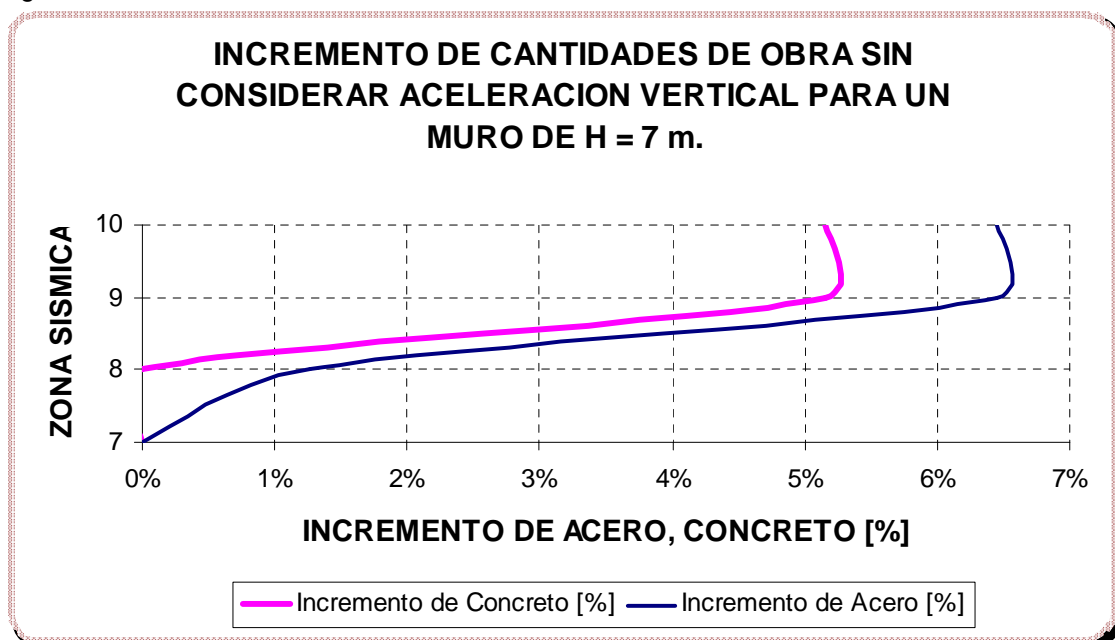
5.15.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 291.



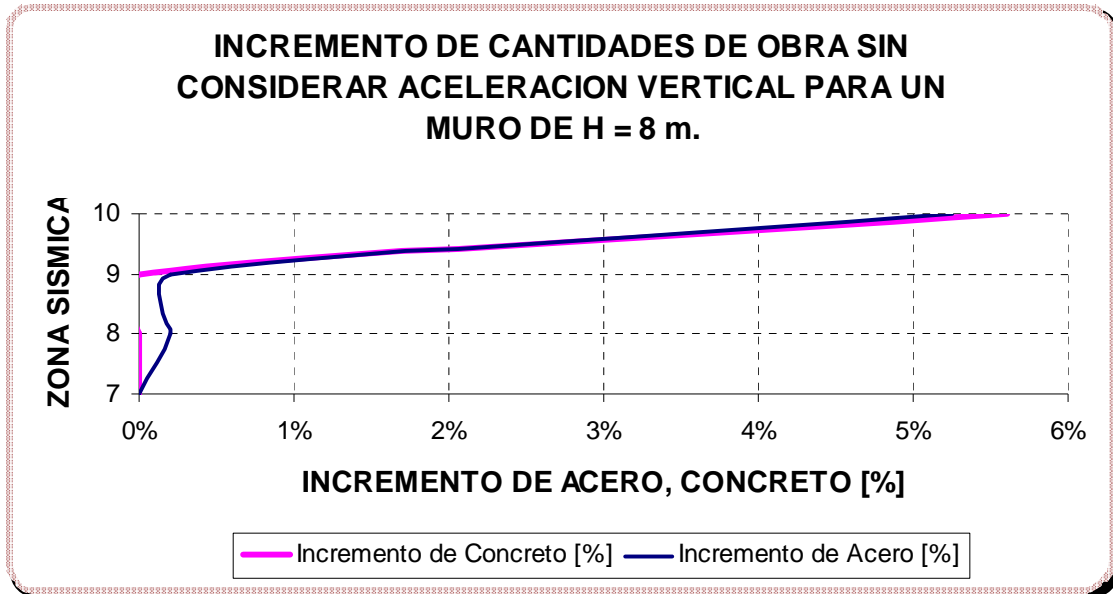
Fuente. Autores del proyecto

Figura 292.



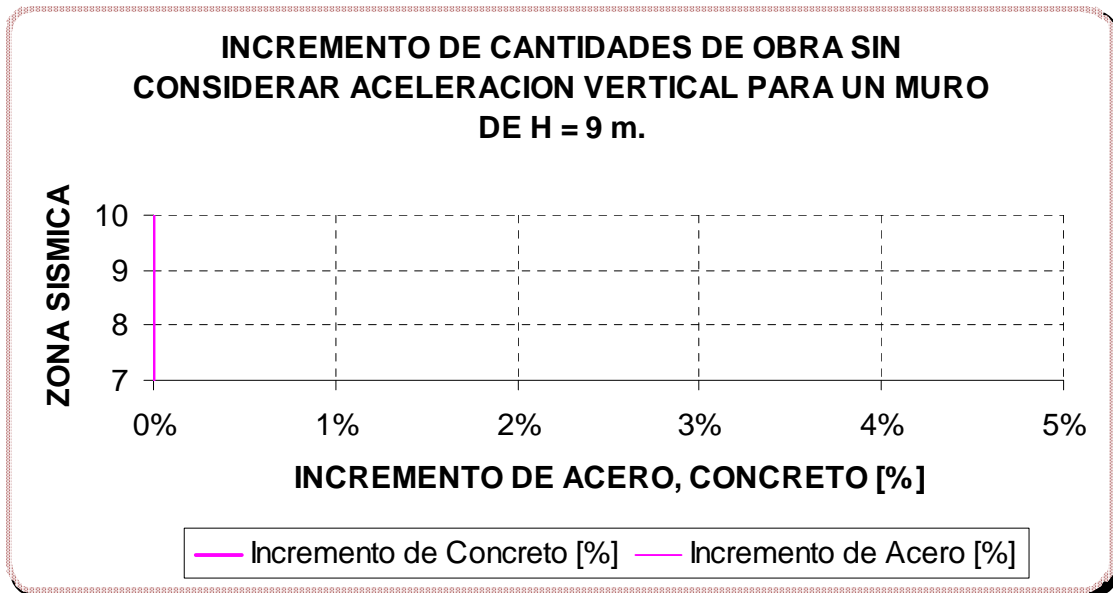
Fuente. Autores del proyecto

Figura 293.



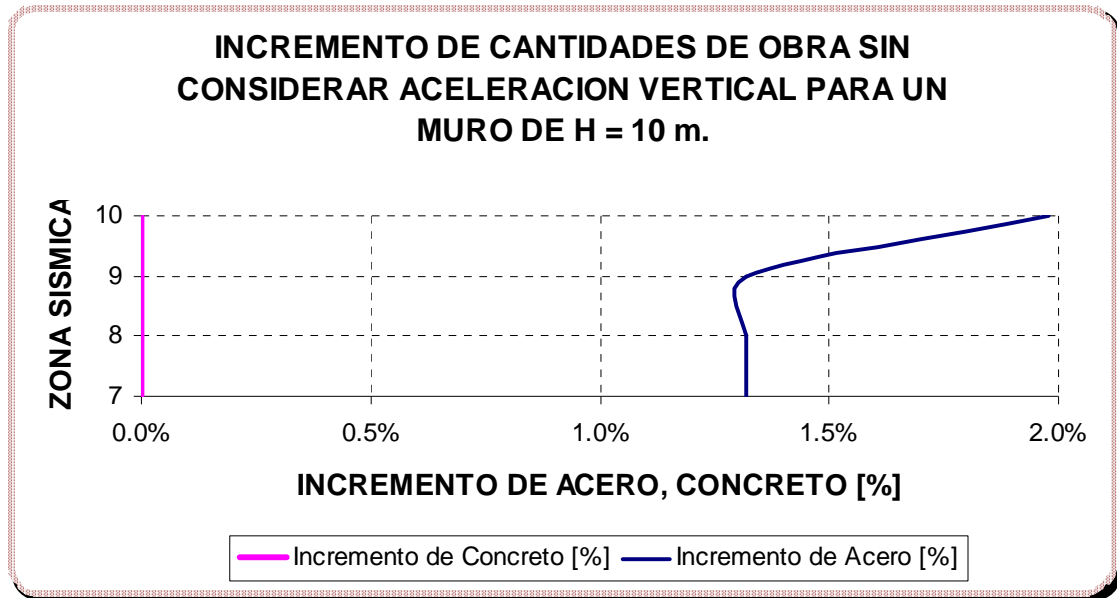
Fuente. Autores del proyecto

Figura 294.



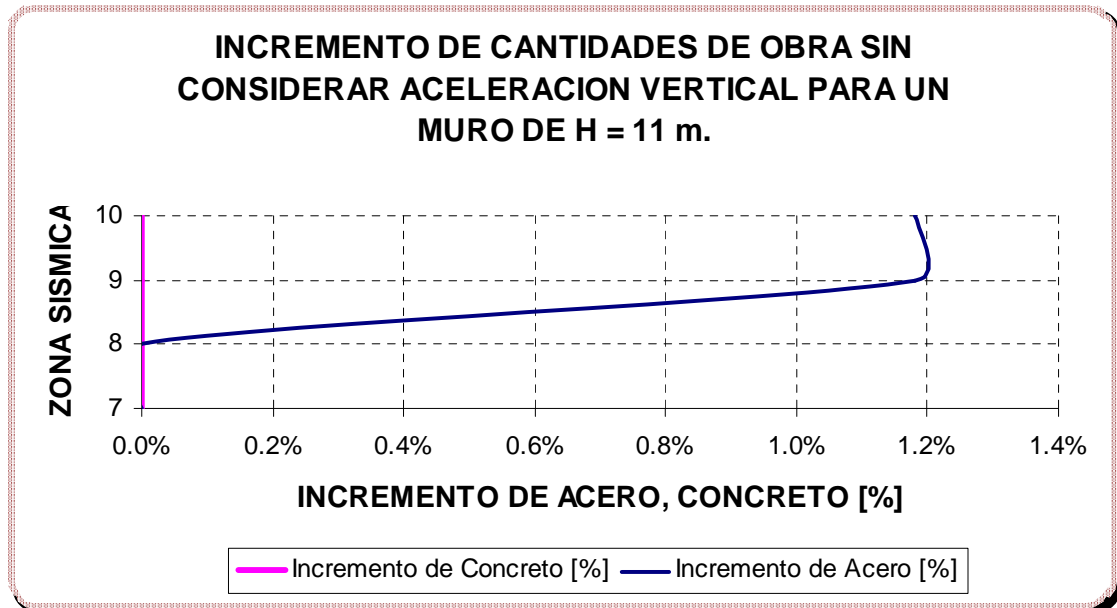
Fuente. Autores del proyecto

Figura 295.



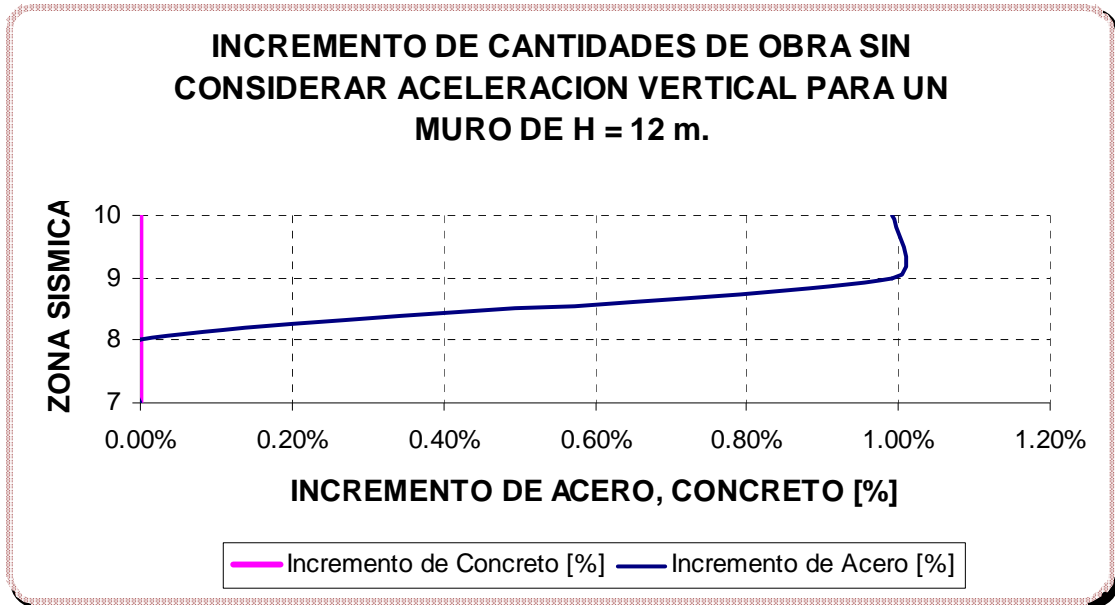
Fuente. Autores del proyecto

Figura 296.



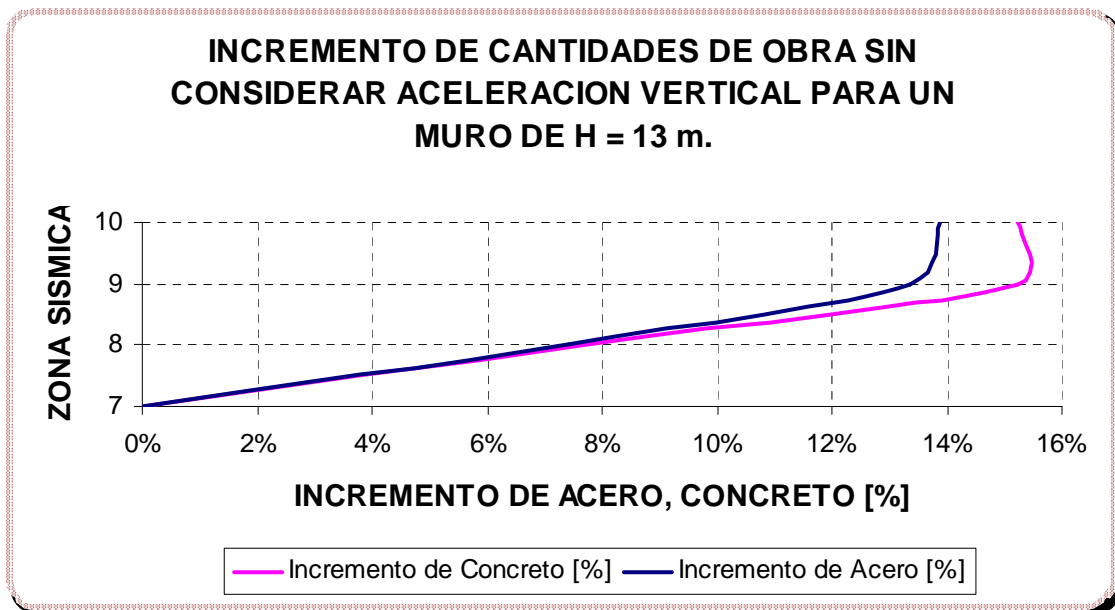
Fuente. Autores del proyecto

Figura 297.



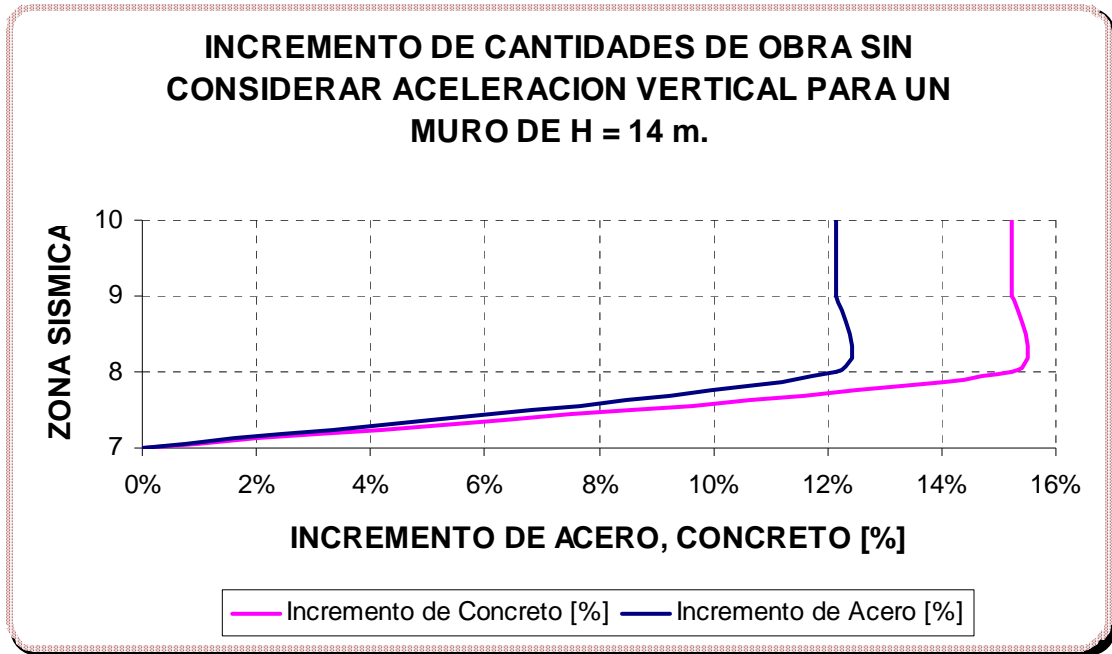
Fuente. Autores del proyecto

Figura 298.



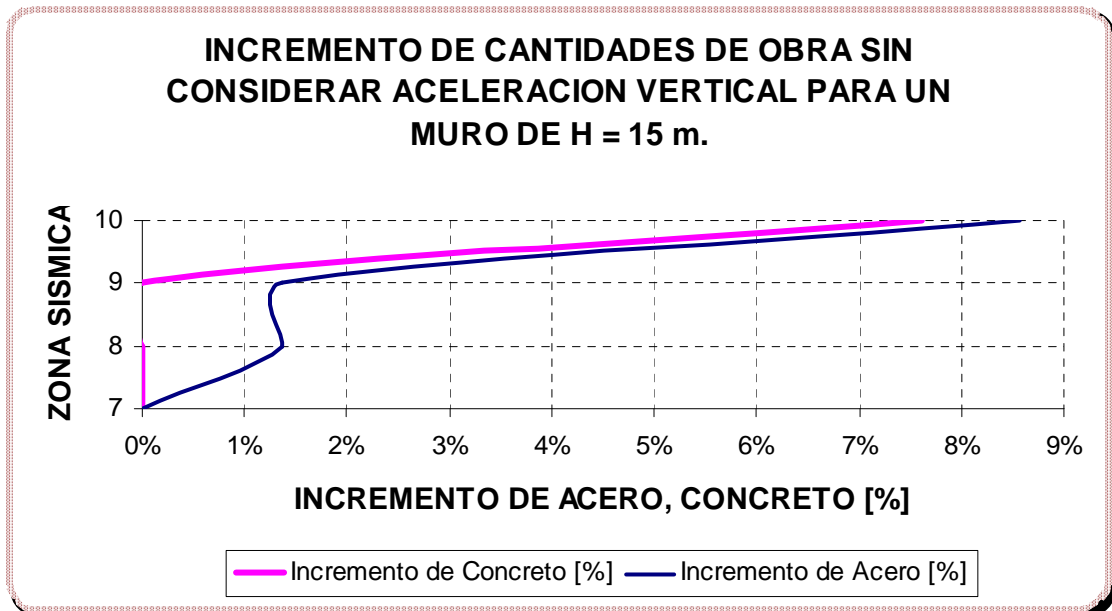
Fuente. Autores del proyecto

Figura 299.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 300.



Fuente. Autores del proyecto

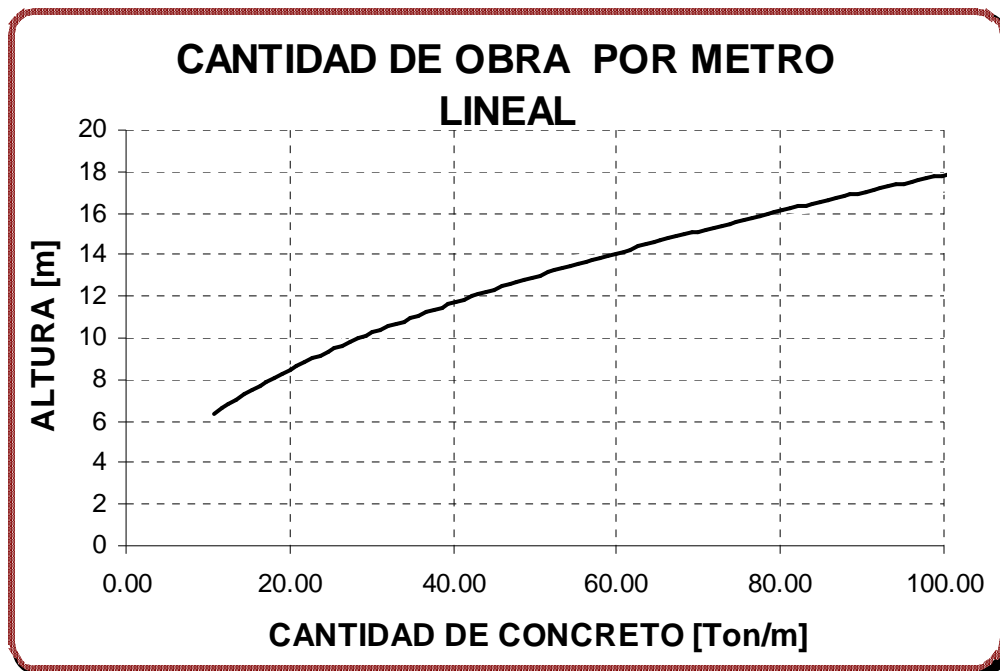
5.16 DECIMOSEXTO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$W_s = 1$ [Ton/m ²]	$\sigma_{Adm} = 40$ [Ton/m ²]	$h_w = 1/3H$ [m]
$\beta = 0^0$	$\phi = 35^0$	$\gamma_s = 1.7$ [Ton/m ³]
$\gamma_{SAT} = 1.9$ [Ton/m ³]	$h_p = 1$ [m]	$\gamma_c = 2.4$ [Ton/m ³]
$f'_c = 21$ [Mpa]	$f_y = 420$ [Mpa]	

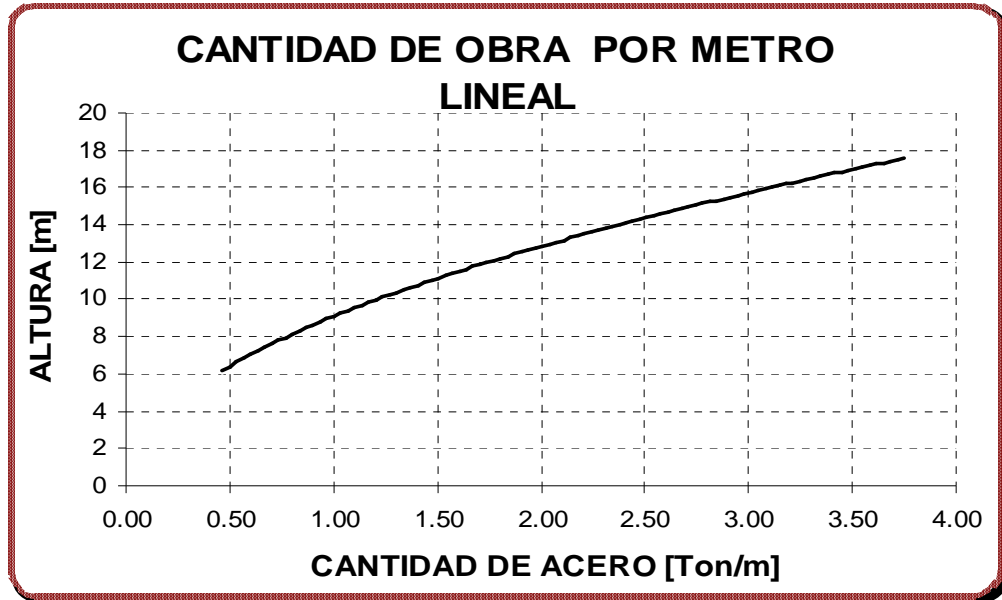
5.16.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 301. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

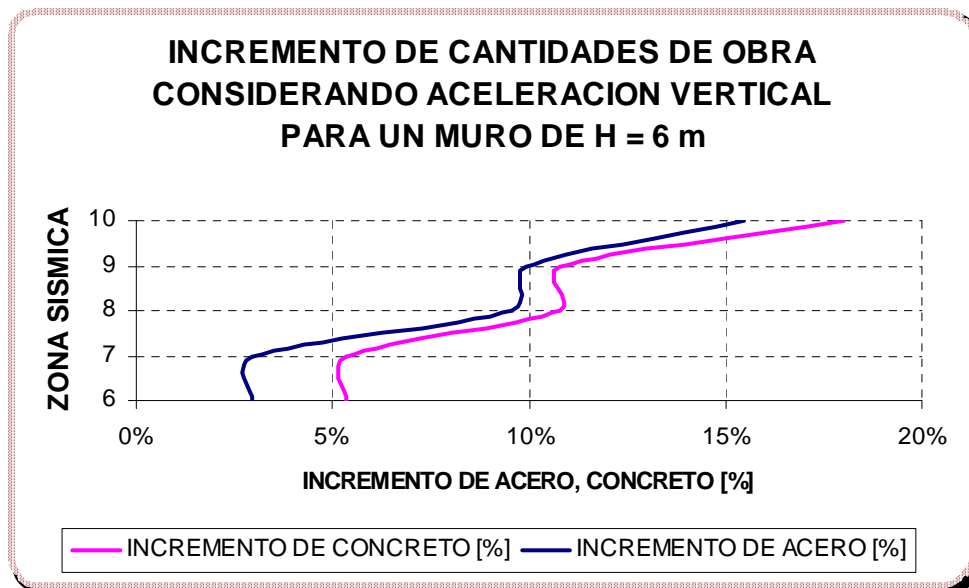
Figura 302. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

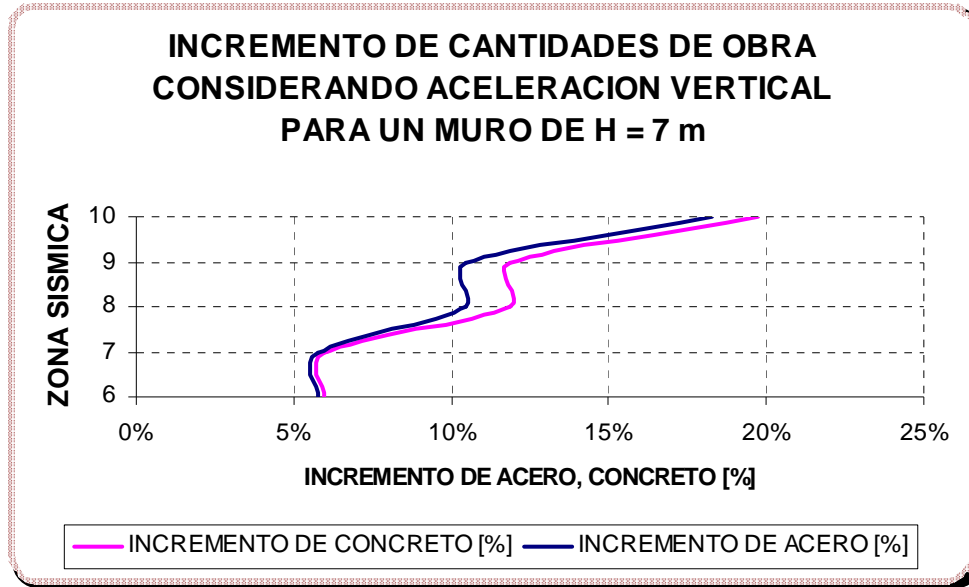
5.16.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 303.



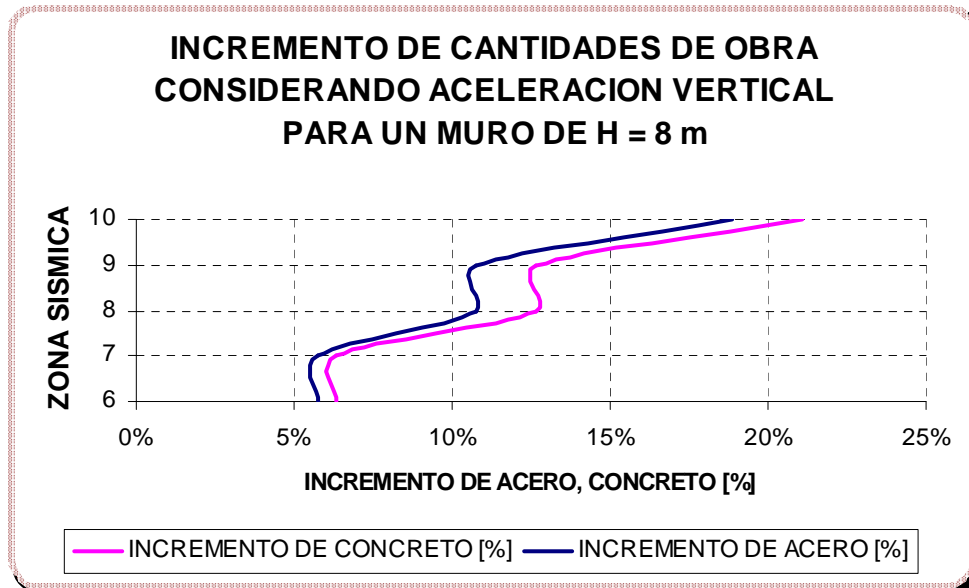
Fuente. Autores del proyecto

Figura 304.



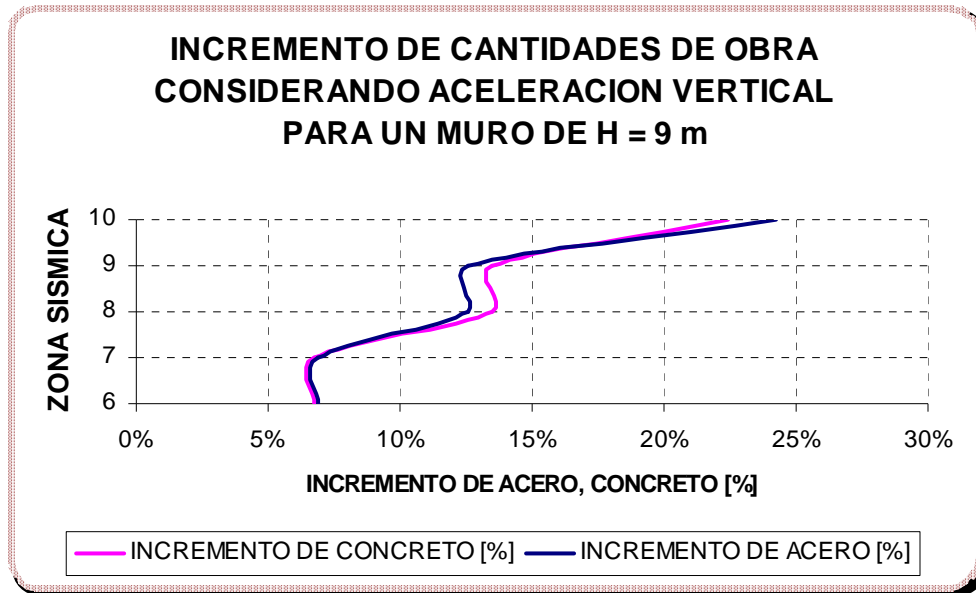
Fuente. Autores del proyecto

Figura 305.



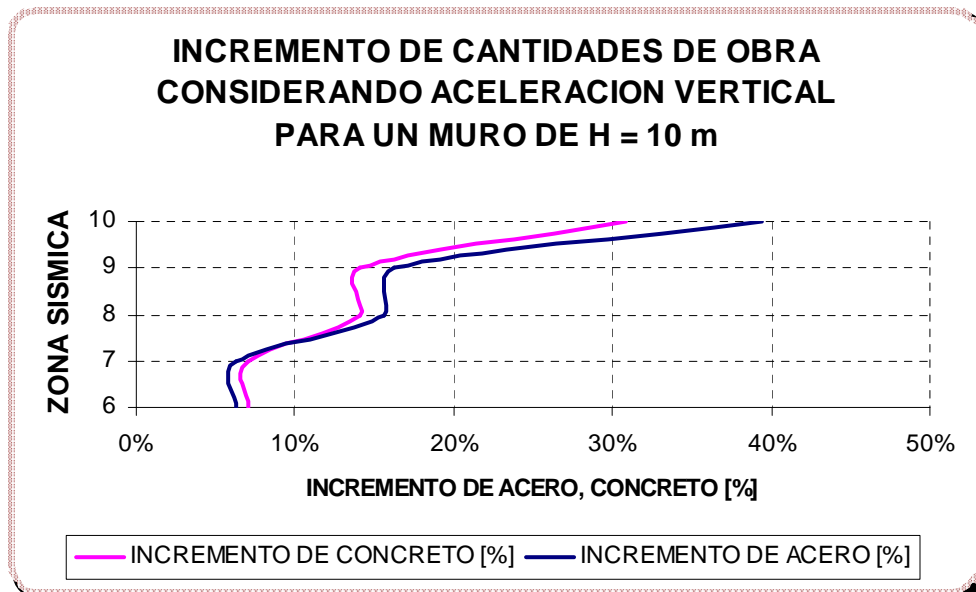
Fuente. Autores del proyecto

Figura 306.



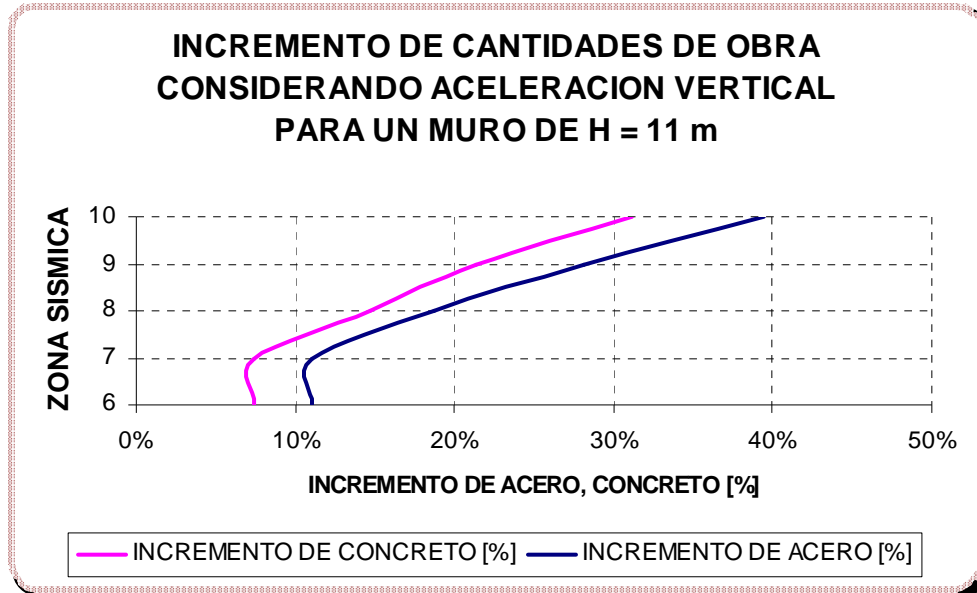
Fuente. Autores del proyecto

Figura 307.



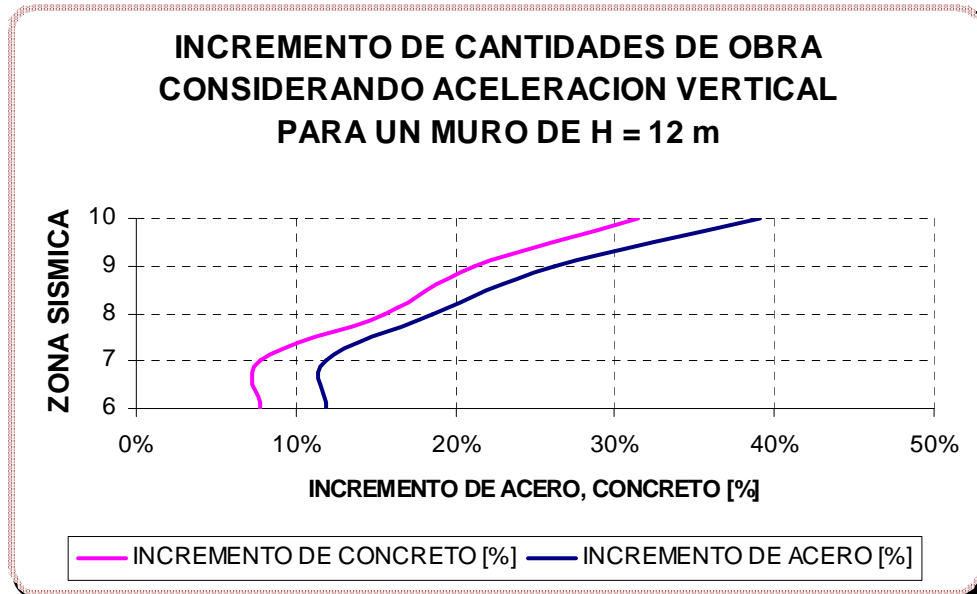
Fuente. Autores del proyecto

Figura 308.



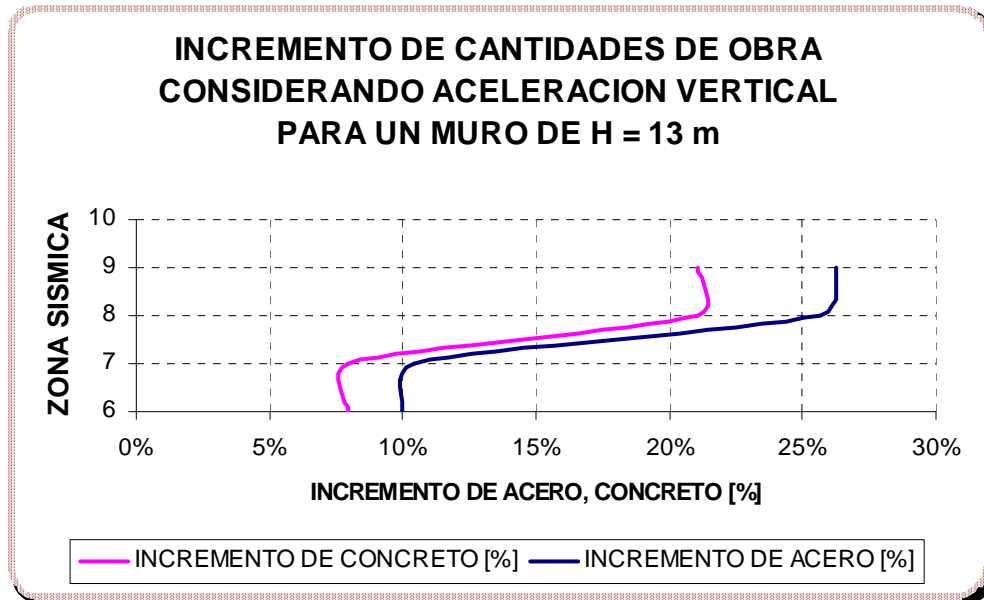
Fuente. Autores del proyecto

Figura 309.



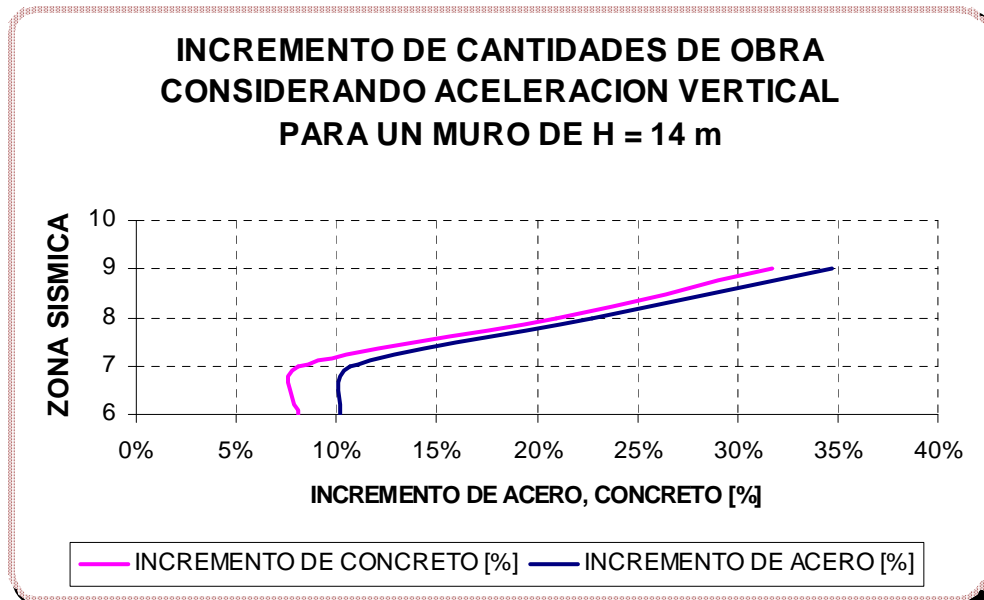
Fuente. Autores del proyecto

Figura 310.



Fuente. Autores del proyecto

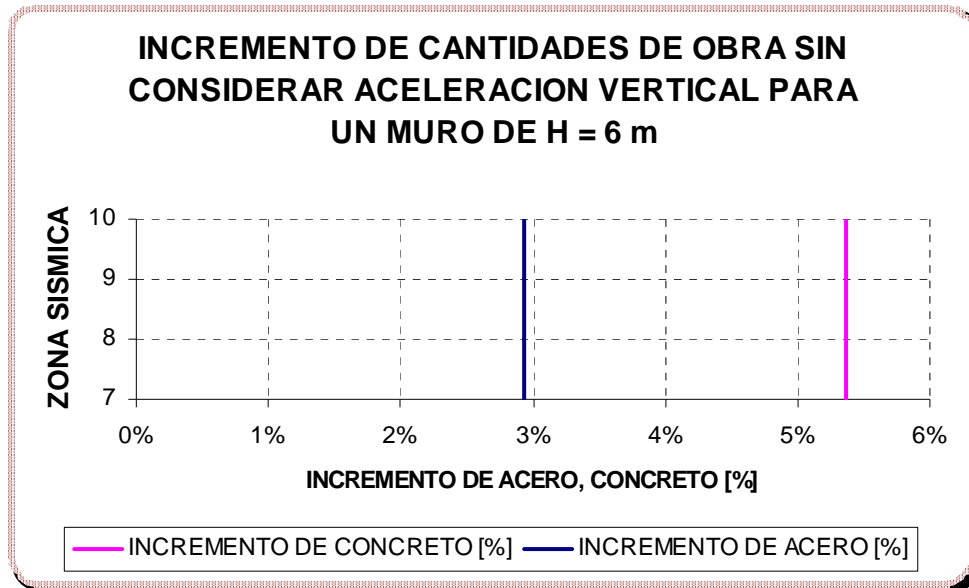
Figura 311.



Fuente. Autores del proyecto

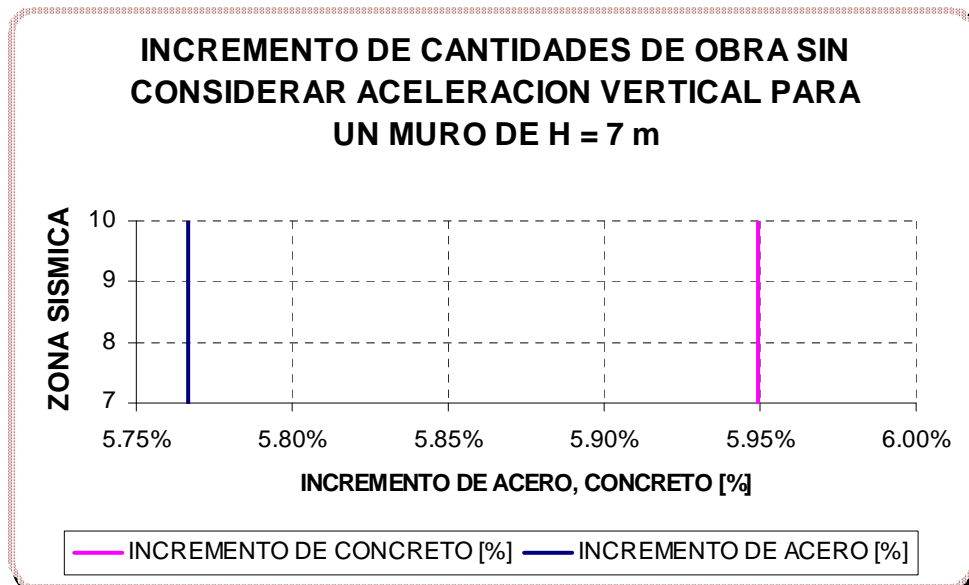
5.16.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 312.



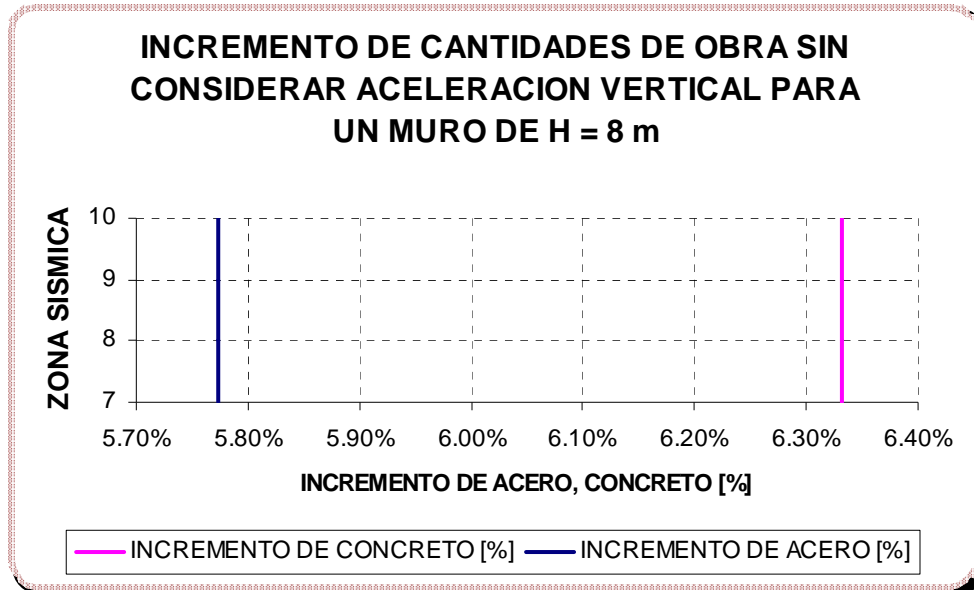
Fuente. Autores del proyecto

Figura 313.



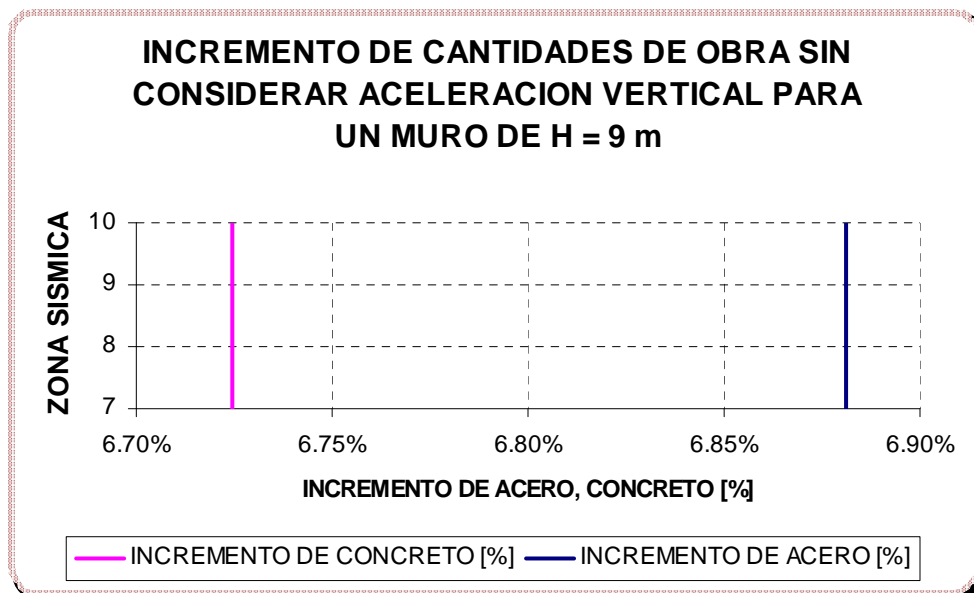
Fuente. Autores del proyecto

Figura 314.



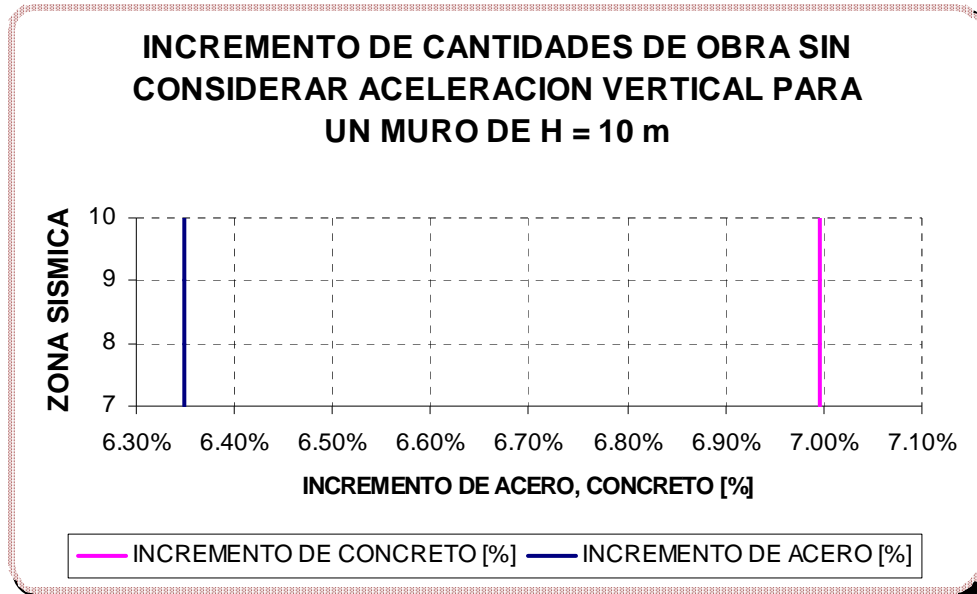
Fuente. Autores del proyecto

Figura 315.



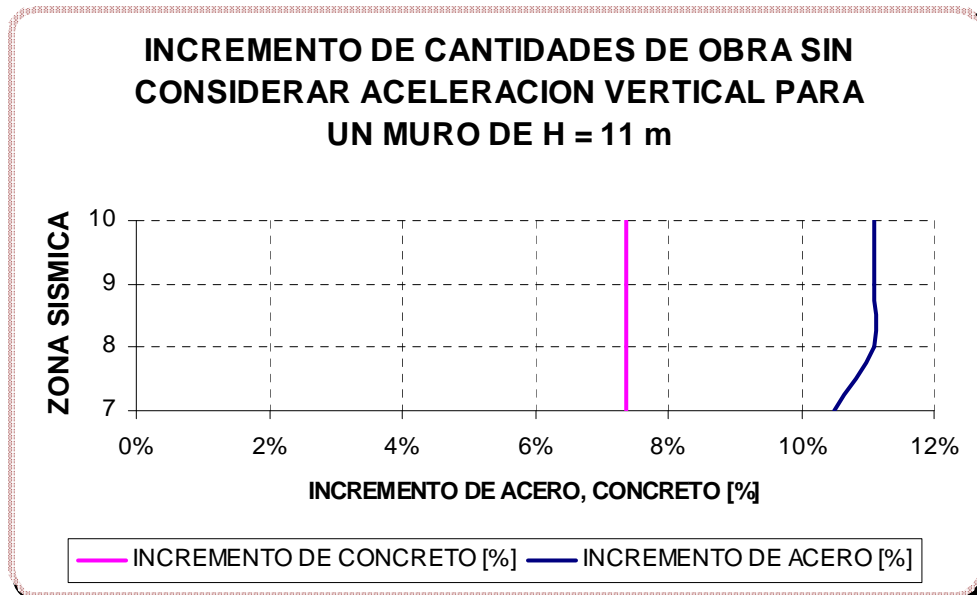
Fuente. Autores del proyecto

Figura 316.



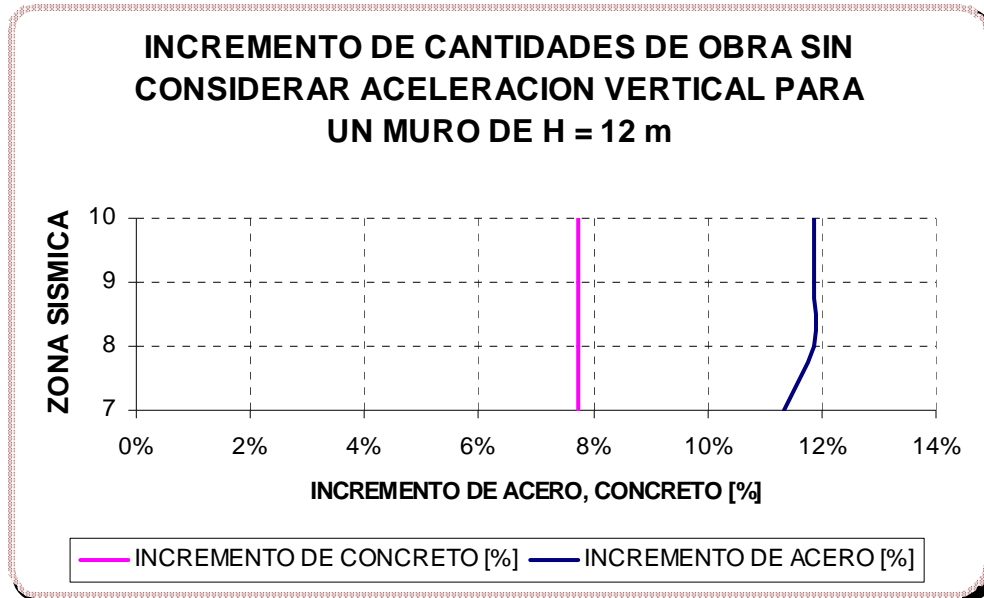
Fuente. Autores del proyecto

Figura 317.



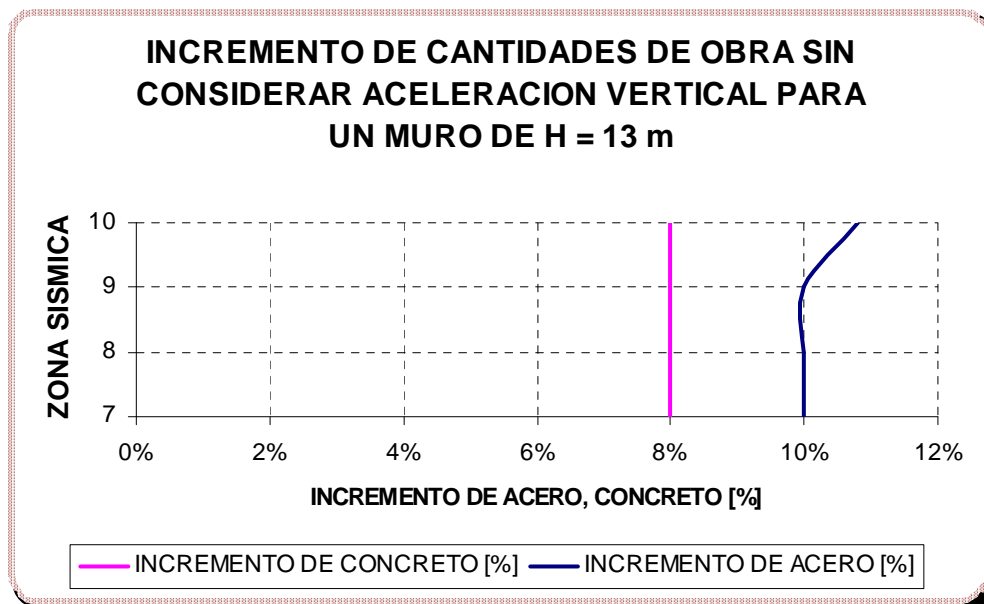
Fuente. Autores del proyecto

Figura 318.



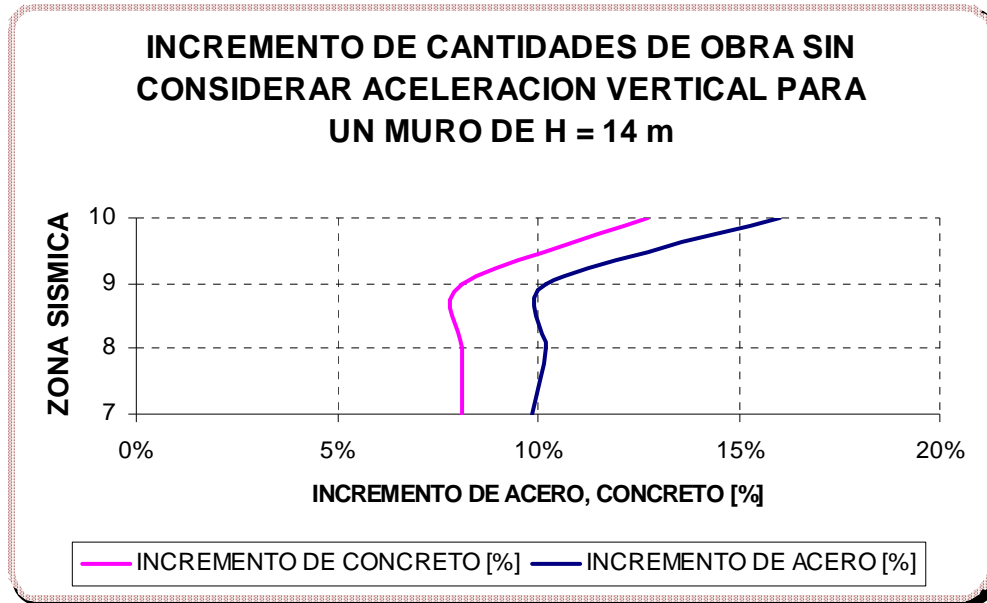
Fuente. Autores del proyecto

Figura 319.



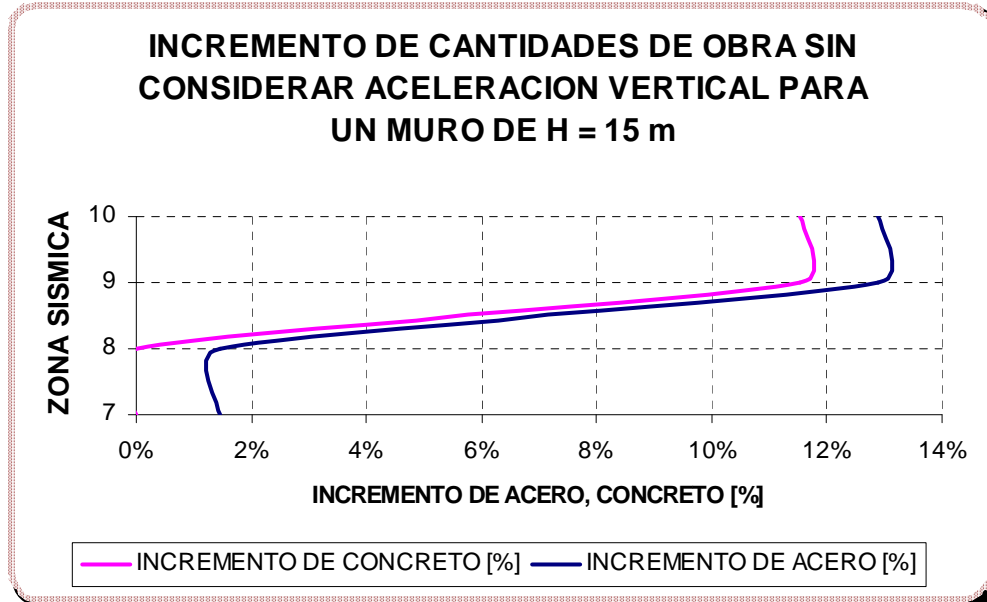
Fuente. Autores del proyecto

Figura 320.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 321.



Fuente. Autores del proyecto

5.17 DECIMOSEPTIMO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 2 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 40 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

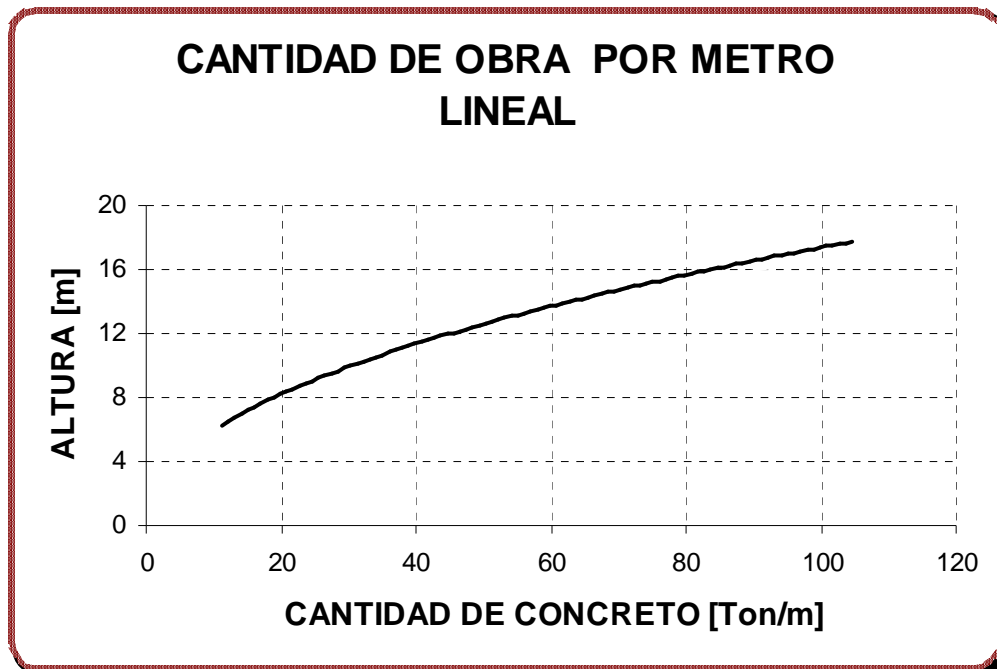
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

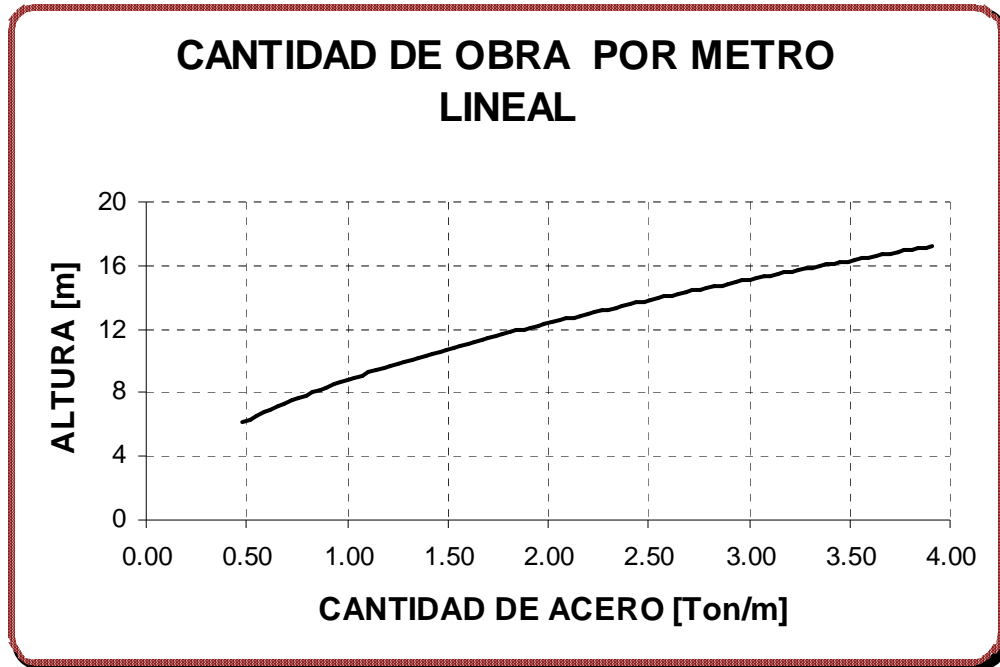
5.17.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 322. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

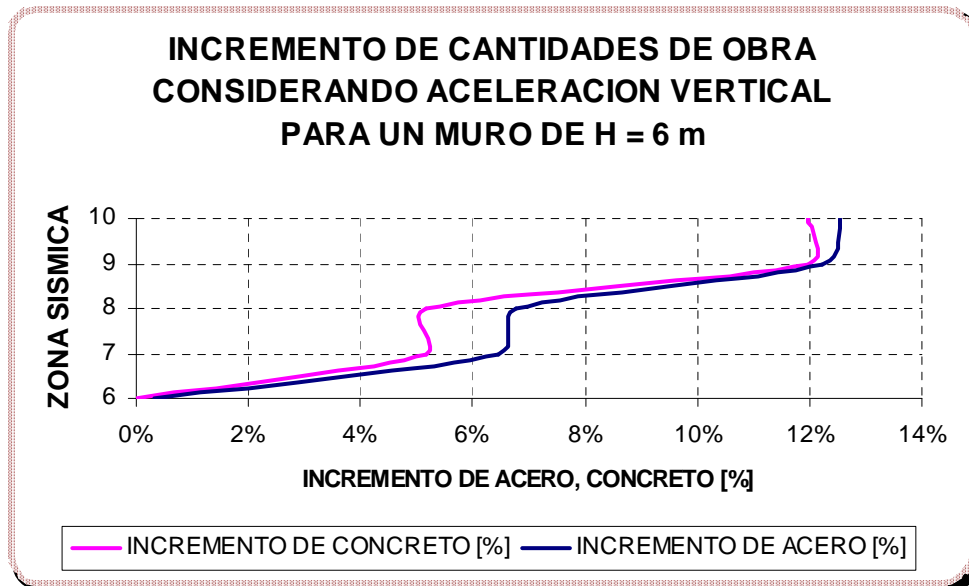
Figura 323. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

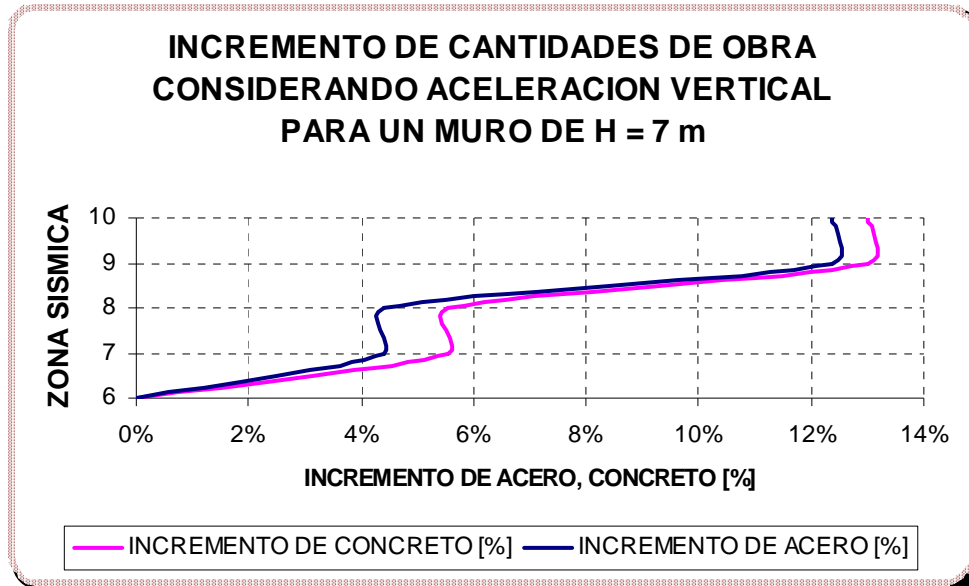
5.17.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 324.



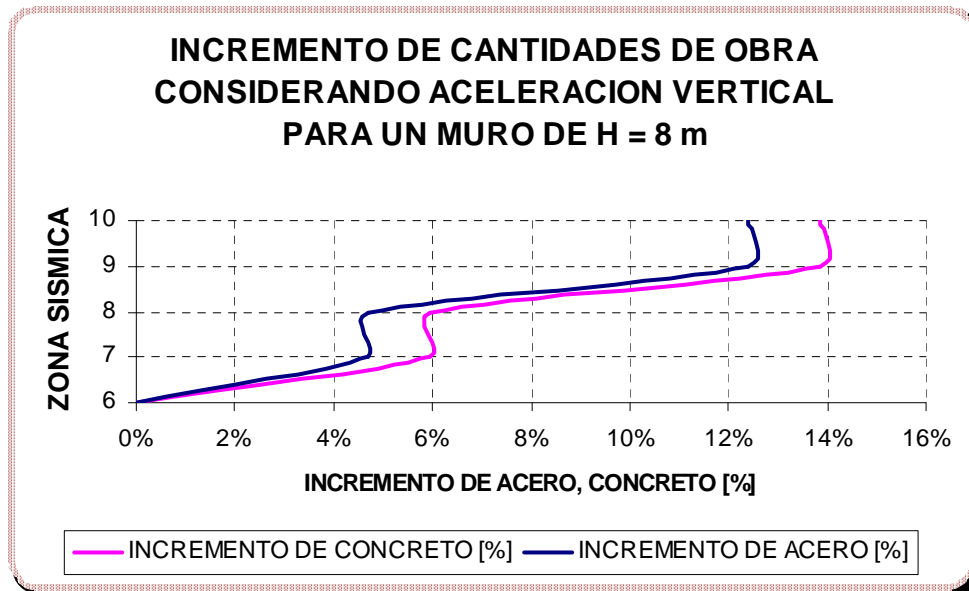
Fuente. Autores del proyecto

Figura 325.



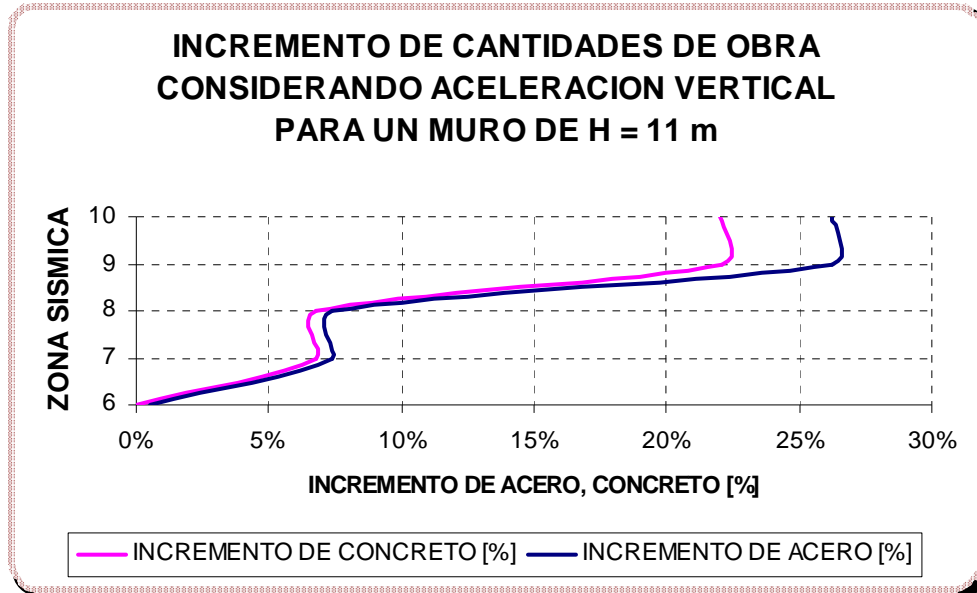
Fuente. Autores del proyecto

Figura 326.



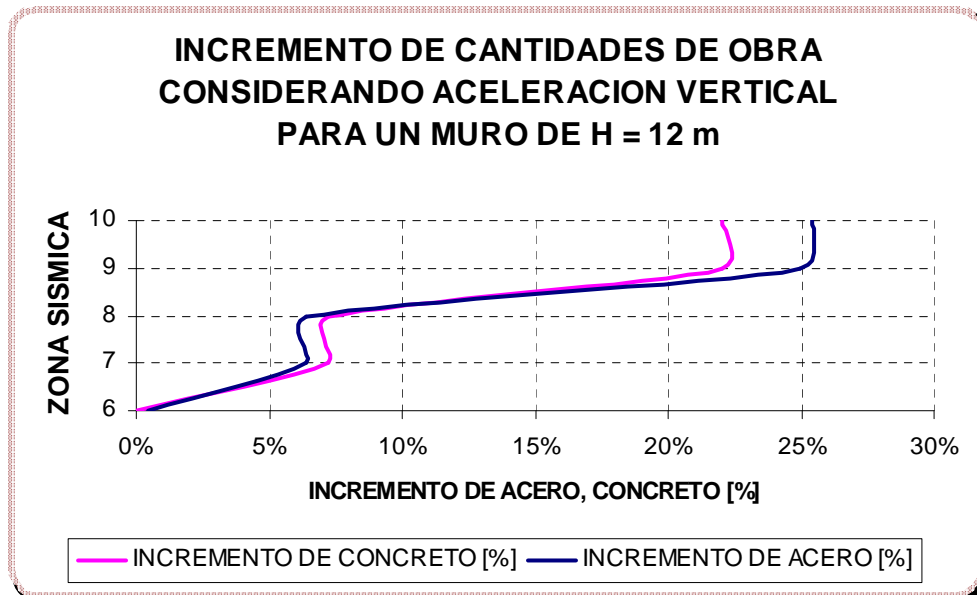
Fuente. Autores del proyecto

Figura 329.



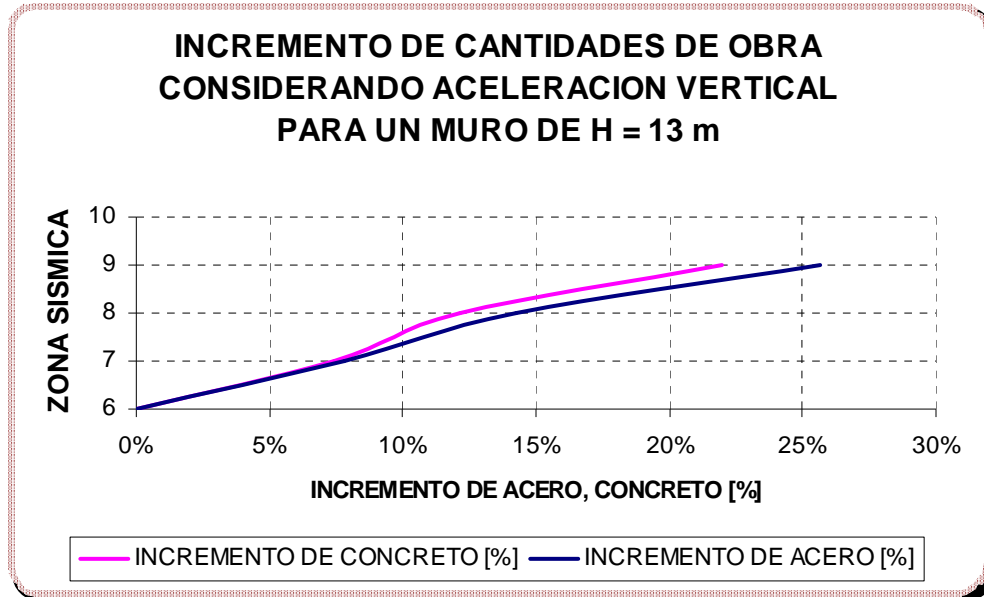
Fuente. Autores del proyecto

Figura 330.



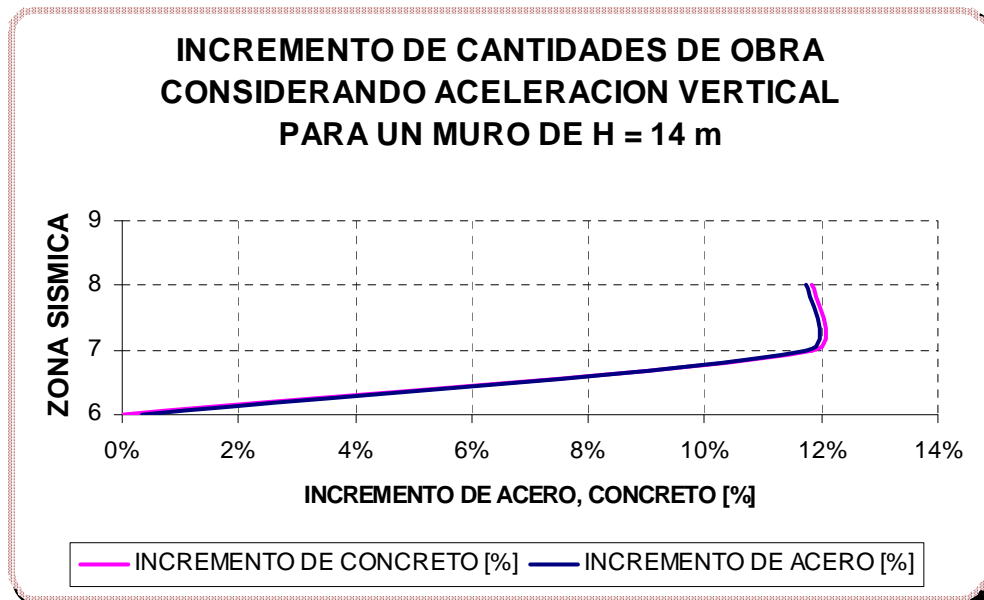
Fuente. Autores del proyecto

Figura 331.



Fuente. Autores del proyecto

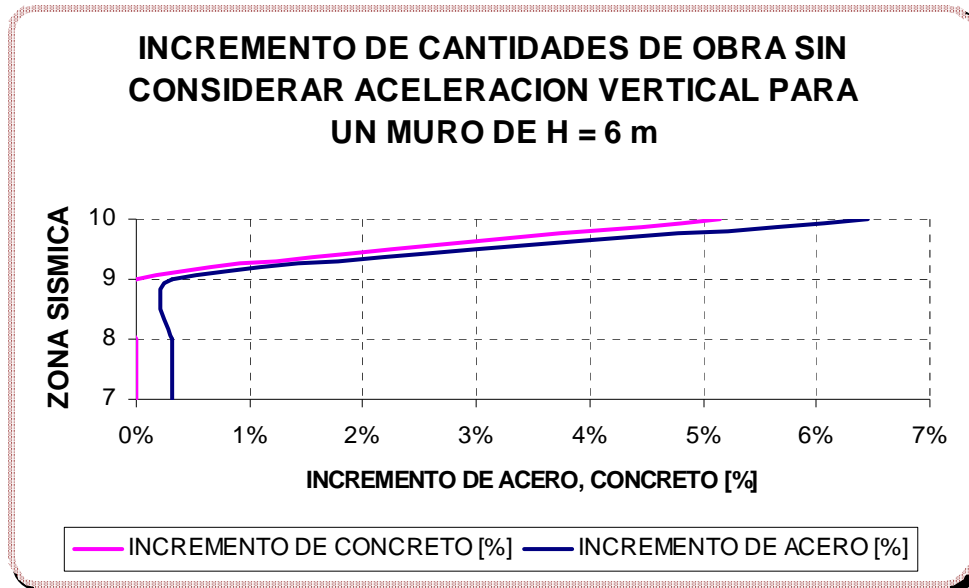
Figura 332.



Fuente. Autores del proyecto

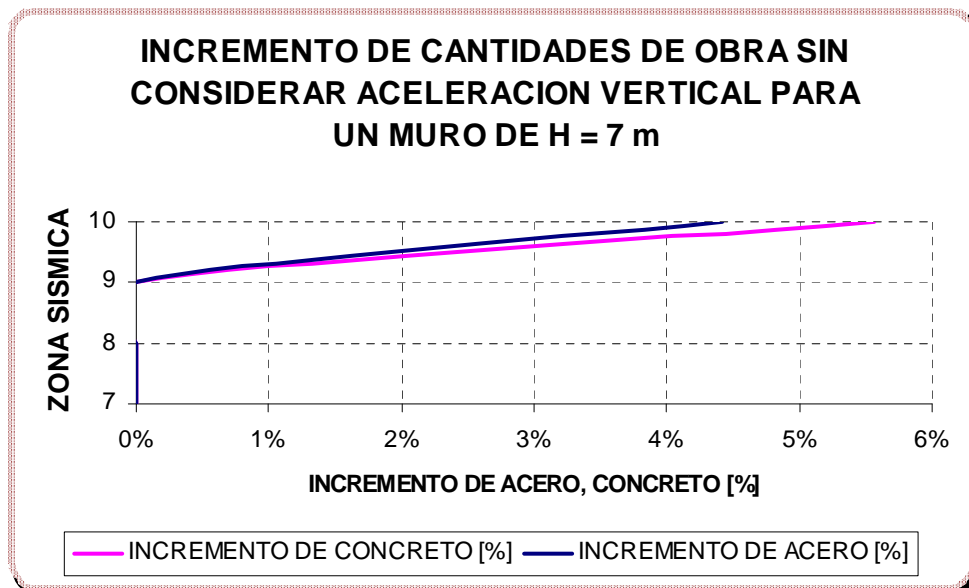
5.17.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 333.



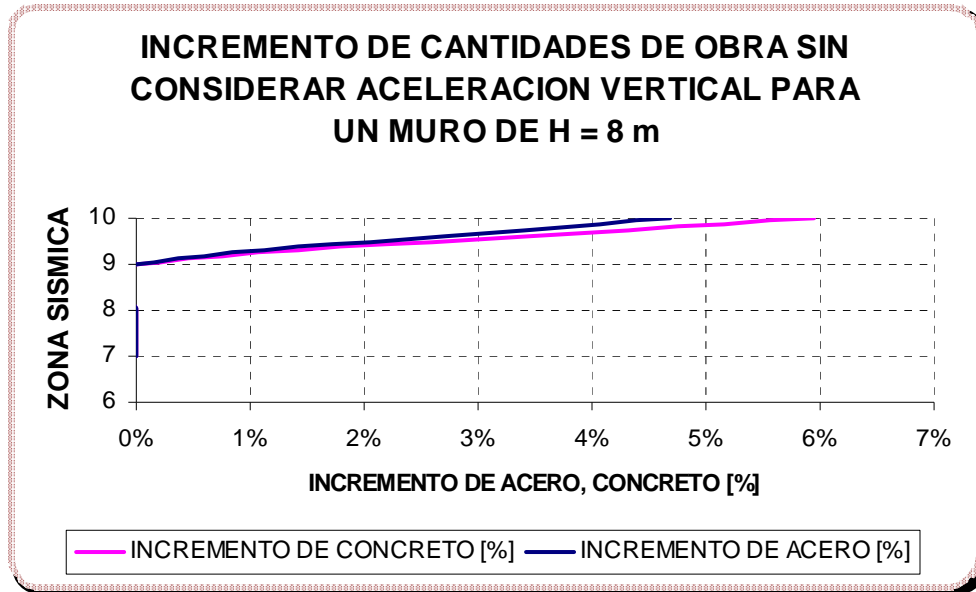
Fuente. Autores del proyecto

Figura 334.



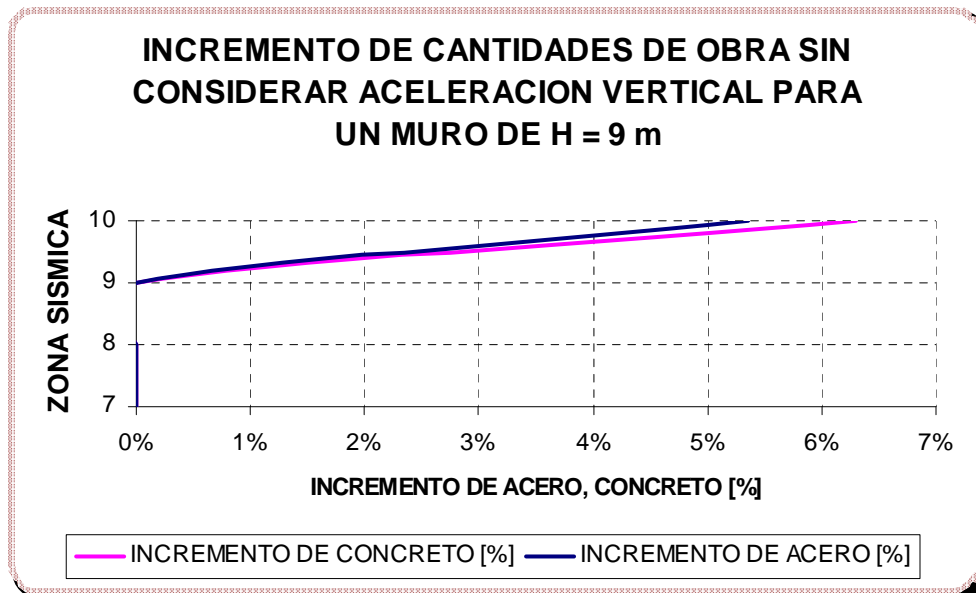
Fuente. Autores del proyecto

Figura 335.



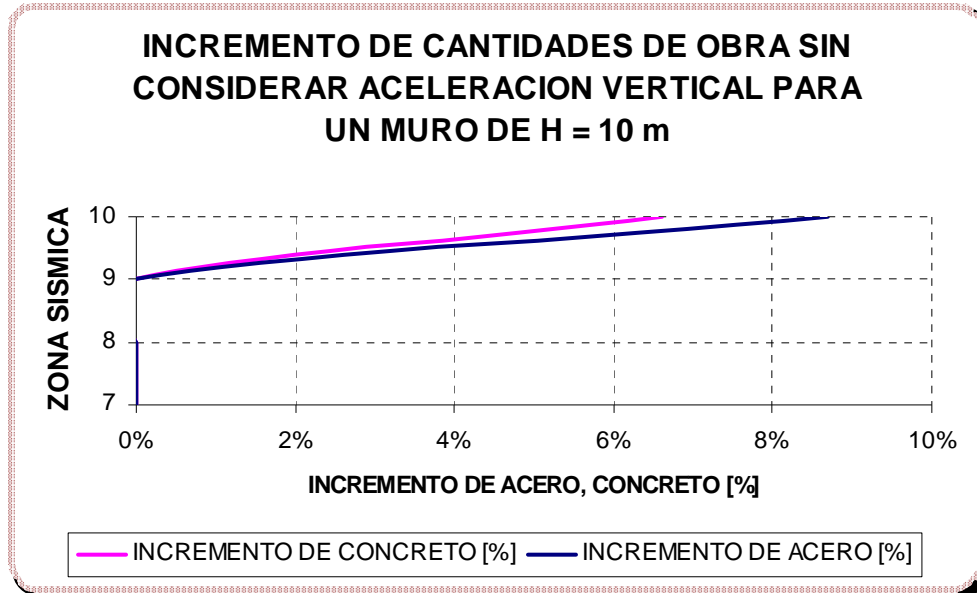
Fuente. Autores del proyecto

Figura 336.



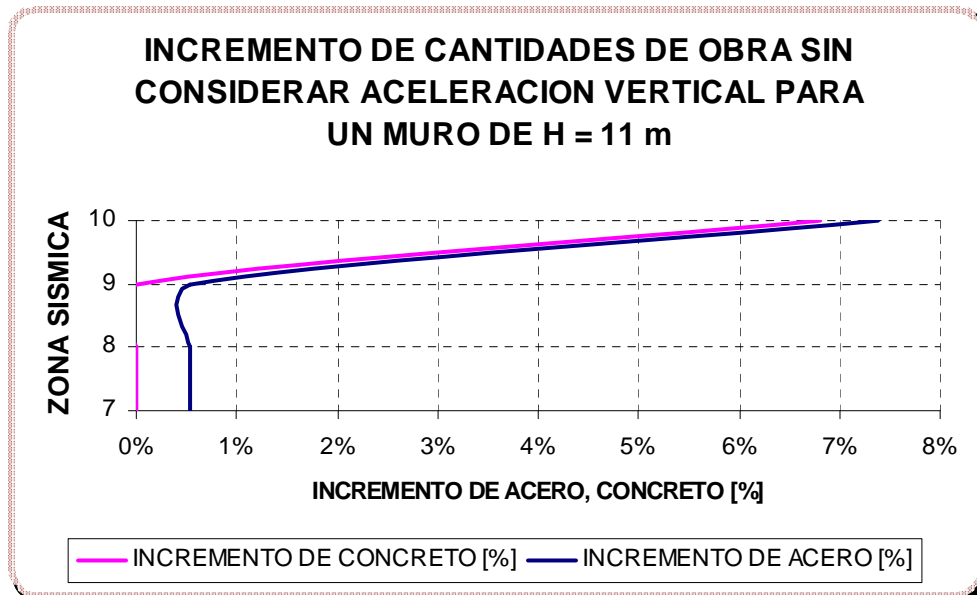
Fuente. Autores del proyecto

Figura 337.



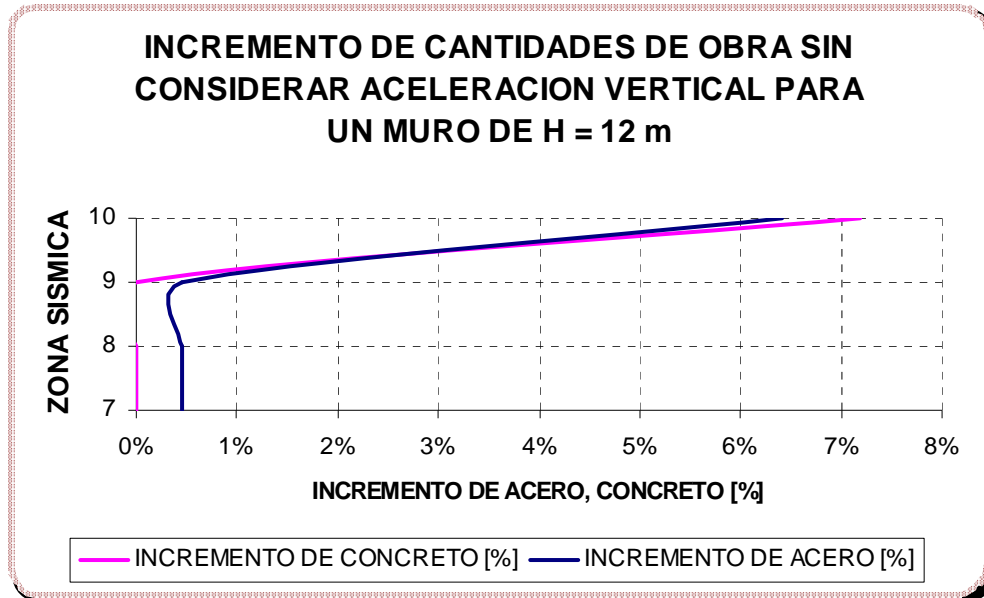
Fuente. Autores del proyecto

Figura 338.



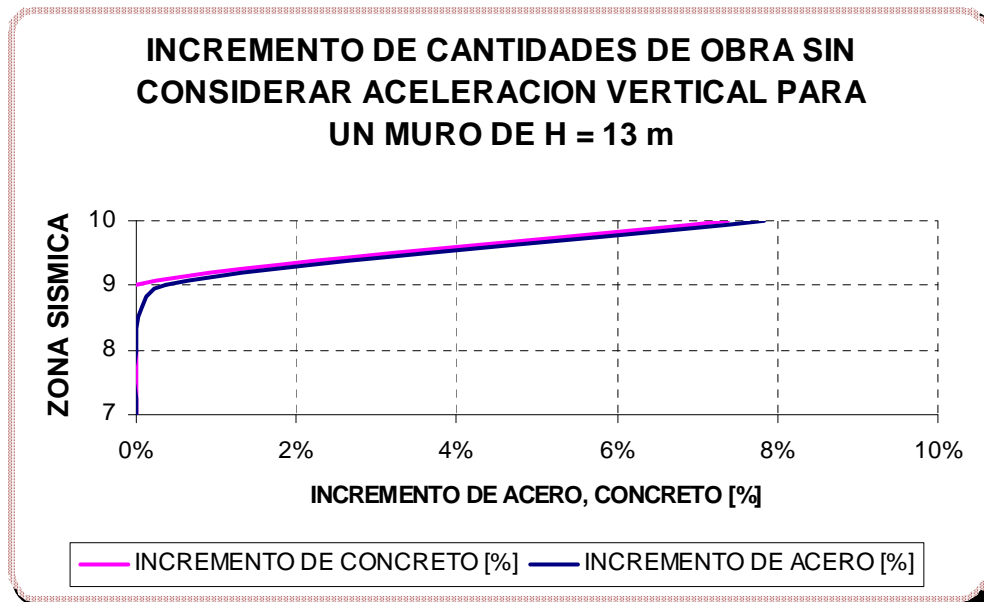
Fuente. Autores del proyecto

Figura 339.



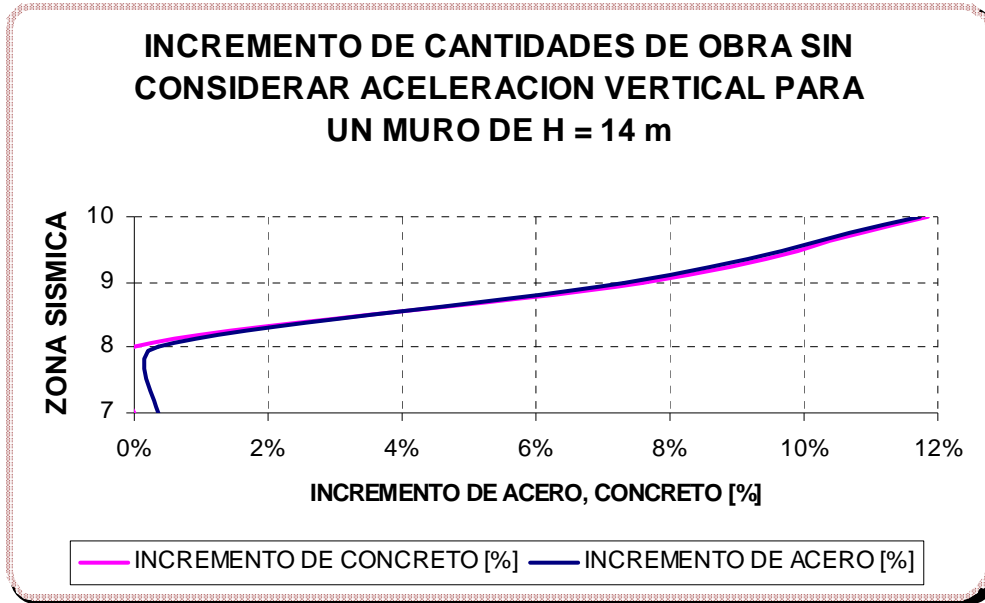
Fuente. Autores del proyecto

Figura 340.



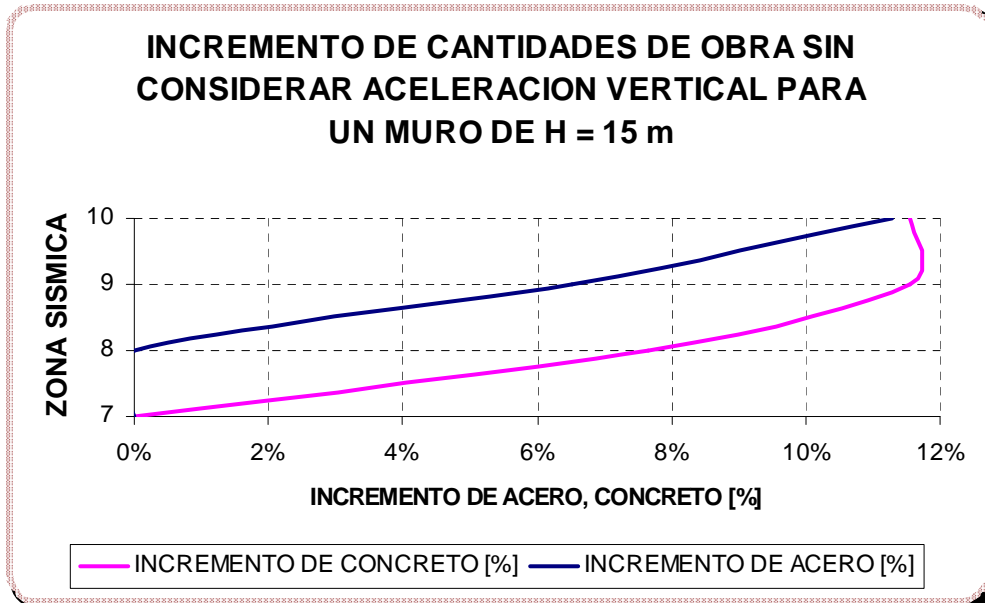
Fuente. Autores del proyecto

Figura 341.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 342.



Fuente. Autores del proyecto

5.18 DECIMOCTAVO NOMOGRAMA DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para este grupo de gráficas que representan el incremento de las cantidades de obra para la estructura de contención debido a la acción sísmica se muestran a continuación.

$$W_s = 3 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 40 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

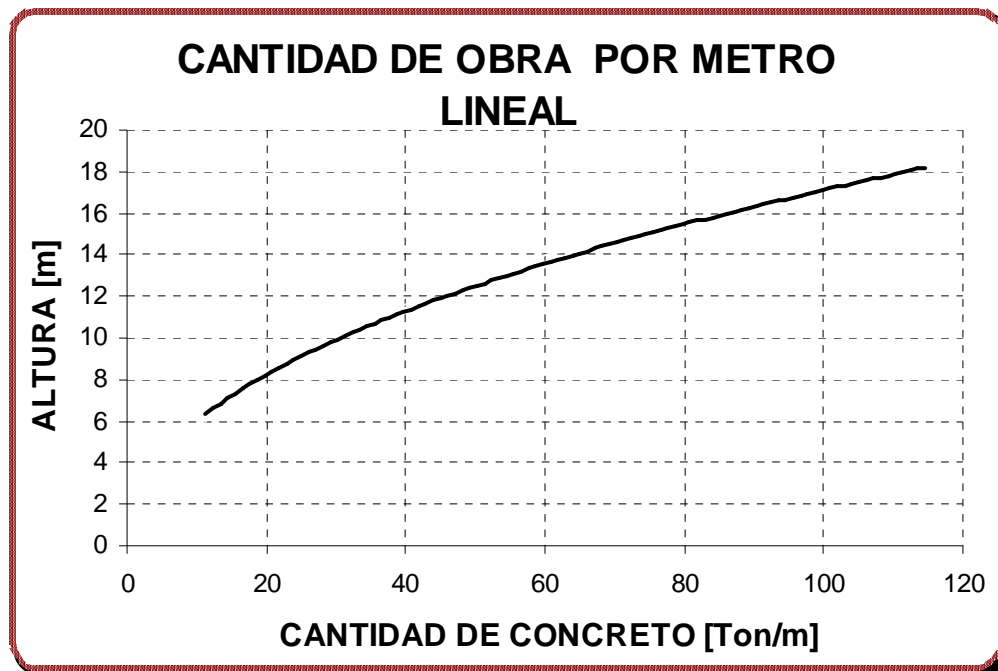
$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

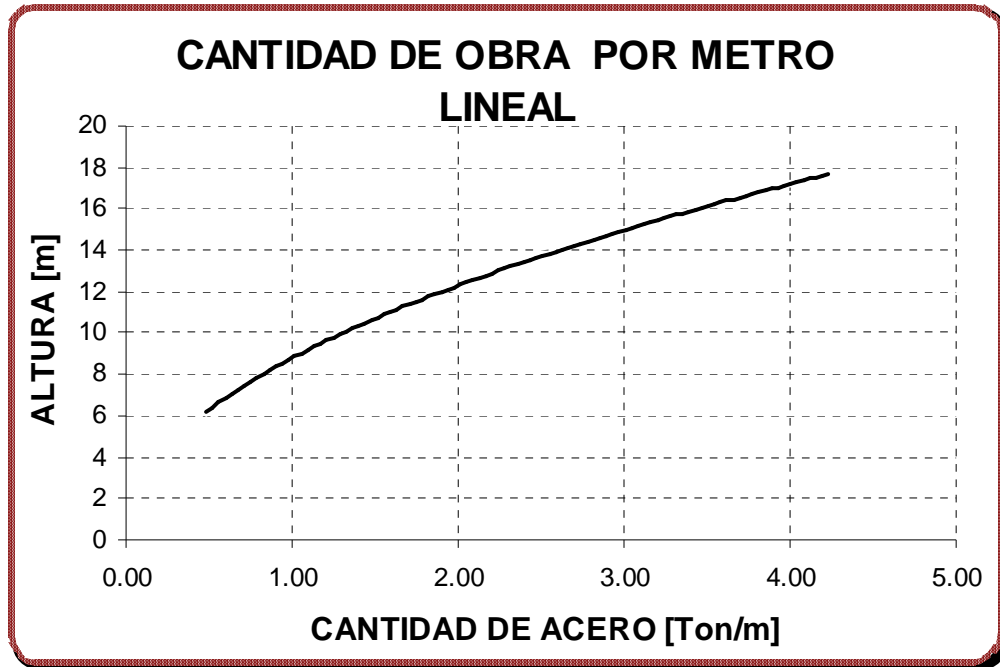
5.18.1 Cantidad de obra por unidad de longitud

Figura 343. Cantidad de Concreto por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

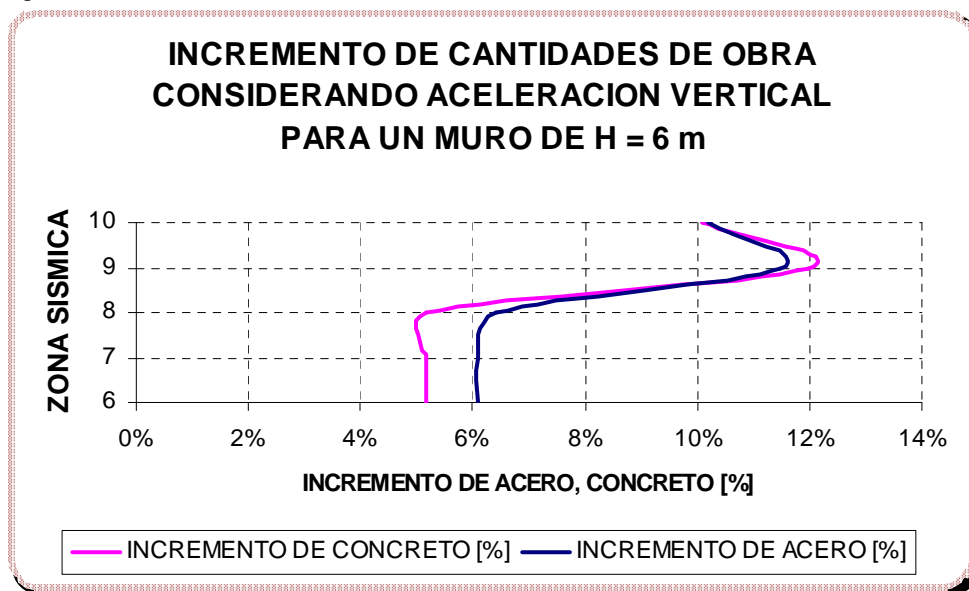
Figura 344. Cantidad de Acero por Unidad de Longitud.



Fuente. Autores del proyecto

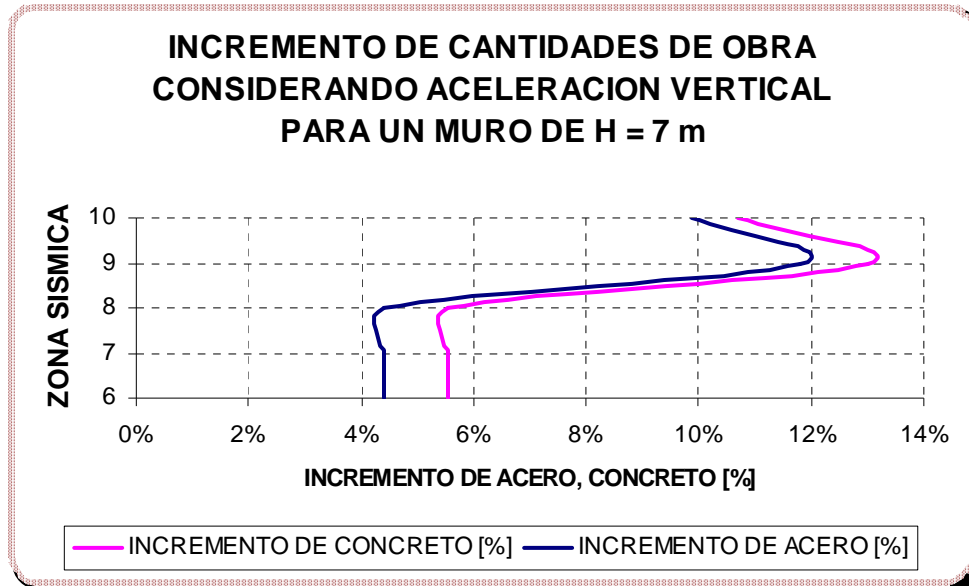
5.18.2 Incremento de cantidades de obra considerando la aceleración vertical

Figura 345.



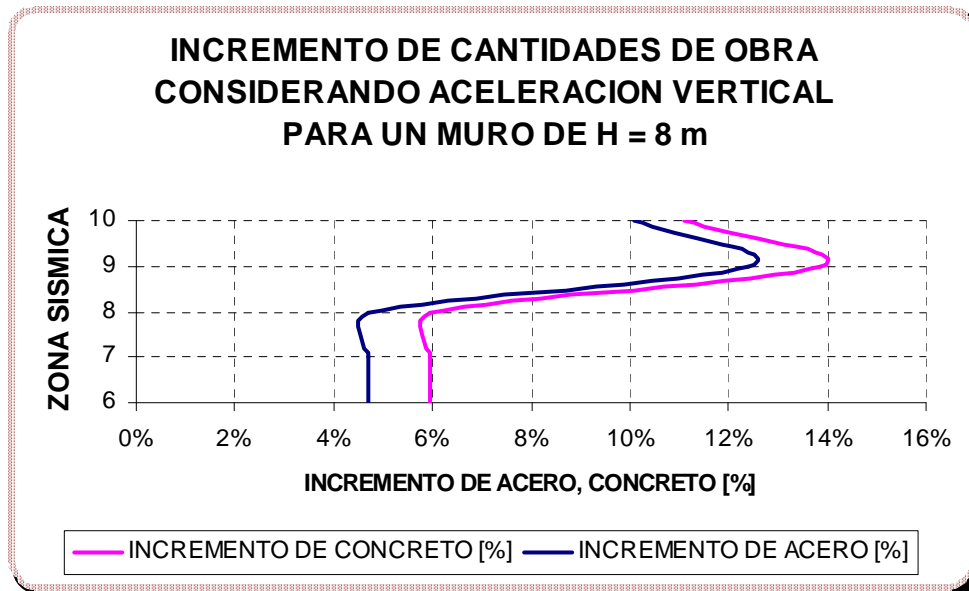
Fuente. Autores del proyecto

Figura 346.



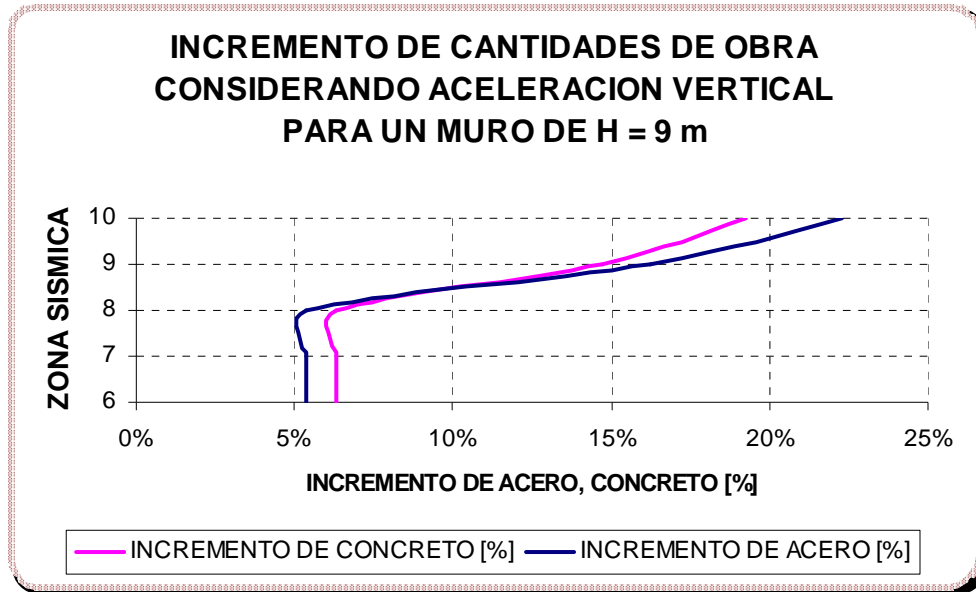
Fuente. Autores del proyecto

Figura 347.



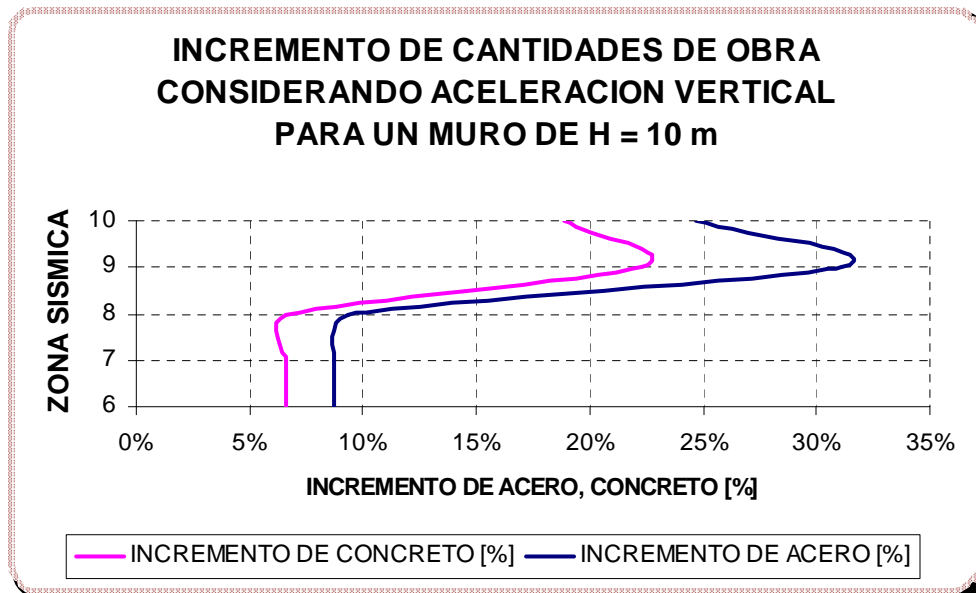
Fuente. Autores del proyecto

Figura 348.



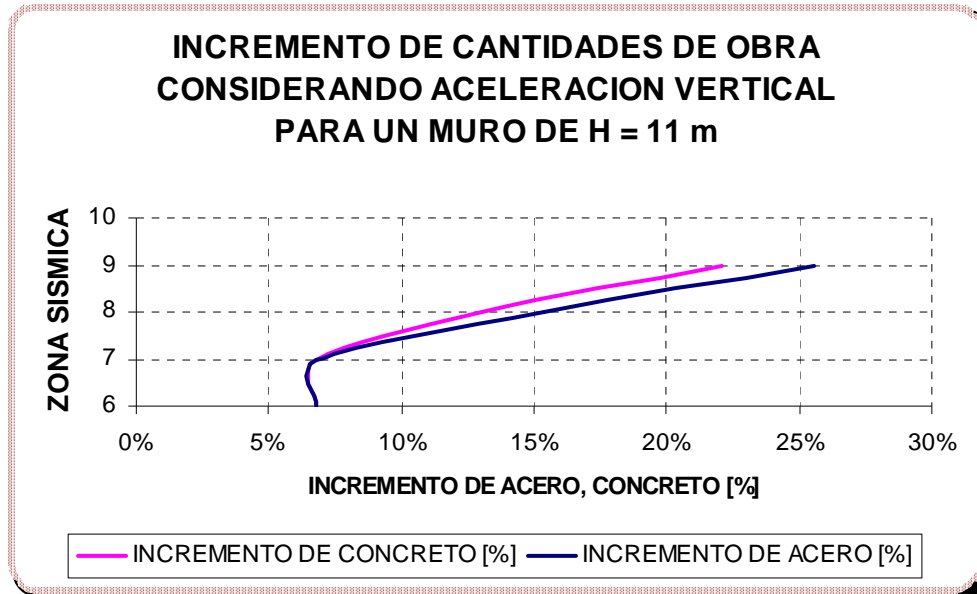
Fuente. Autores del proyecto

Figura 349.



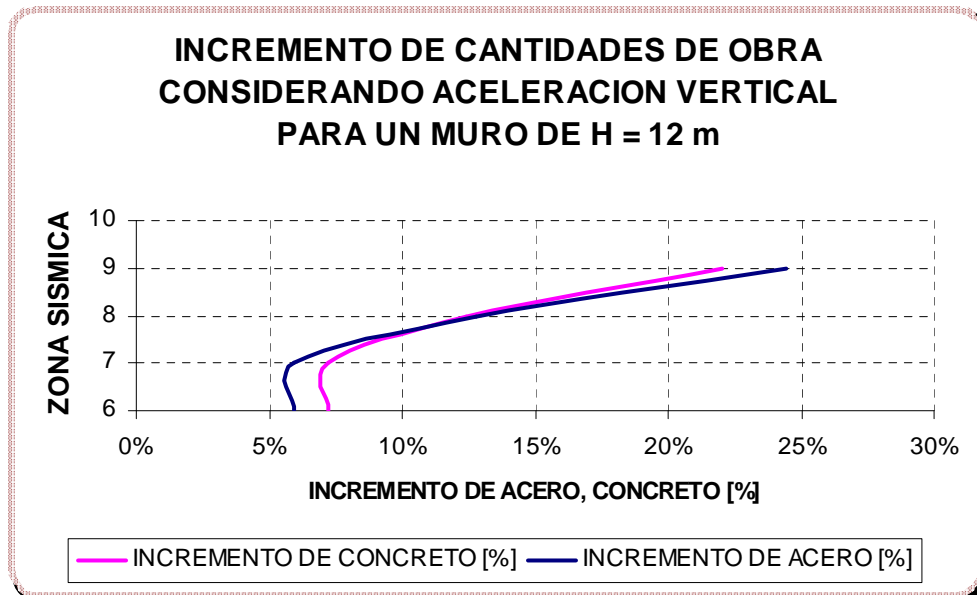
Fuente. Autores del proyecto

Figura 350.



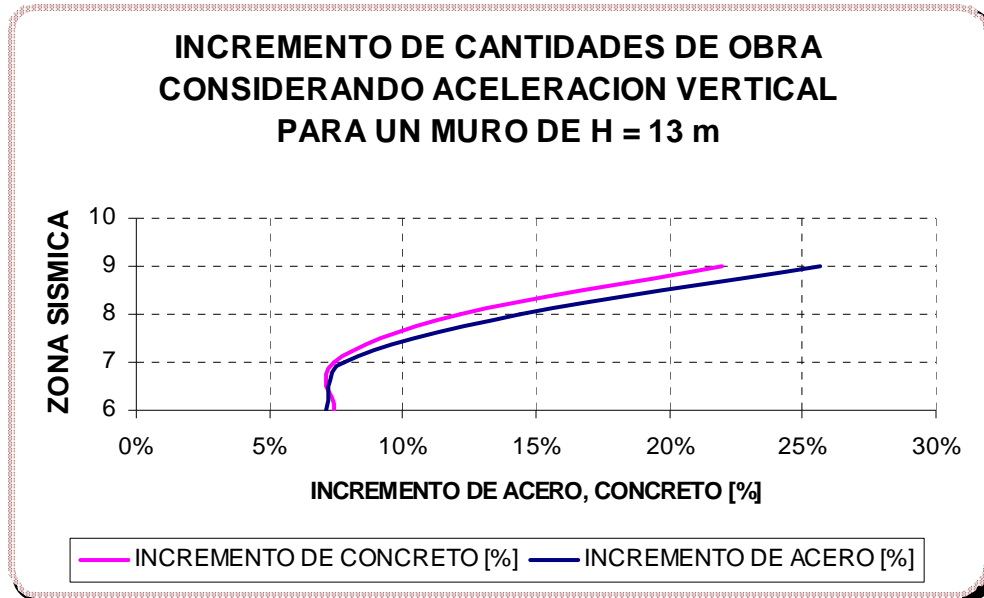
Fuente. Autores del proyecto

Figura 351.



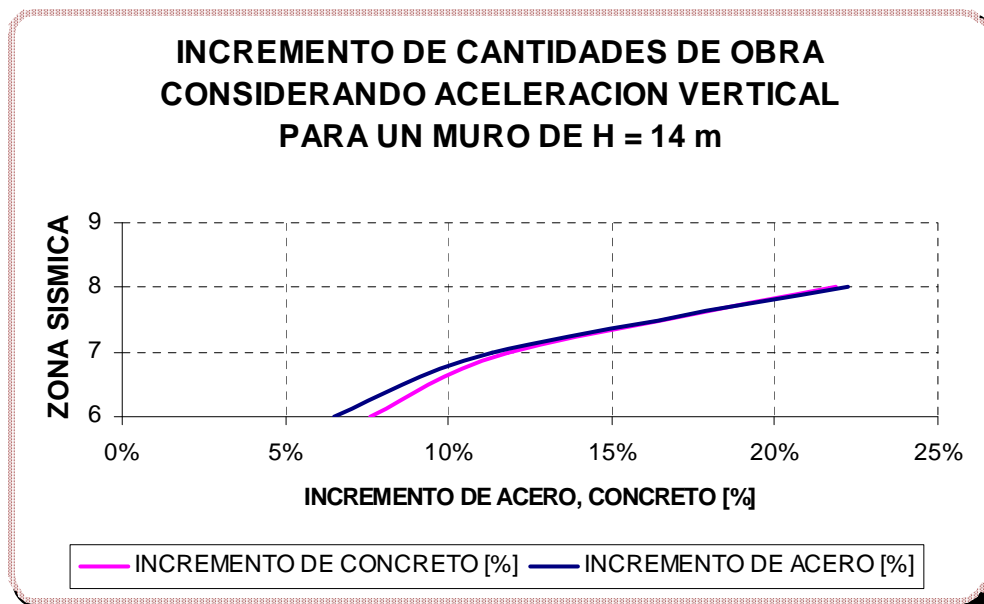
Fuente. Autores del proyecto

Figura 352.



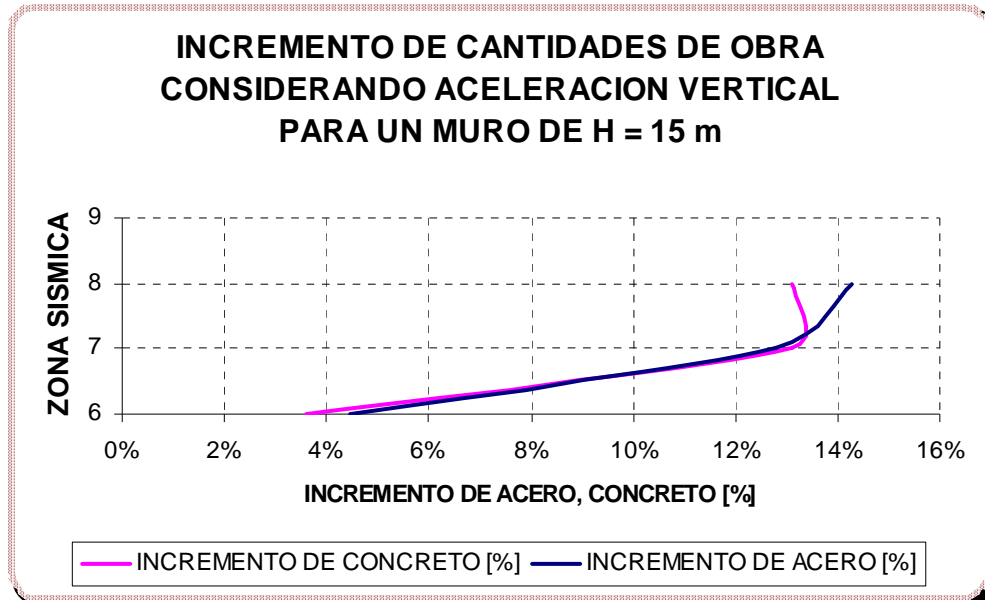
Fuente. Autores del proyecto

Figura 353.



Fuente. Autores del proyecto

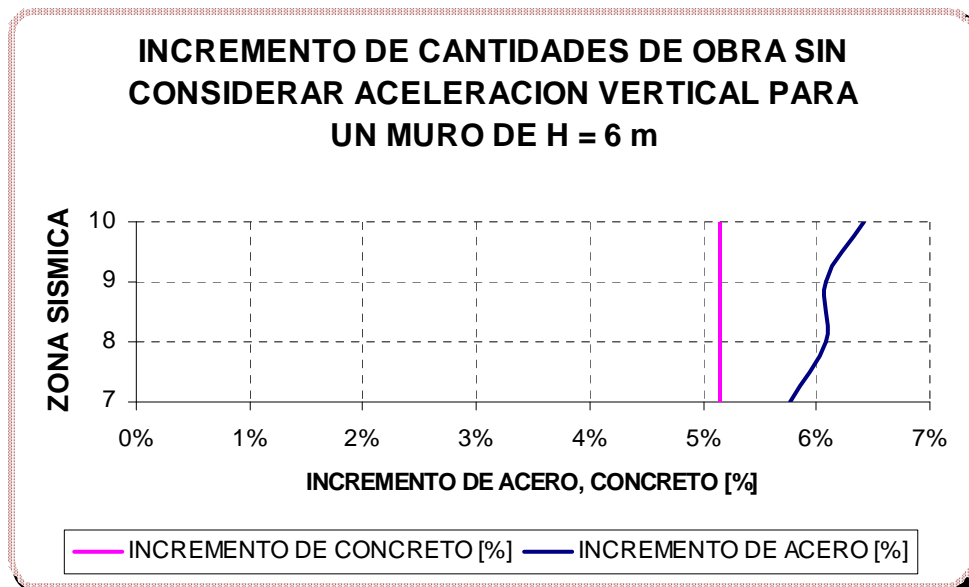
Figura 354.



Fuente. Autores del proyecto

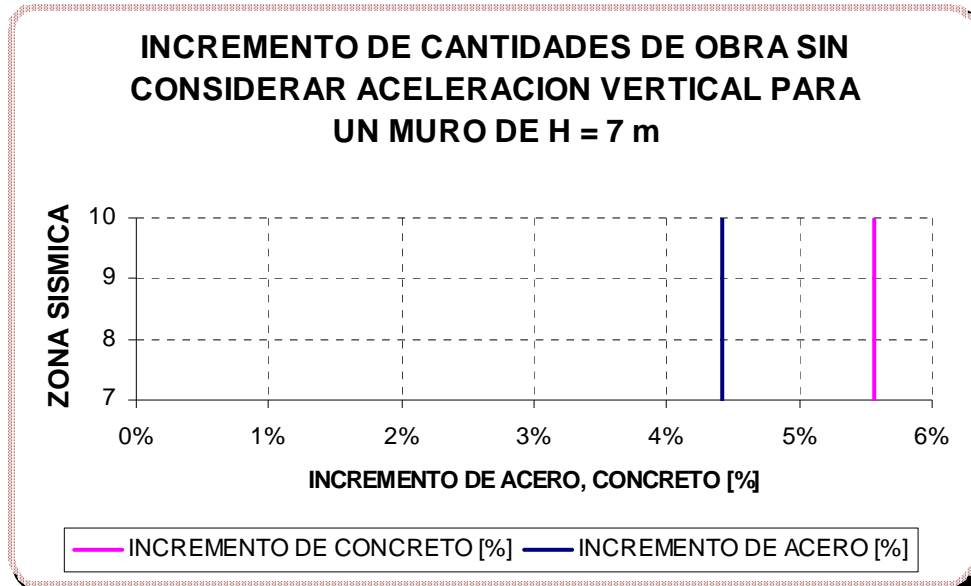
5.18.3 Incremento de cantidades de obra sin considerar la aceleración vertical

Figura 355.



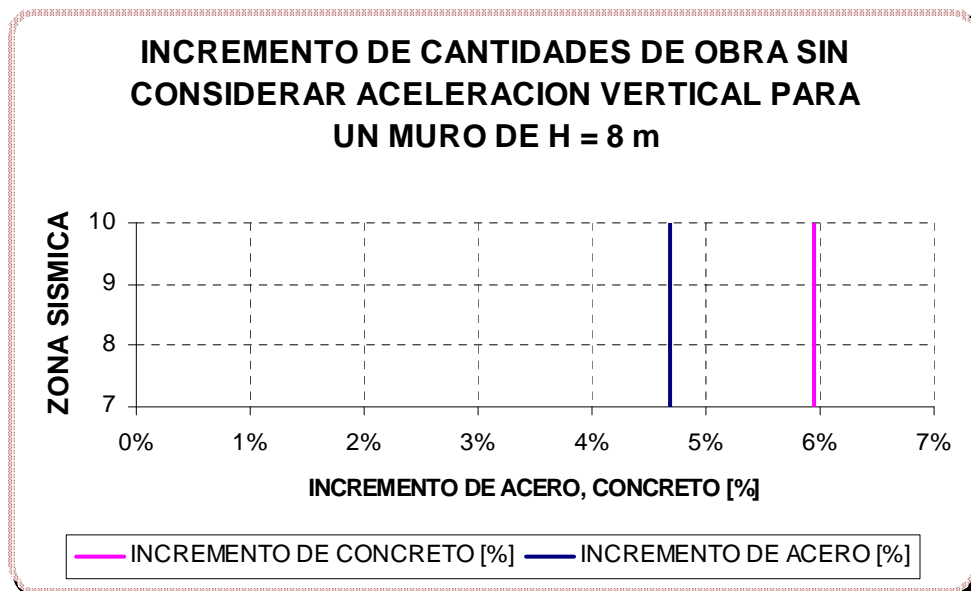
Fuente. Autores del proyecto

Figura 356.



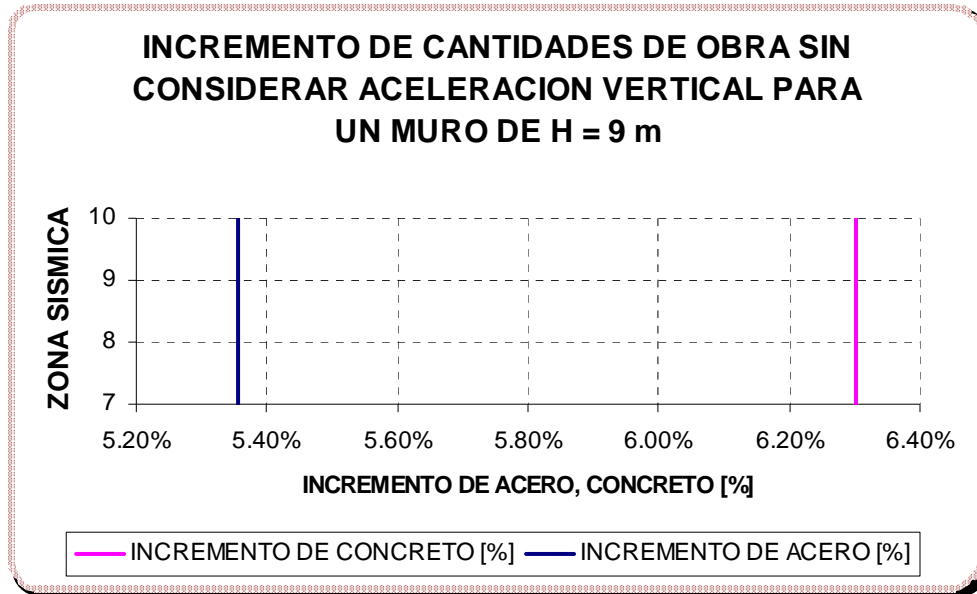
Fuente. Autores del proyecto

Figura 357.



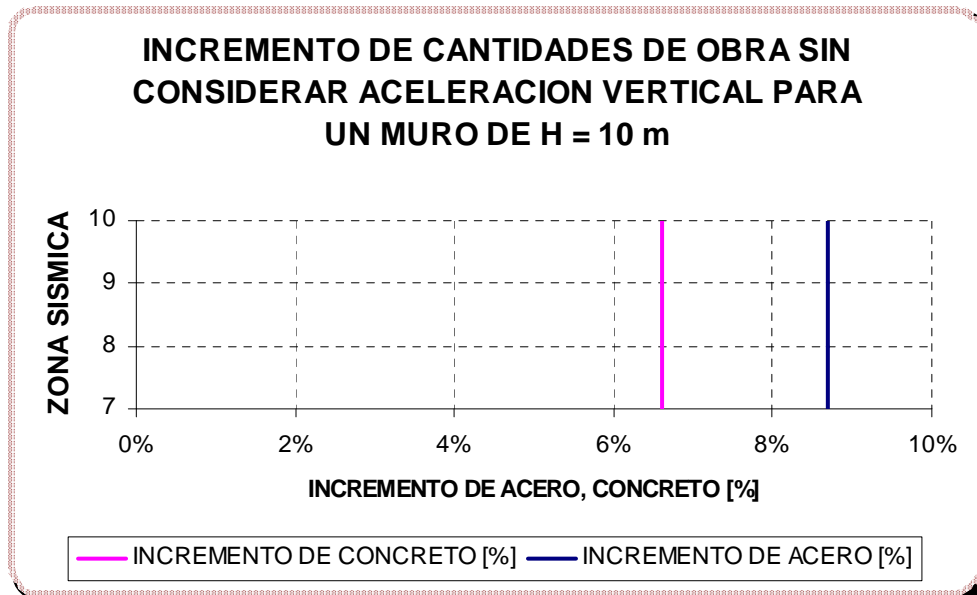
Fuente. Autores del proyecto

Figura 358.



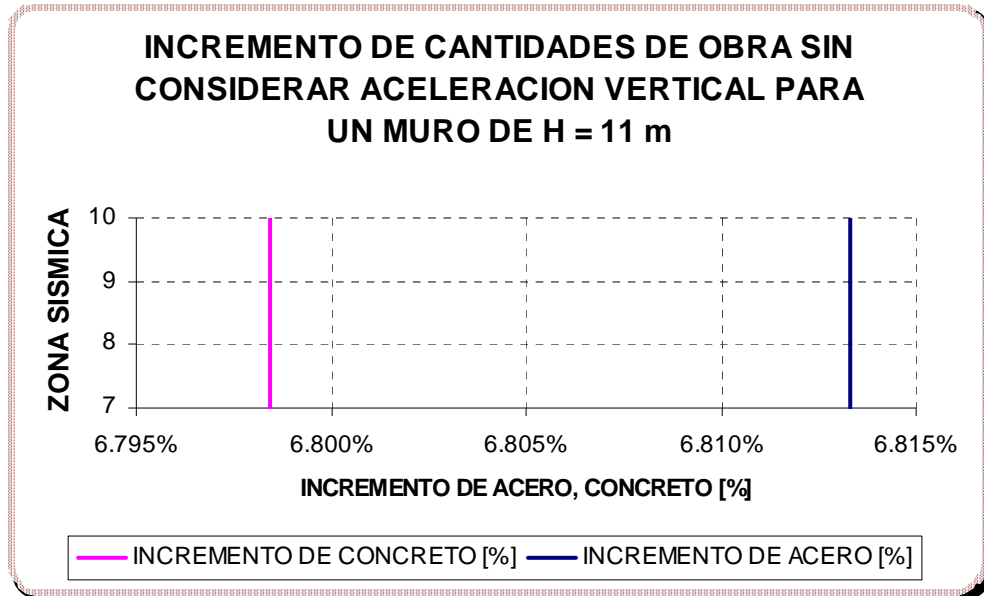
Fuente. Autores del proyecto

Figura 359.



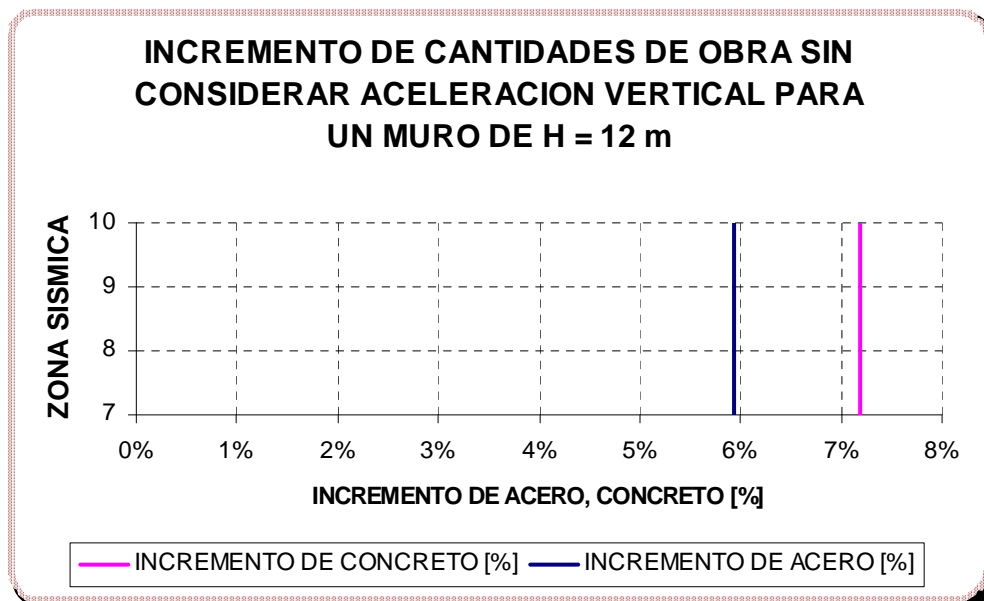
Fuente. Autores del proyecto

Figura 360.



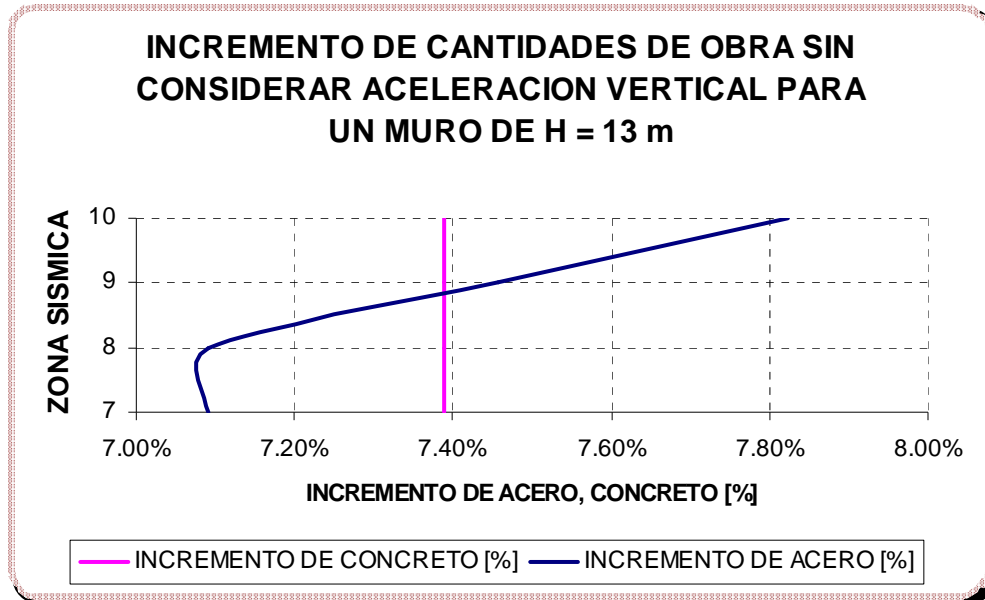
Fuente. Autores del proyecto

Figura 361.



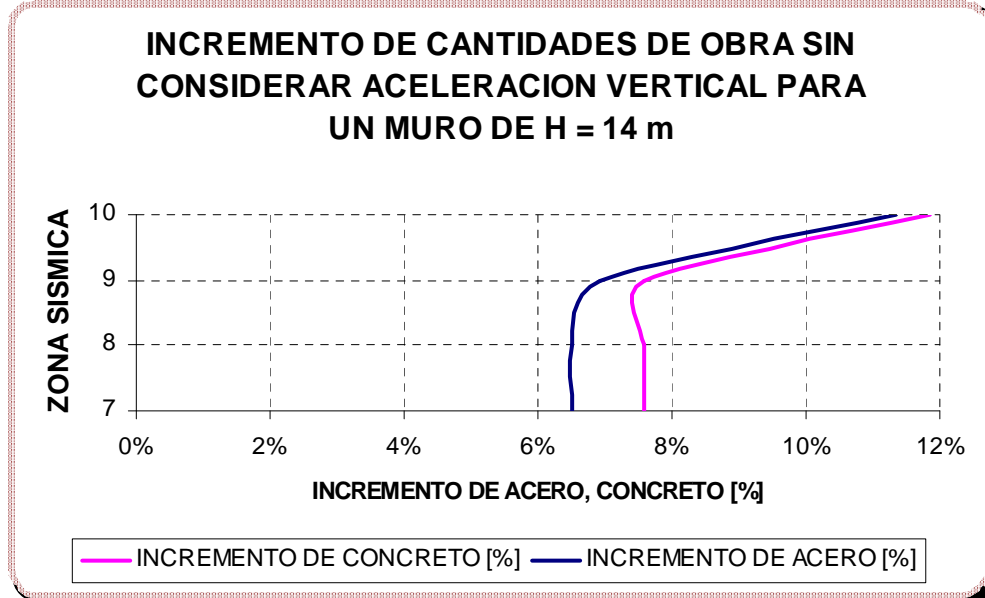
Fuente. Autores del proyecto

Figura 362.



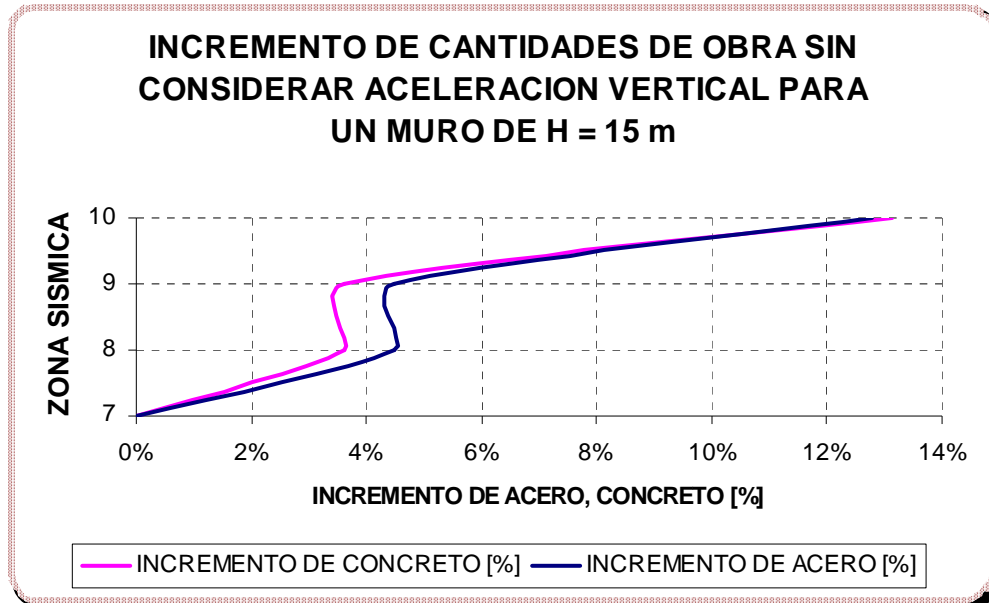
Fuente. Autores del proyecto

Figura 363.



Fuente. Autores del proyecto

Figura 364.



Fuente. Autores del proyecto

5.19 INCIDENCIA DE LA INCLINACION DEL TALUD DEL RELLENO EN EL INCREMENTO DE LAS CANTIDADES DE OBRA

El incremento de empuje activo producido por el sismo varía directamente proporcional con el coeficiente de empuje sísmico K_s , que a su vez se determina en función de los ángulos de fricción interna del suelo, *inclinación del talud de relleno*, fricción suelo – concreto, inclinación de la cara del intradós y el ángulo que conforman las componentes de aceleración pico efectiva horizontal y vertical.

$$k_s = \frac{\frac{\text{sen}^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}(\delta + \theta + \alpha)}}{\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta - \alpha) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}}\right)^2}$$

La fuerza sísmica reducida se calcula en función de las variables mencionadas anteriormente, induciendo mayores solicitudes de estabilidad externa e interna en la estructura de contención al aumentar el ángulo de inclinación del talud de relleno.

Se muestra a continuación los valores tabulados de fuerza sísmica reducida para los siguientes parámetros.

$$\alpha = 90^{\circ}$$

$$\phi = 35^{\circ}$$

$$\delta = \beta$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{a_{CH}}{g}}{1 - \frac{a_{CV}}{g}} \right); \text{ este ángulo se determina en función de la zona sísmica.}$$

Tabla 7. Fuerza sísmica reducida considerando la aceleración pico efectiva vertical

	$\beta = 0^{\circ}$	$\beta = 5^{\circ}$	$\beta = 10^{\circ}$	$\beta = 15^{\circ}$	$\beta = 20^{\circ}$
ZONA SISMICA	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.16
3	0.00	0.00	0.00	0.00	1.38
4	0.00	0.00	0.69	2.31	4.77
5	0.00	1.37	3.16	5.68	10.90
6	2.05	4.03	6.64	11.26	
7	4.93	7.67	12.05		
8	8.78	13.08	24.54		
9	14.28	23.33			
10	23.63				

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 8. Fuerza sísmica reducida sin considerar la aceleración pico efectiva vertical

	$\beta = 0^{\circ}$	$\beta = 5^{\circ}$	$\beta = 10^{\circ}$	$\beta = 15^{\circ}$	$\beta = 20^{\circ}$
ZONA SISMICA	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]	F_s [Ton/m]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54
4	0.00	0.00	0.00	0.87	2.74
5	0.00	0.00	1.00	2.76	5.84
6	0.00	0.98	2.69	5.21	11.47
7	0.83	2.52	4.74	8.64	
8	2.26	4.30	7.32	15.00	
9	3.85	6.40	10.86		
10	5.65	8.99	17.10		

Fuente. Autores del proyecto

- Se presenta a continuación las cantidades de obra para la condición crítica de diseño correspondiente a la zona sísmica número 8 considerando la aceleración pico efectivo vertical más la superposición de las condiciones inherentes de estabilidad que solicitan los siguientes parámetros.

$$W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\beta = 10^\circ$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

Tabla 9. Cantidades de obra y factores de seguridad sin considerar la acción sísmica, muro con talud inclinado

DIMENSIONES DEL MURO (m)								FACTORES DE SEGURIDAD		ACERO DE REFUERZO (Ton/m)	CONCRETO (Ton/m)	RELACION ACERO CONCRETO
H	L	h	h _F	b _w	L _p	b	S	FSD	FSV			
6	3.00	0.50	0.40	0.30	1.00	1.60	3.00	1.84	2.21	0.44	9.94	4.38%
7	3.50	0.58	0.40	0.35	1.17	1.93	3.00	1.79	2.25	0.56	12.79	4.39%
8	4.00	0.67	0.40	0.40	1.33	2.27	3.00	1.76	2.28	0.71	16.10	4.38%
9	4.50	0.75	0.40	0.45	1.50	2.60	3.00	1.74	2.30	0.87	19.88	4.37%
10	5.00	0.83	0.40	0.50	1.67	2.93	3.00	1.73	2.33	1.08	24.17	4.46%
11	5.50	0.92	0.40	0.55	1.83	3.27	3.00	1.72	2.35	1.30	29.03	4.47%
12	6.60	1.00	0.40	0.60	2.20	4.00	2.50	1.87	2.82	1.73	39.07	4.42%
13	7.15	1.08	0.40	0.65	2.38	4.37	2.50	1.87	2.85	1.97	46.28	4.25%
14	8.40	1.17	0.40	0.70	2.80	5.20	2.50	2.01	3.35	2.43	58.26	4.18%
15	9.00	1.25	0.40	0.75	3.00	5.60	2.50	2.01	3.37	2.77	67.92	4.08%

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 10. Cantidades de obra y factores de seguridad considerando la acción sísmica, componente vertical y horizontal, muro con talud inclinado

DIMENSIONES DEL MURO (m)								FACTORES DE SEGURIDAD		ACERO DE REFUERZO (Ton/m)	CONCRETO (Ton/m)
H	L	h	h _F	b _w	L _p	b	S	FSD	FSV		
6	4.00	0.50	0.40	0.30	1.33	2.27	3.00	1.69	2.30	0.52	11.58
7	4.67	0.58	0.40	0.35	1.56	2.71	3.00	1.65	2.32	0.69	15.13
8	5.33	0.67	0.40	0.40	1.78	3.15	3.00	1.62	2.33	0.87	19.26
9	6.00	0.90	0.40	0.45	2.00	3.60	3.00	1.63	2.36	1.12	25.98
10	6.67	1.00	0.50	0.50	2.22	3.95	3.00	1.63	2.37	1.54	33.92
11	7.33	1.10	0.50	0.55	2.44	4.39	3.00	1.62	2.38	1.88	40.79
12											
13											
14											
15											

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 11. Porcentaje de incremento de las cantidades de obra, muro con talud inclinado

H	INCREMENTO DE CONCRETO [%]	INCREMENTO DE ACERO [%]
6	16.53%	19.82%
7	18.28%	22.61%
8	19.63%	23.64%
9	30.70%	29.00%
10	40.32%	42.72%
11	40.50%	45.01%
12		
13		
14		
15		

Fuente. Autores del proyecto

- De manera análoga se presenta las cantidades de obra para la condición crítica de diseño correspondiente a la zona sísmica número 8 considerando la aceleración pico efectivo vertical más la superposición de las condiciones inherentes de estabilidad que solicitan los siguientes parámetros, para un muro con talud horizontal.

$$W_s = 1 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Adm} = 30 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$$

$$h_w = 1/3H \text{ [m]}$$

$$\beta = 0^0$$

$$\phi = 35^0$$

$$\alpha = 90^0$$

$$\gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 21 \text{ [Mpa]}$$

$$f_y = 420 \text{ [Mpa]}$$

$$h_p = 1 \text{ [m]}$$

Tabla 12. Porcentaje de incremento de las cantidades de obra, muro con talud horizontal

H	INCREMENTO DE CONCRETO [%]	INCREMENTO DE ACERO [%]
6	9.90%	8.38%
7	10.96%	12.38%
8	11.81%	11.73%
9	12.63%	15.64%
10	13.36%	14.80%
11	13.91%	16.82%
12	14.89%	17.79%
13	20.00%	20.48%
14		
15		

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 13. Cantidades de obra y factores de seguridad sin considerar la acción sísmica, muro con talud horizontal

DIMENSIONES DEL MURO (m)								FACTORES DE SEGURIDAD		ACERO DE REFUERZO (Ton/m)	CONCRETO (Ton/m)	RELACION ACERO CONCRETO
H	L	h	h _F	b _w	L _p	b	S	FSD	FSV			
6	3.00	0.50	0.40	0.30	1.00	1.60	3.00	1.88	2.22	0.44	9.94	4.38%
7	3.50	0.58	0.40	0.35	1.17	1.93	3.00	1.82	2.26	0.56	12.79	4.39%
8	4.00	0.67	0.40	0.40	1.33	2.27	3.00	1.79	2.30	0.71	16.10	4.38%
9	4.50	0.75	0.40	0.45	1.50	2.60	3.00	1.76	2.33	0.86	19.88	4.34%
10	5.00	0.83	0.40	0.50	1.67	2.93	3.00	1.75	2.36	1.07	24.17	4.43%
11	5.50	0.92	0.40	0.55	1.83	3.27	3.00	1.74	2.38	1.28	29.03	4.41%
12	6.00	1.00	0.40	0.60	2.00	3.60	2.50	1.74	2.42	1.60	36.36	4.39%
13	7.15	1.08	0.40	0.65	2.38	4.37	2.50	1.90	2.95	1.97	46.28	4.25%
14	7.70	1.17	0.40	0.70	2.57	4.73	2.50	1.90	2.97	2.26	54.28	4.16%
15	9.00	1.25	0.40	0.75	3.00	5.60	2.50	2.06	3.55	2.77	67.92	4.08%

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 14. Cantidades de obra y factores de seguridad considerando la acción sísmica, componente vertical y horizontal, muro con talud horizontal

DIMENSIONES DEL MURO (m)								FACTORES DE SEGURIDAD		ACERO DE REFUERZO (Ton/m)	CONCRETO (Ton/m)	RELACION ACERO CONCRETO
H	L	h	h _F	b _w	L _p	b	S	FSD	FSV			
6	3.60	0.50	0.40	0.30	1.20	2.00	3.00	1.91	2.51	0.47	10.92	4.32%
7	4.20	0.58	0.40	0.35	1.40	2.40	3.00	1.86	2.54	0.63	14.20	4.45%
8	4.80	0.67	0.40	0.40	1.60	2.80	3.00	1.83	2.57	0.79	18.01	4.38%
9	5.40	0.75	0.40	0.45	1.80	3.20	3.00	1.81	2.60	1.00	22.39	4.46%
10	6.00	0.83	0.40	0.50	2.00	3.60	3.00	1.79	2.62	1.23	27.40	4.49%
11	6.60	0.92	0.40	0.55	2.20	4.00	3.00	1.78	2.64	1.50	33.07	4.53%
12	7.20	1.00	0.40	0.60	2.40	4.40	2.50	1.78	2.67	1.88	41.78	4.50%
13	7.80	1.30	0.50	0.65	2.60	4.70	2.50	1.81	2.71	2.37	55.53	4.27%
14												
15												

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 15. Variación de cantidades de obra de un muro con talud inclinado respecto a uno con talud horizontal sin tener en cuenta el efecto sísmico

VARIACION %		
H	ACERO DE REFUERZO	CONCRETO
6	1.04%	0.0%
7	0%	0.0%
8	0.60%	0.0%
9	0.83%	0.0%
10	0.82%	0.0%
11	1.43%	0.0%
12	8.33%	7.4%
13	0.16%	0.0%
14	7.72%	7.3%
15	0.0%	0.0%

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 16. Variación de cantidades de obra de un muro con talud inclinado respecto a uno con talud horizontal teniendo en cuenta el efecto sísmico

VARIACION %		
H	ACERO DE REFUERZO	CONCRETO
6	10.18%	6.04%
7	9.30%	6.58%
8	10.33%	6.97%
9	12.25%	16.02%
10	25.22%	23.80%
11	25.56%	23.33%

Fuente. Autores del proyecto

5.20 INCREMENTOS MAXIMOS DE LAS CANTIDADES DE OBRA

Los incrementos máximos se determinan de acuerdo a los parámetros de diseño definidos en cada una de los nomogramas desarrollados en el presente estudio.

En las tablas 17 y 18 se compacta la información obtenida de la serie de diseños efectuados con la herramienta MURCON (versión 1.0). En aras de convenir la terminología expuesta en dichas tablas se establece que el incremento porcentual de la cantidad de concreto y acero se designa con la abreviatura %C y %A respectivamente.

Tabla 17. Máximos incrementos de cantidades de obra para los nomogramas de diseño comprendidos entre el primero y noveno

VALORES MAXIMOS DE INCREMENTO EN LOS NOMOGRAMAS DE DISEÑO																		
	1		2		3		4		5		6		7		8		9	
H	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A
6	16.53%	20.24%	11.03%	15.38%	11.03%	15.11%	16.53%	18.86%	11.03%	14.54%	11.03%	15.29%	18.00%	15.88%	11.98%	12.20%	11.98%	12.20%
7	18.28%	21.35%	12.10%	16.26%	6.60%	8.90%	18.28%	21.48%	12.10%	13.44%	6.60%	7.78%	19.74%	18.25%	13.02%	11.81%	13.02%	11.81%
8	13.00%	14.56%	13.00%	14.50%	6.99%	8.53%	13.00%	14.56%	6.99%	9.65%	6.99%	8.51%	21.07%	18.87%	13.86%	12.38%	13.86%	12.38%
9	13.86%	14.92%	7.48%	6.93%	0.00%	0.00%	13.86%	15.67%	7.48%	8.45%	0.00%	1.43%	22.39%	24.24%	14.68%	16.24%	14.68%	16.24%
10	7.90%	13.52%	7.90%	12.79%	0.00%	0.00%	7.90%	12.79%	0.00%	1.21%	0.00%	0.60%	23.46%	29.19%	15.39%	21.48%	15.39%	21.48%
11	8.14%	12.35%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.06%	0.00%	0.00%			15.86%	16.77%	15.86%	18.88%	8.48%	10.75%
12	0.00%	1.00%	0.00%	0.00%			0.00%	1.44%	0.00%	0.00%			18.33%	18.28%	8.94%	11.19%	8.94%	11.19%
13	0.00%	0.95%					0.00%	0.00%					9.17%	11.41%	9.17%	8.35%	0.00%	0.00%
14	0.00%	0.00%											9.32%	8.79%	0.00%	0.56%	0.00%	0.00%
15													0.00%	0.00%	0.00%	0.00%		

Fuente. Autores del proyecto

Tabla 18. Máximos incrementos de cantidades de obra para los nomogramas de diseño comprendidos entre el décimo y decimoctavo.

VALORES MAXIMOS DE INCREMENTO EN LOS NOMOGRAMAS DE DISEÑO																		
	10		11		12		13		14		15		16		17		18	
H	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A	%C	%A
6	18.00%	15.49%	11.98%	12.52%	11.98%	11.48%	16.53%	18.71%	11.03%	15.38%	11.03%	15.11%	18.00%	15.49%	11.98%	12.52%	10.09%	10.19%
7	19.74%	18.25%	13.02%	11.81%	13.02%	11.81%	18.28%	21.32%	12.10%	16.26%	12.10%	16.07%	19.74%	18.25%	13.02%	11.81%	10.68%	9.89%
8	21.07%	18.87%	13.86%	12.38%	13.86%	12.38%	19.63%	21.82%	19.63%	22.38%	21.85%	17.58%	21.07%	18.87%	13.86%	12.38%	11.09%	10.10%
9	22.39%	24.24%	14.68%	16.93%	14.68%	16.24%	21.05%	25.38%	30.70%	28.86%	22.94%	18.85%	22.39%	24.24%	14.68%	16.93%	19.27%	22.30%
10	30.89%	39.42%	15.39%	22.09%	14.75%	20.60%	32.13%	33.50%	32.13%	31.71%	23.81%	25.92%	30.89%	39.42%	22.33%	31.09%	18.86%	24.70%
11	6.80%	7.39%	14.34%	18.15%	14.34%	17.56%	33.07%	33.95%	33.07%	33.75%	31.41%	35.10%	31.11%	39.50%	22.12%	26.25%	22.12%	25.57%
12	16.77%	18.28%	8.94%	11.62%	0.00%	0.00%	40.31%	46.75%	40.31%	47.45%	30.59%	37.39%	31.45%	39.14%	22.01%	25.42%	22.01%	24.40%
13	13.58%	17.32%	0.00%	3.55%	0.00%	0.00%	40.54%	49.07%	40.54%	47.63%	23.60%	25.32%	21.07%	26.25%	21.97%	25.64%	21.97%	25.64%
14	9.32%	9.05%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	40.44%	46.22%	29.01%	29.31%	29.01%	27.37%	31.77%	34.72%	11.86%	11.73%	21.89%	22.24%
15	0.00%	0.00%	0.00%	0.30%			28.84%	29.84%	28.84%	29.76%	21.85%	26.95%	11.55%	12.91%	21.78%	20.45%	13.12%	14.26%

Fuente. Autores del proyecto

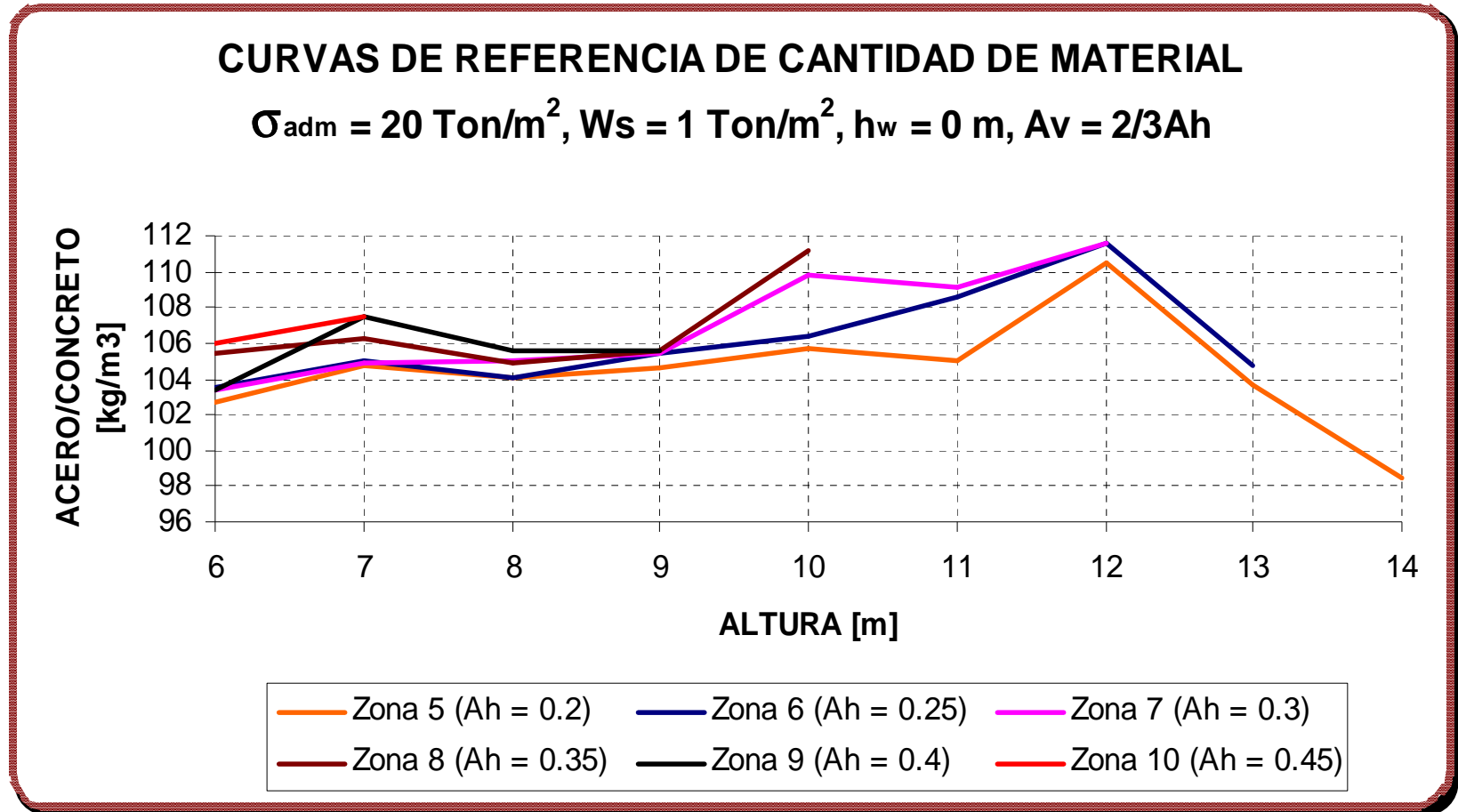
6. CURVAS DE REFERENCIA DE CANTIDAD DE MATERIAL

Las curvas de referencia presentan la variación de la relación de las cantidades de acero – concreto respecto a la altura total de la estructura de contención y la zona sísmica que representa la acción del movimiento del suelo considerando las aceleraciones pico efectivo horizontal y vertical actuando sobre la masa del material de relleno hasta alcanzar el estado limite de falla activa.

Cada grupo de curvas de referencia se caracteriza por los parámetros particulares considerados en el diseño. Los parámetros adicionales se definen a continuación.

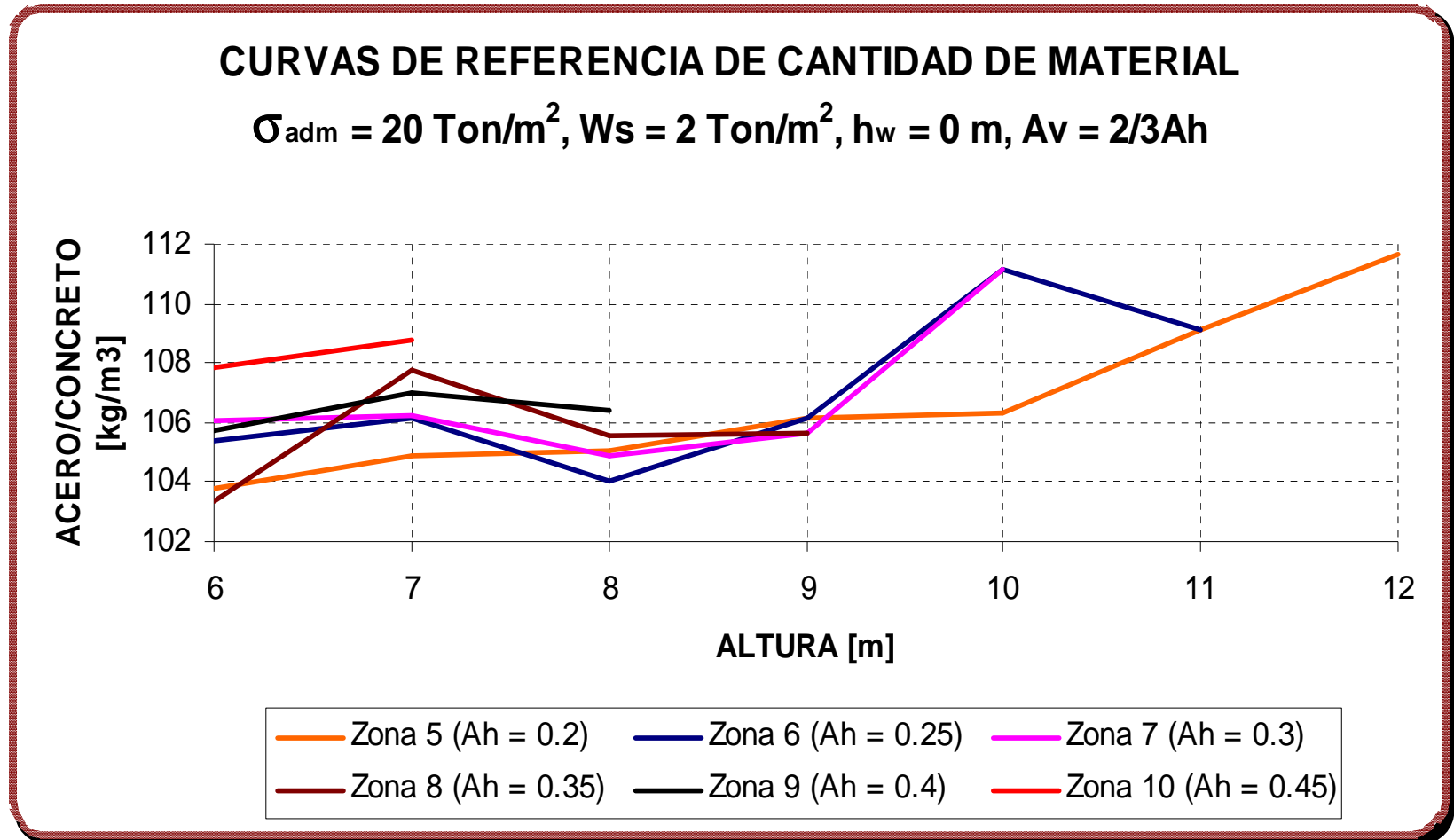
$$\begin{array}{llll} \beta = 0^{\circ} & \phi = 35^{\circ} & \gamma_s = 1.7 \text{ [Ton/m}^3\text{]} & \gamma_{SAT} = 1.9 \text{ [Ton/m}^3\text{]} \\ h_p = 1 \text{ [m]} & & & \gamma_c = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]} \\ f'_c = 21 \text{ [Mpa]} & & f_y = 420 \text{ [Mpa]} & \end{array}$$

Figura 365. . Primer grupo de curvas de referencia de cantidad de material



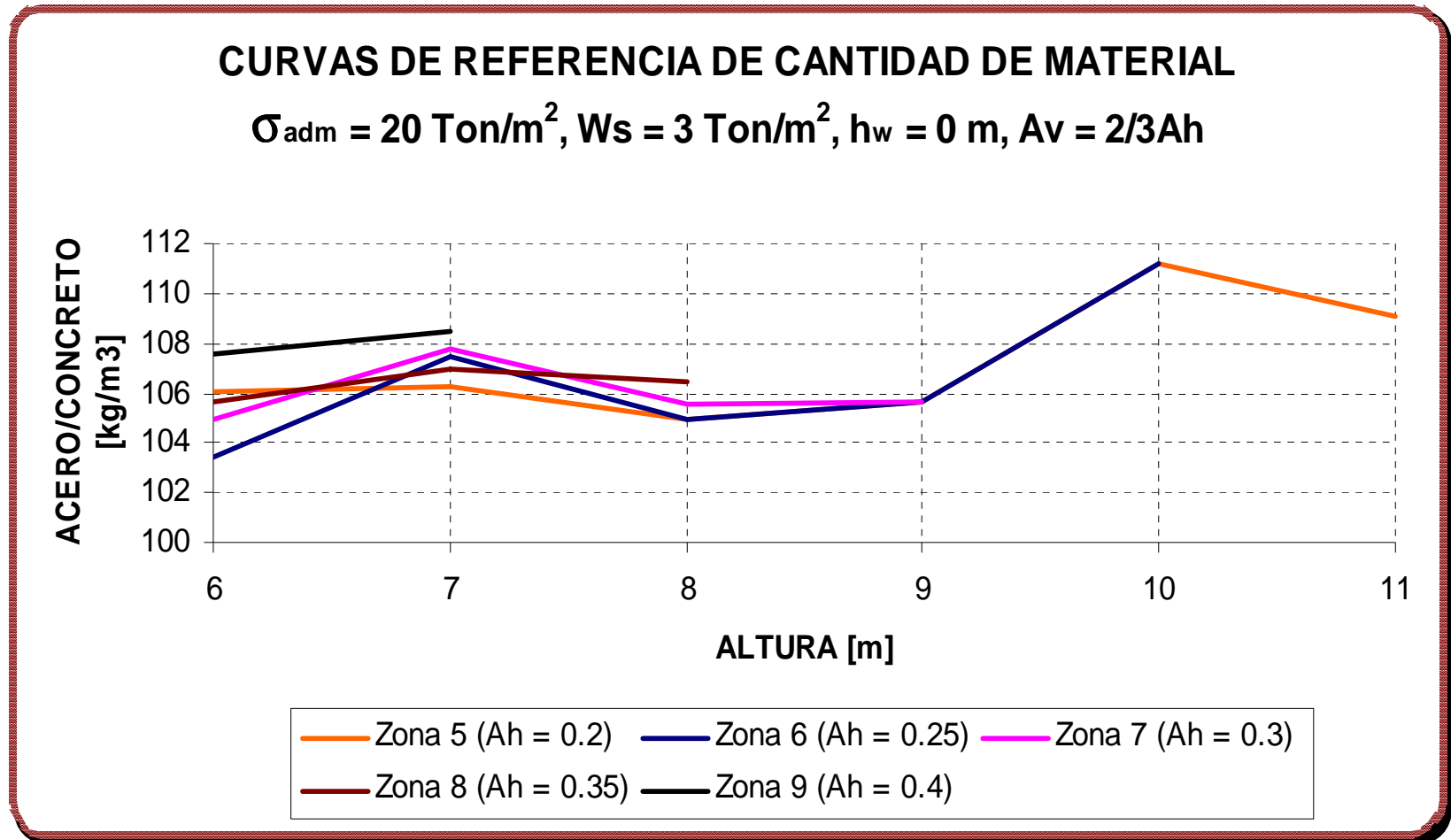
Fuente. Autores del proyecto

Figura 366. Segundo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



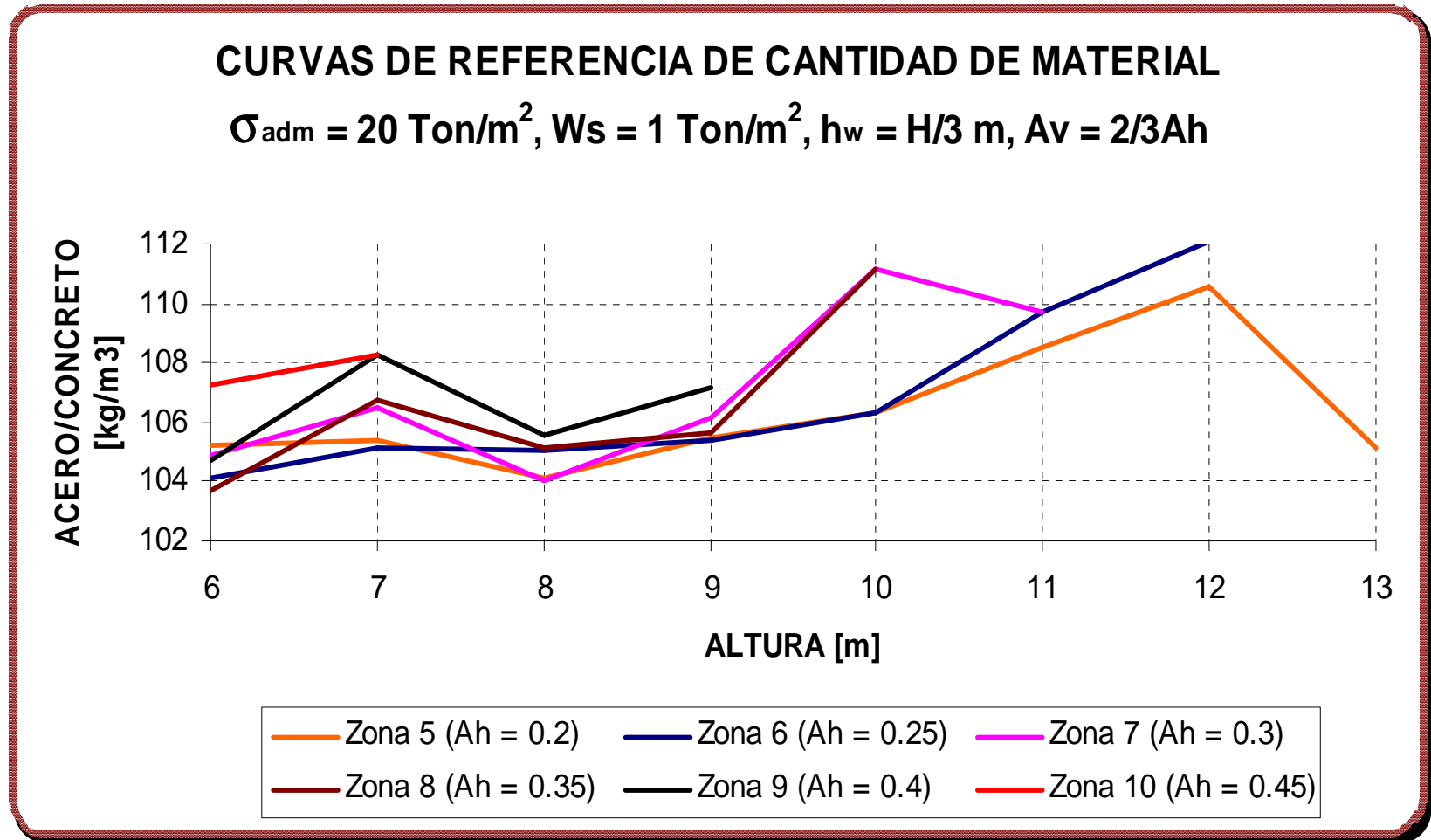
Fuente. Autores del proyecto

Figura 367. Tercer grupo de curvas de referencia de cantidad de material



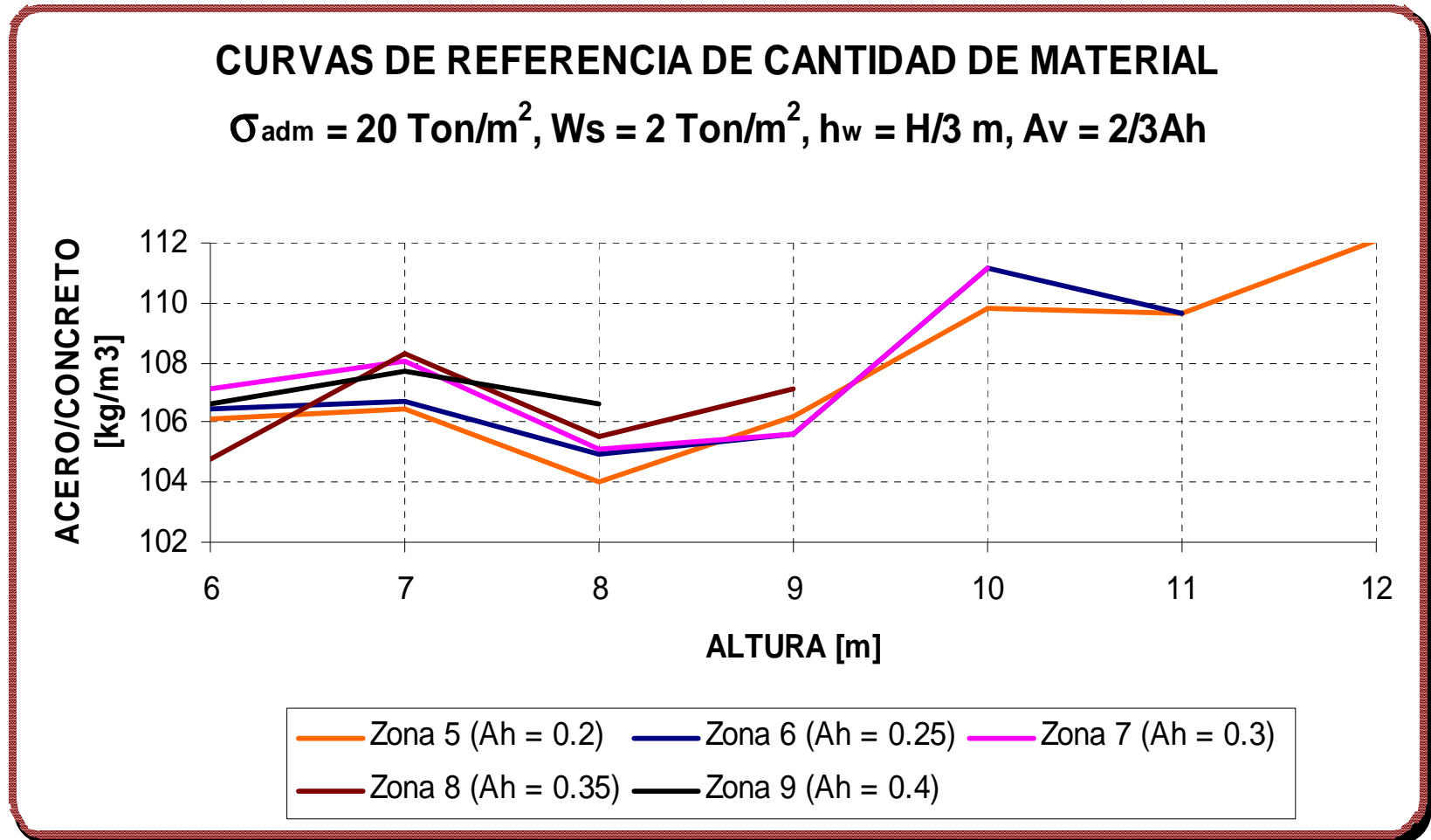
Fuente. Autores del proyecto

Figura 368. Cuarto grupo de curvas de referencia de cantidad de material



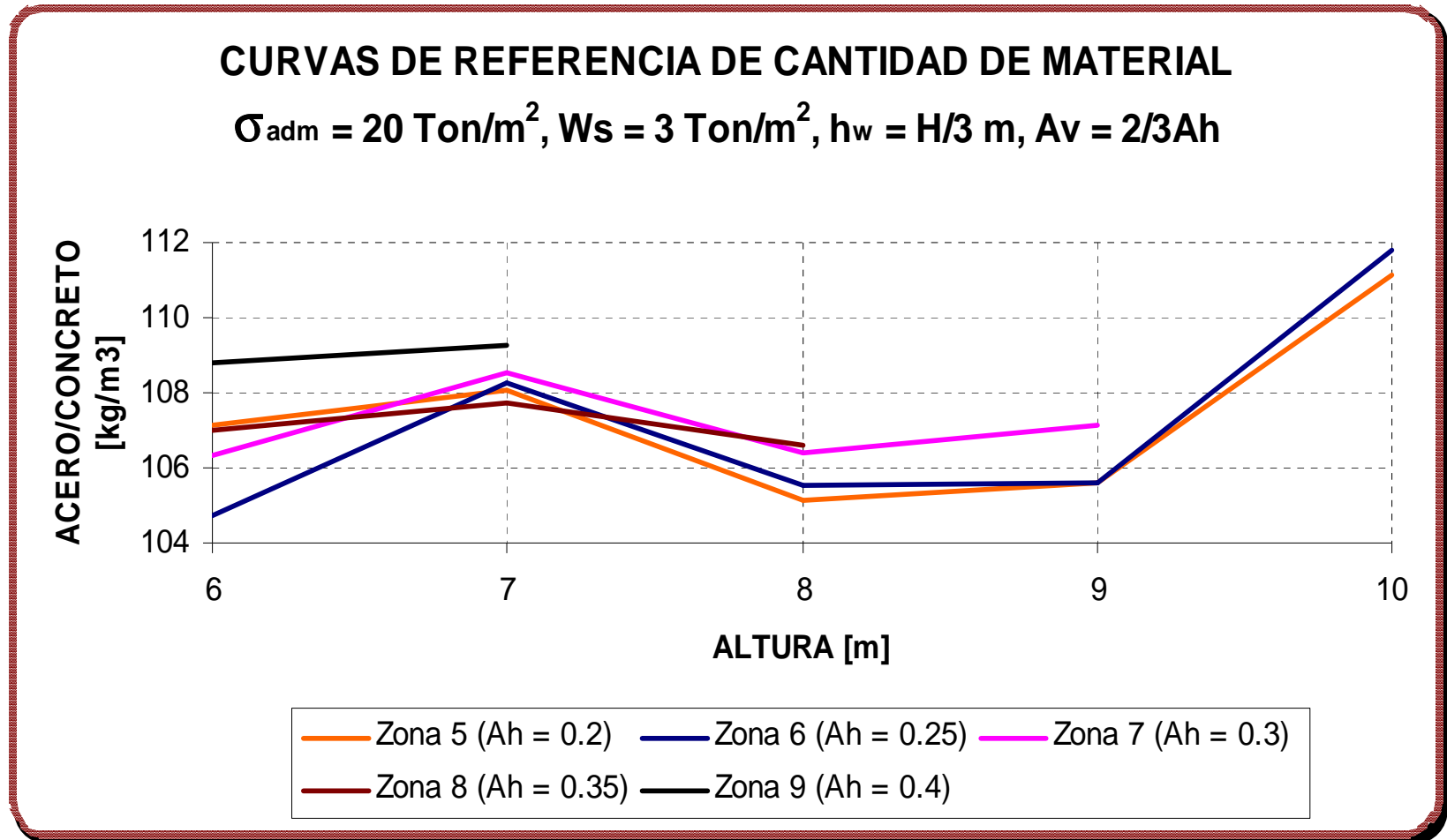
Fuente. Autores del proyecto

Figura 369. Quinto grupo de curvas de referencia de cantidad de material



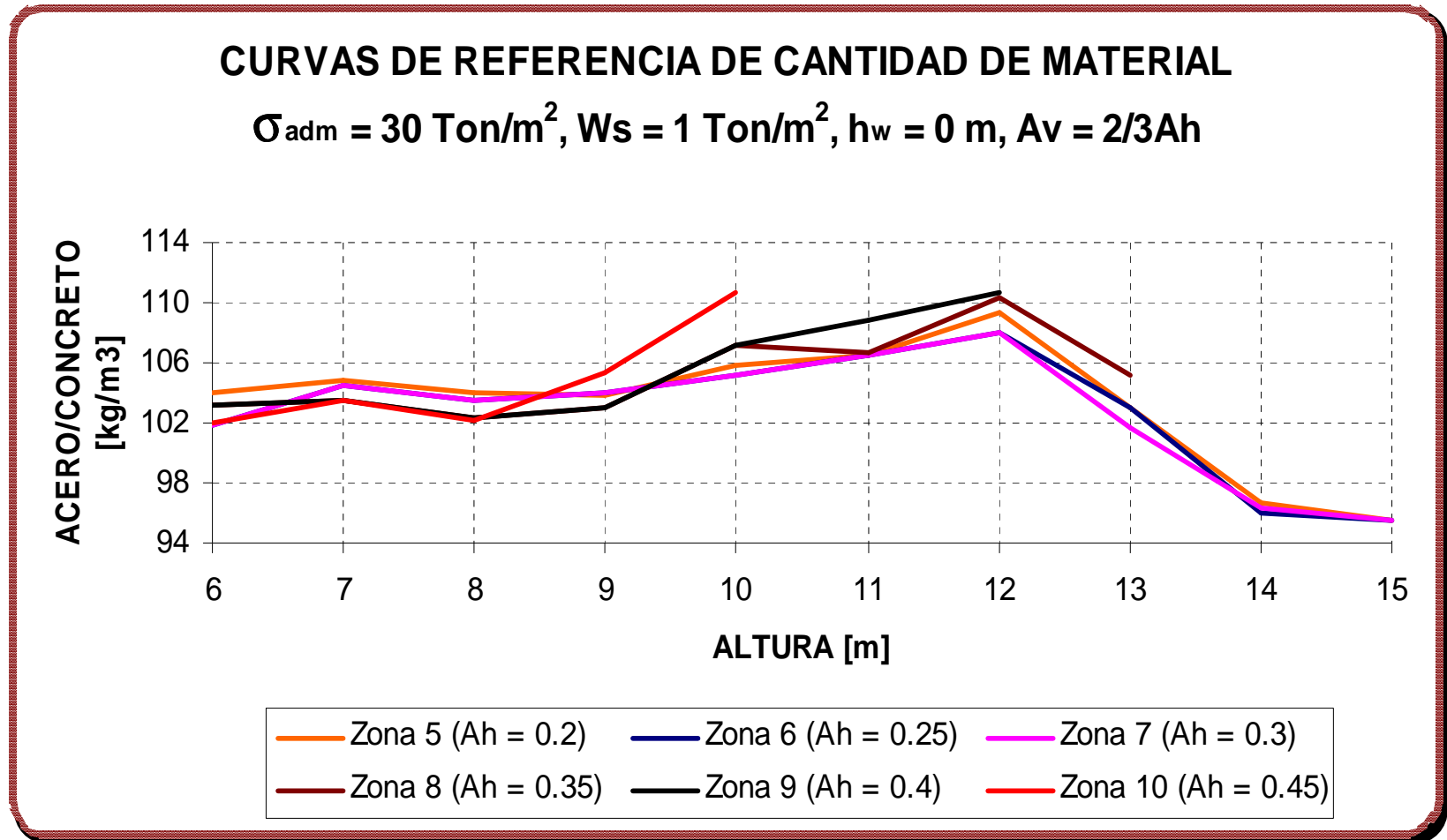
Fuente. Autores del proyecto

Figura 370. Sexto grupo de curvas de referencia de cantidad de material



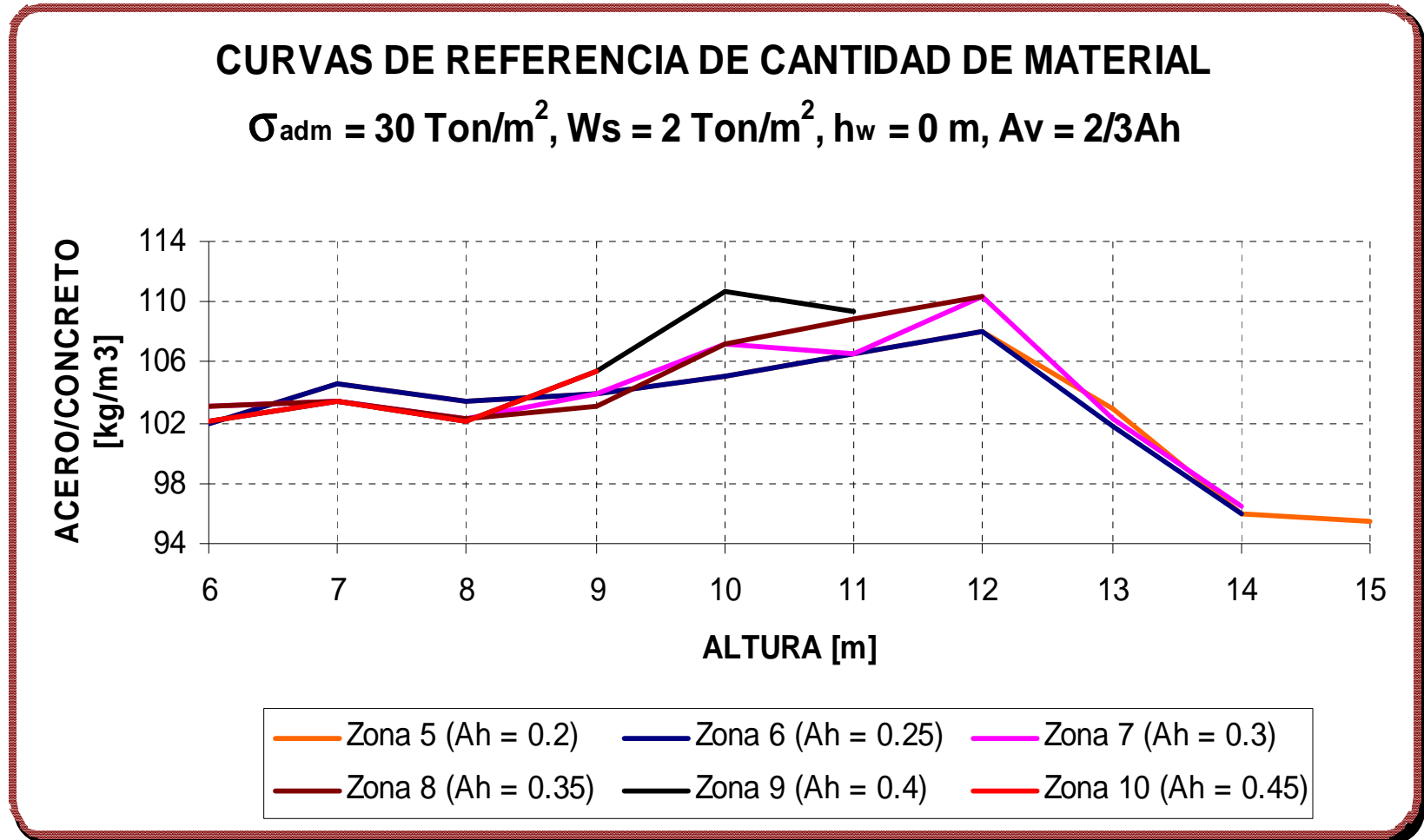
Fuente. Autores del proyecto

Figura 371. Séptimo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



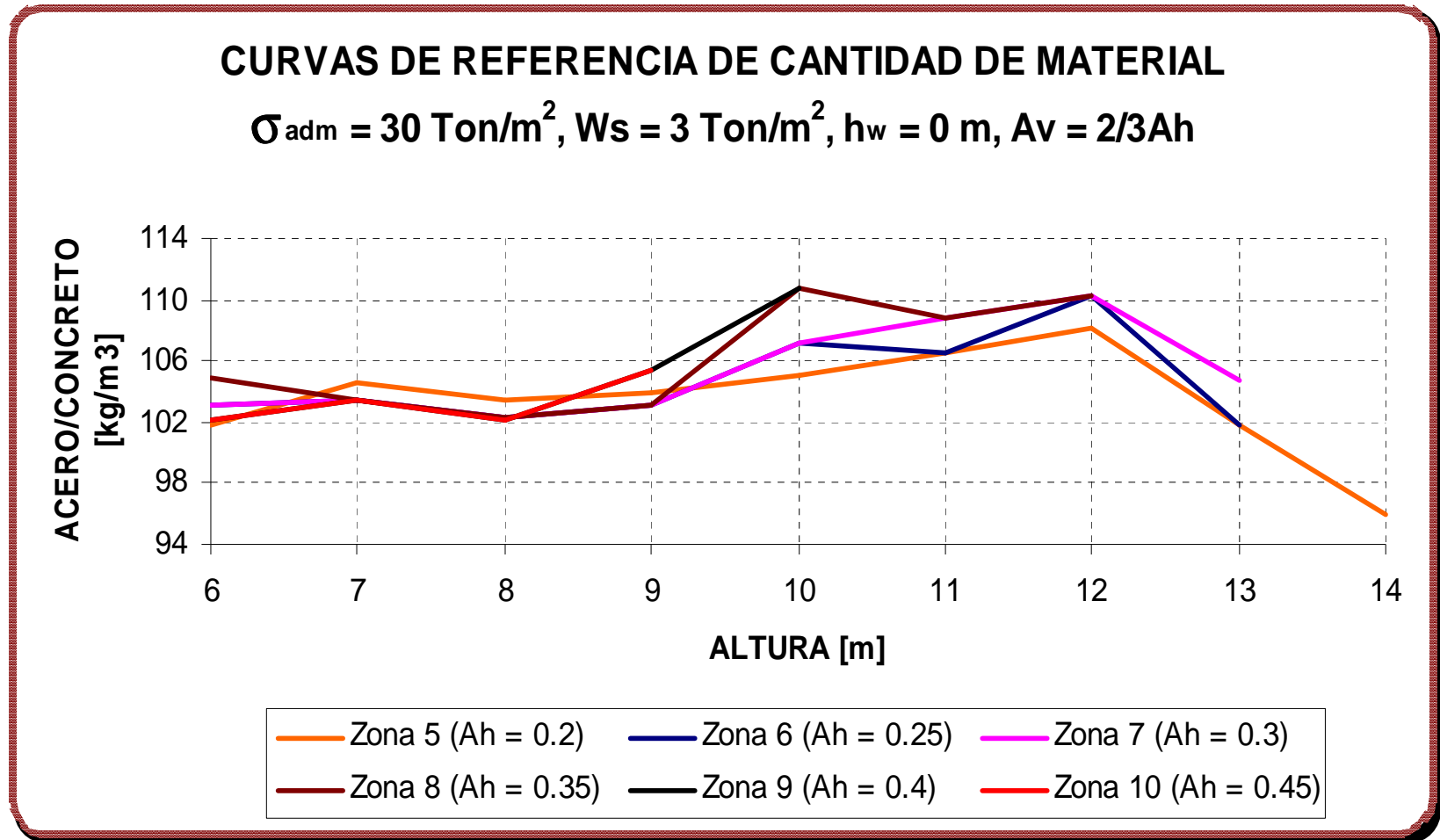
Fuente. Autores del proyecto

Figura 372. Octavo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



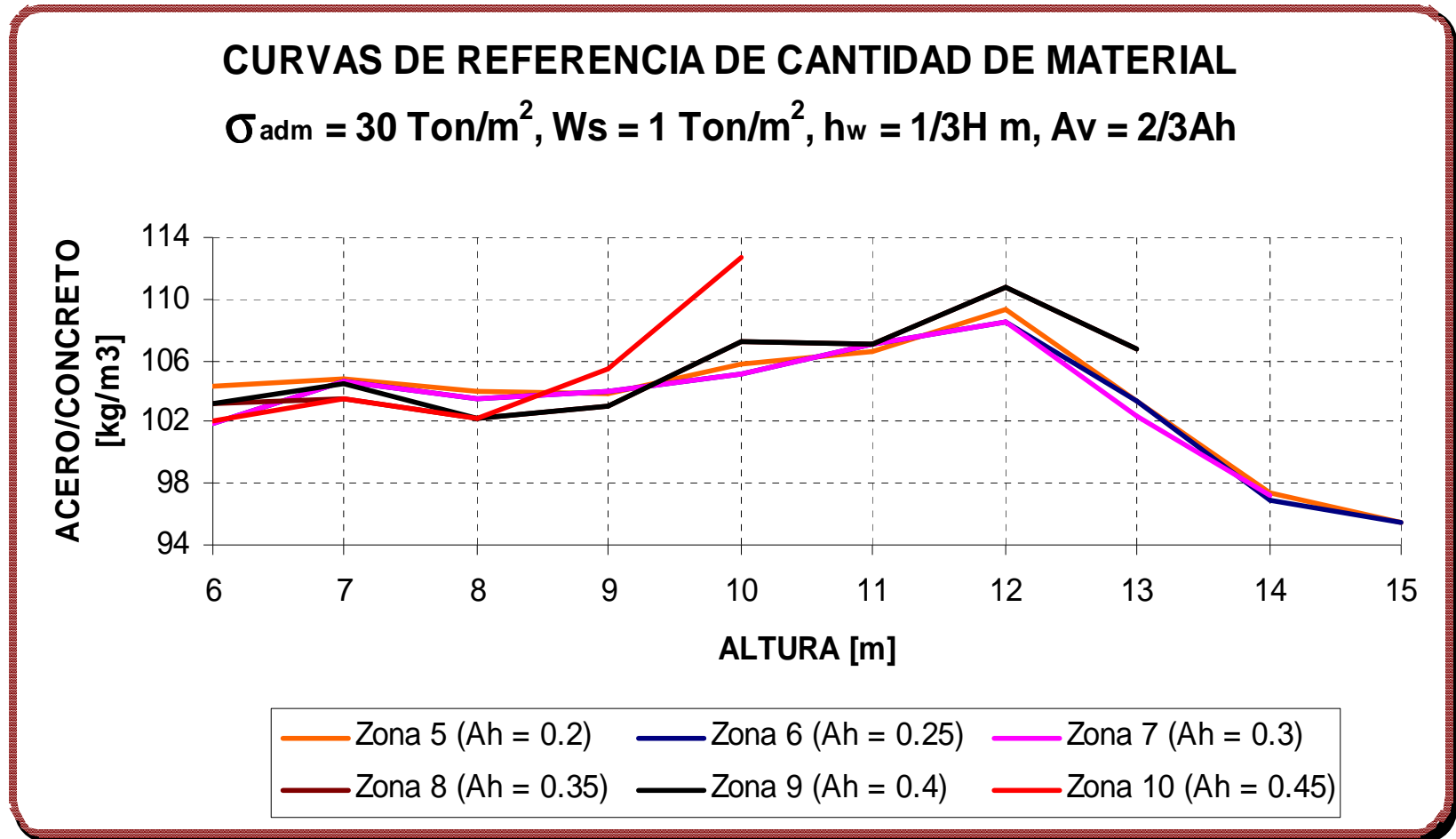
Fuente. Autores del proyecto

Figura 373. Noveno grupo de curvas de referencia de cantidad de material



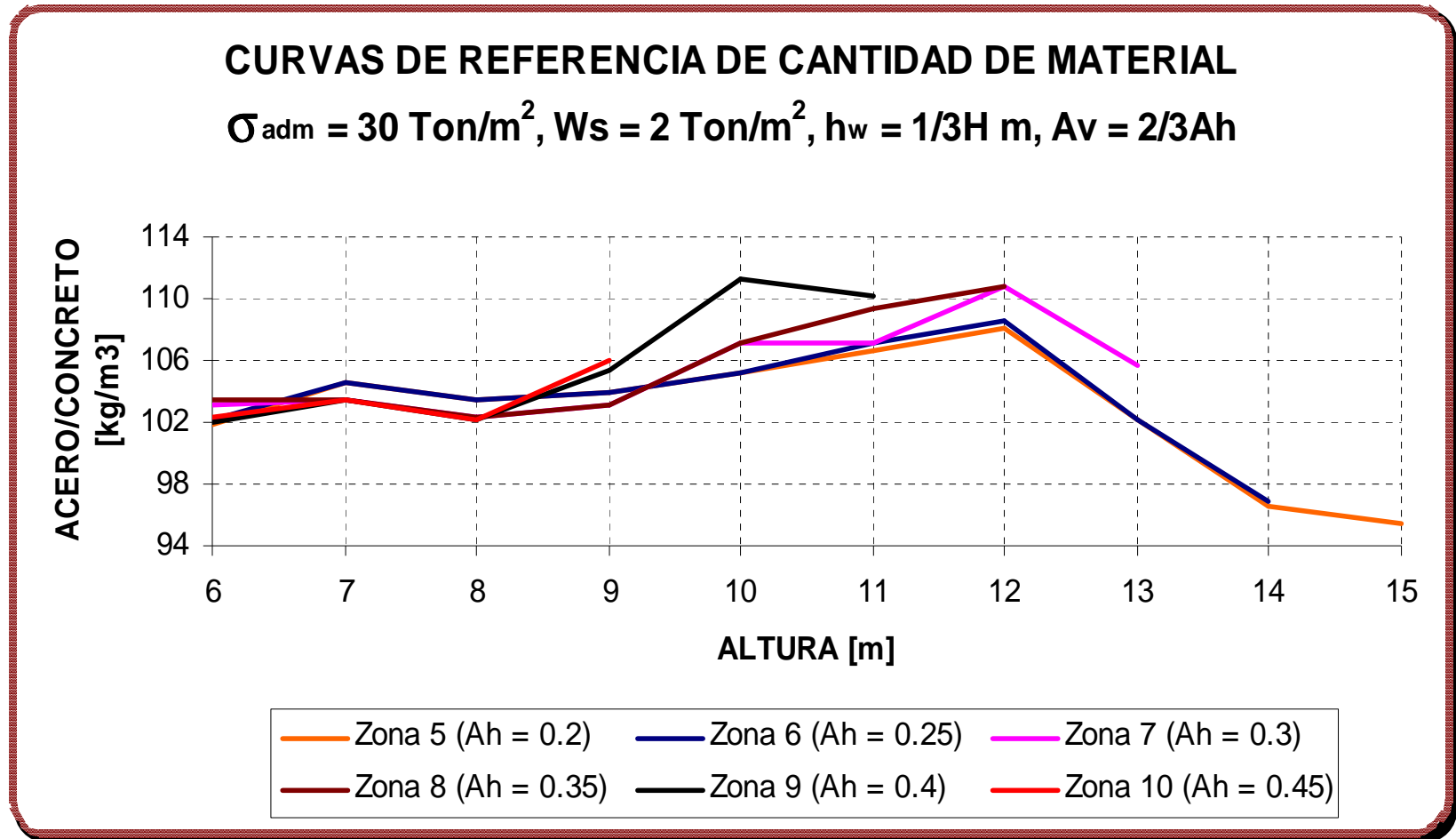
Fuente. Autores del proyecto

Figura 374. Décimo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



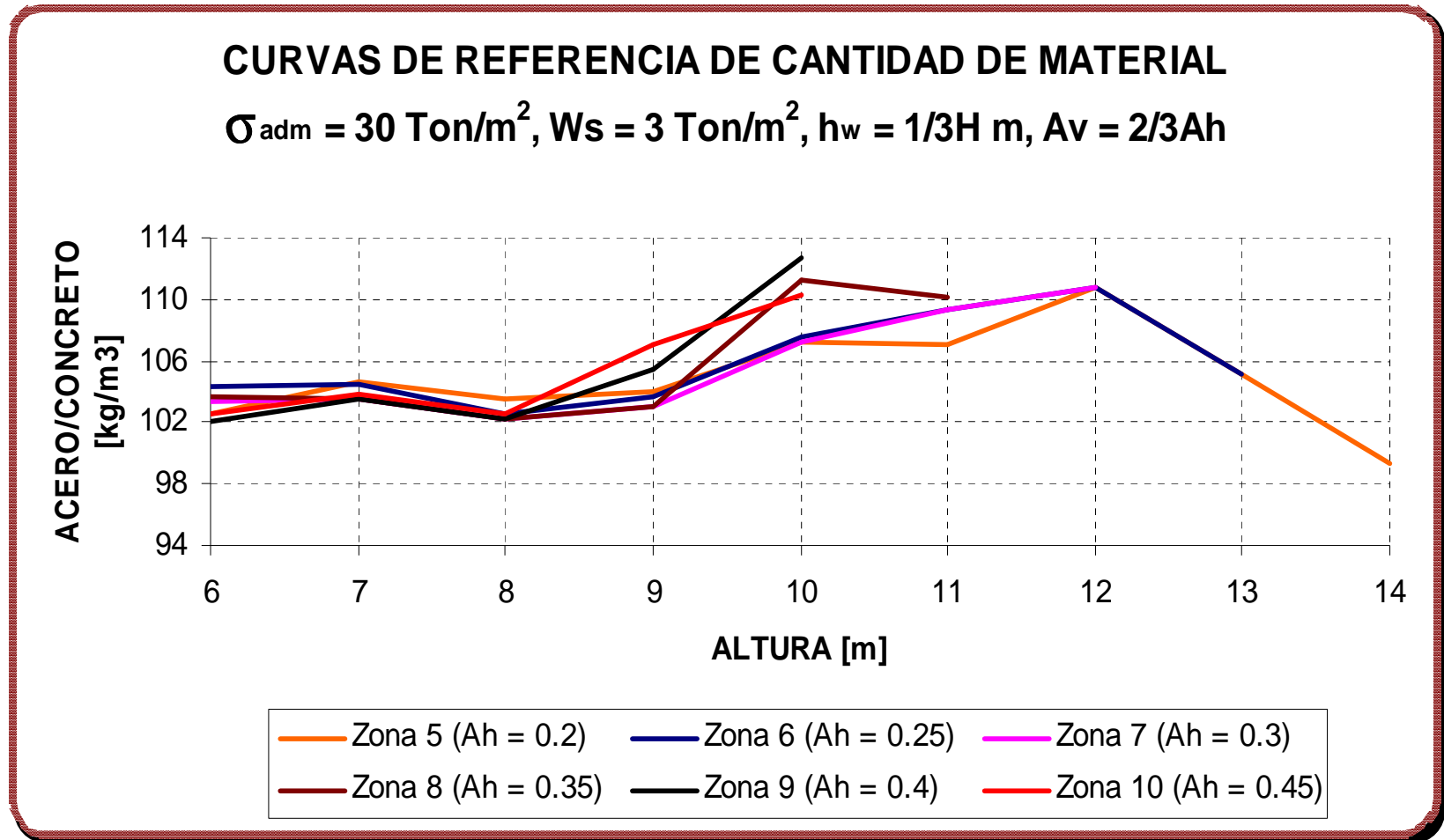
Fuente. Autores del proyecto

Figura 375. Undécimo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



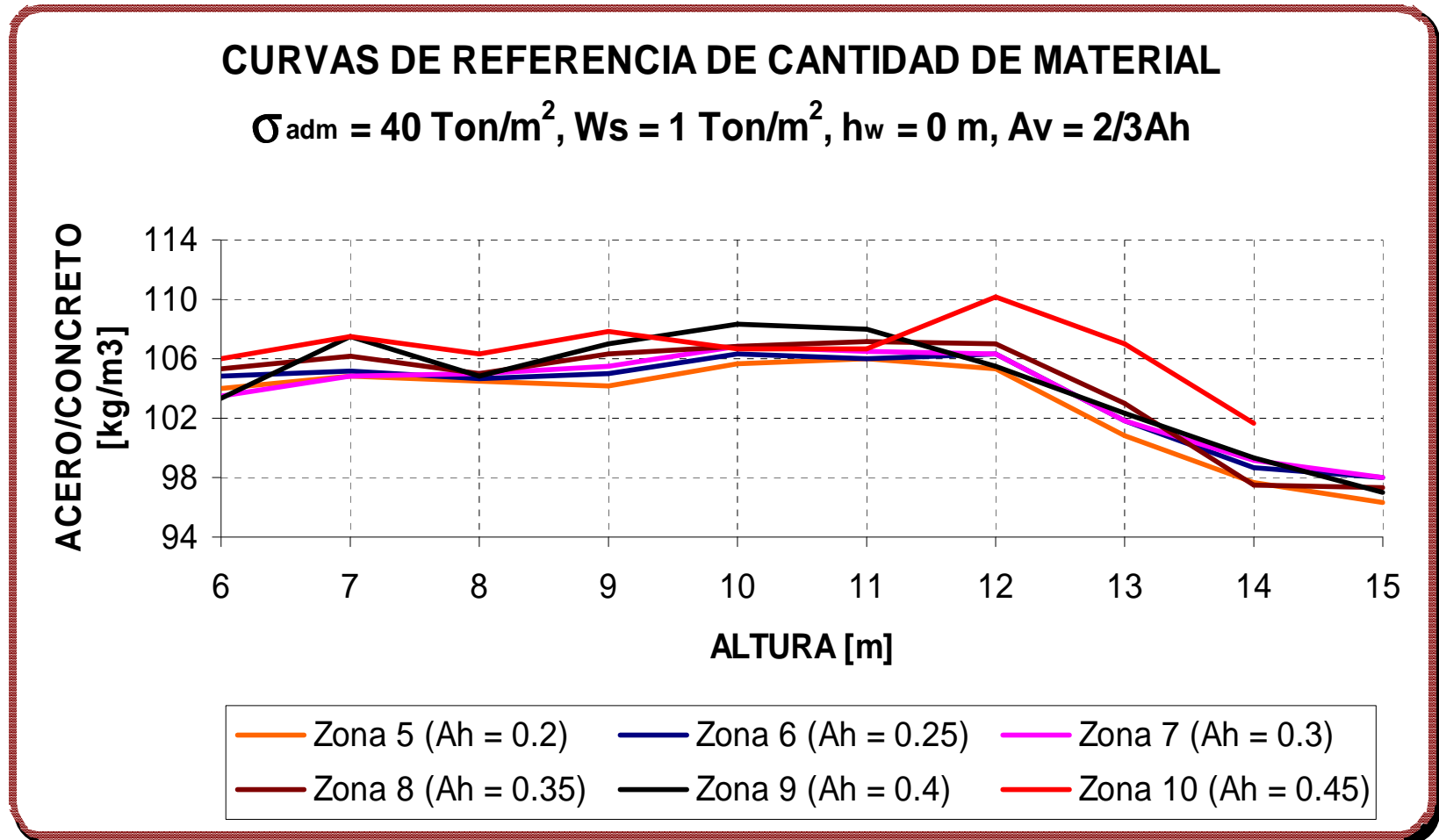
Fuente. Autores del proyecto

Figura 376. Duodécimo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



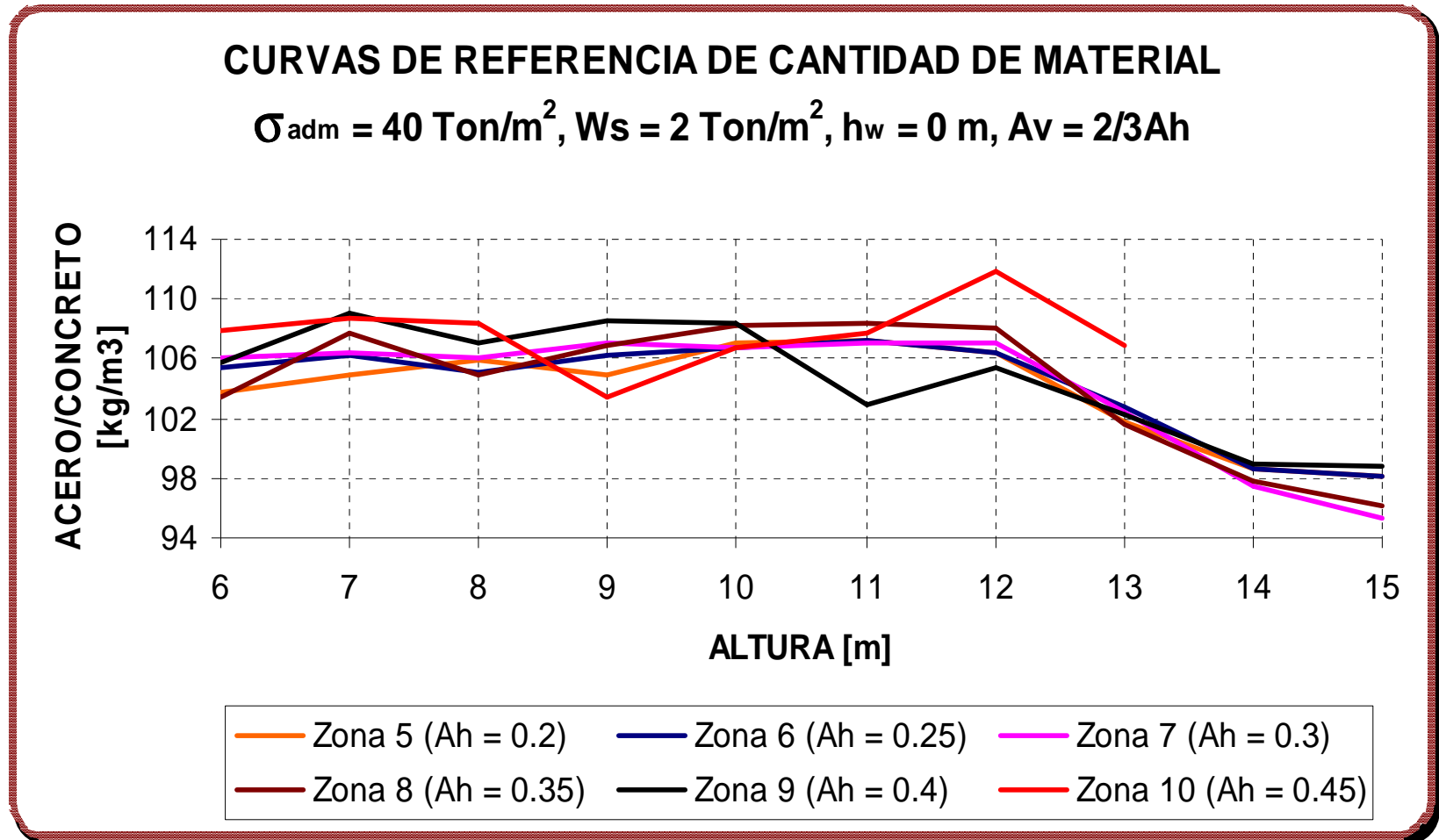
Fuente. Autores del proyecto

Figura 377. Decimotercero grupo de curvas de referencia de cantidad de material



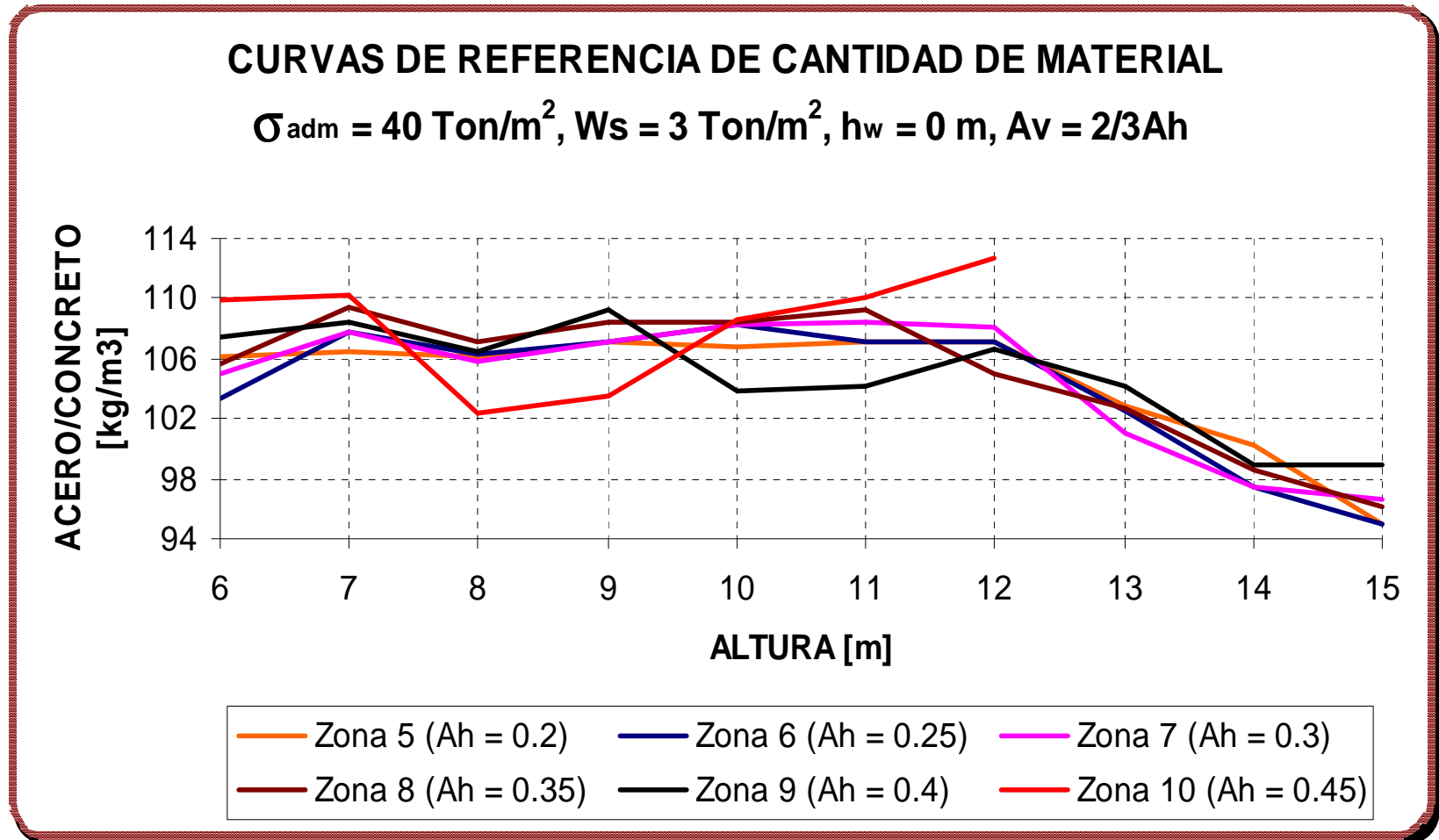
Fuente. Autores del proyecto

Figura 378. Decimocuarto grupo de curvas de referencia de cantidad de material



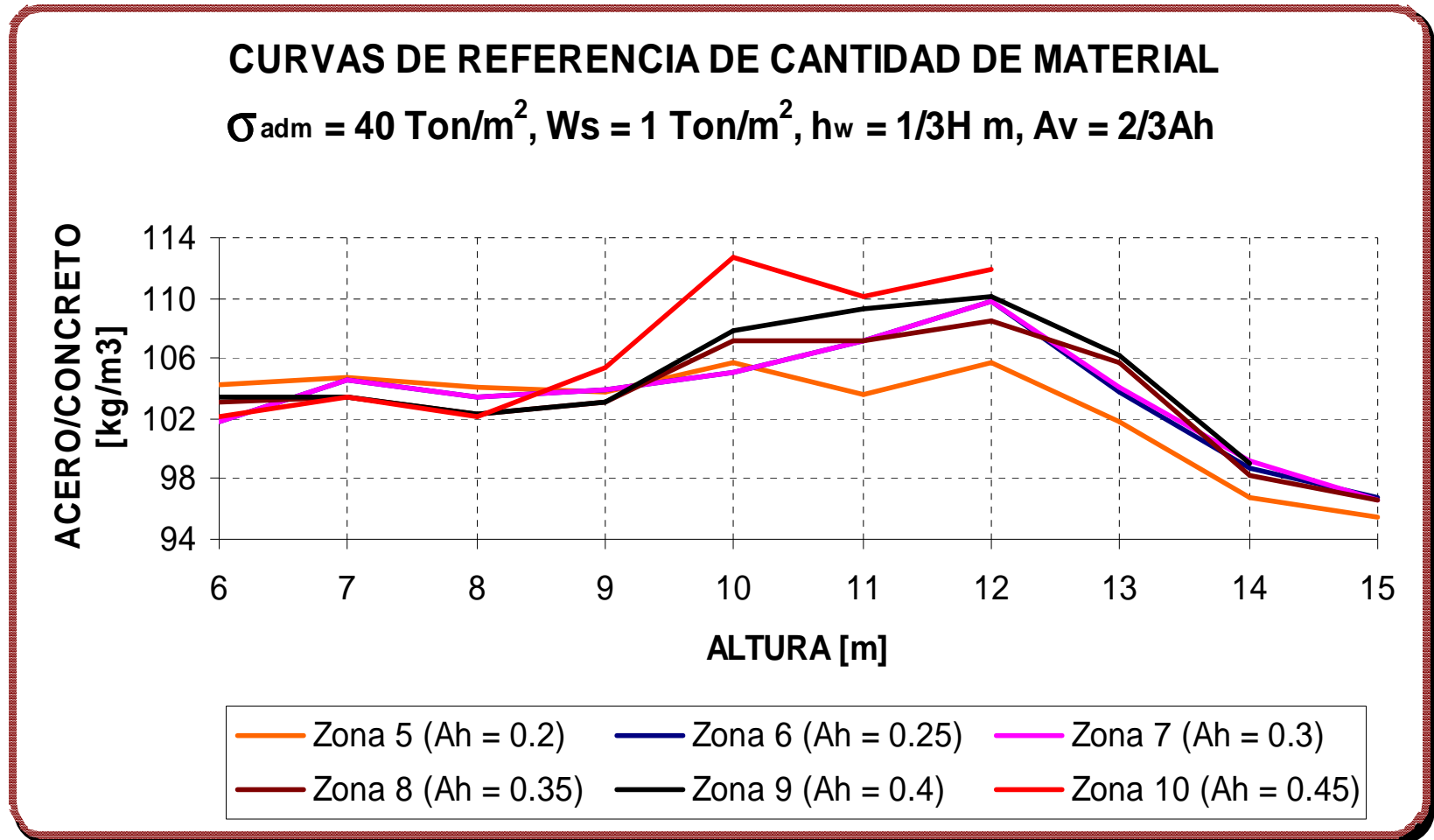
Fuente. Autores del proyecto

Figura 379. Decimoquinto grupo de curvas de referencia de cantidad de material



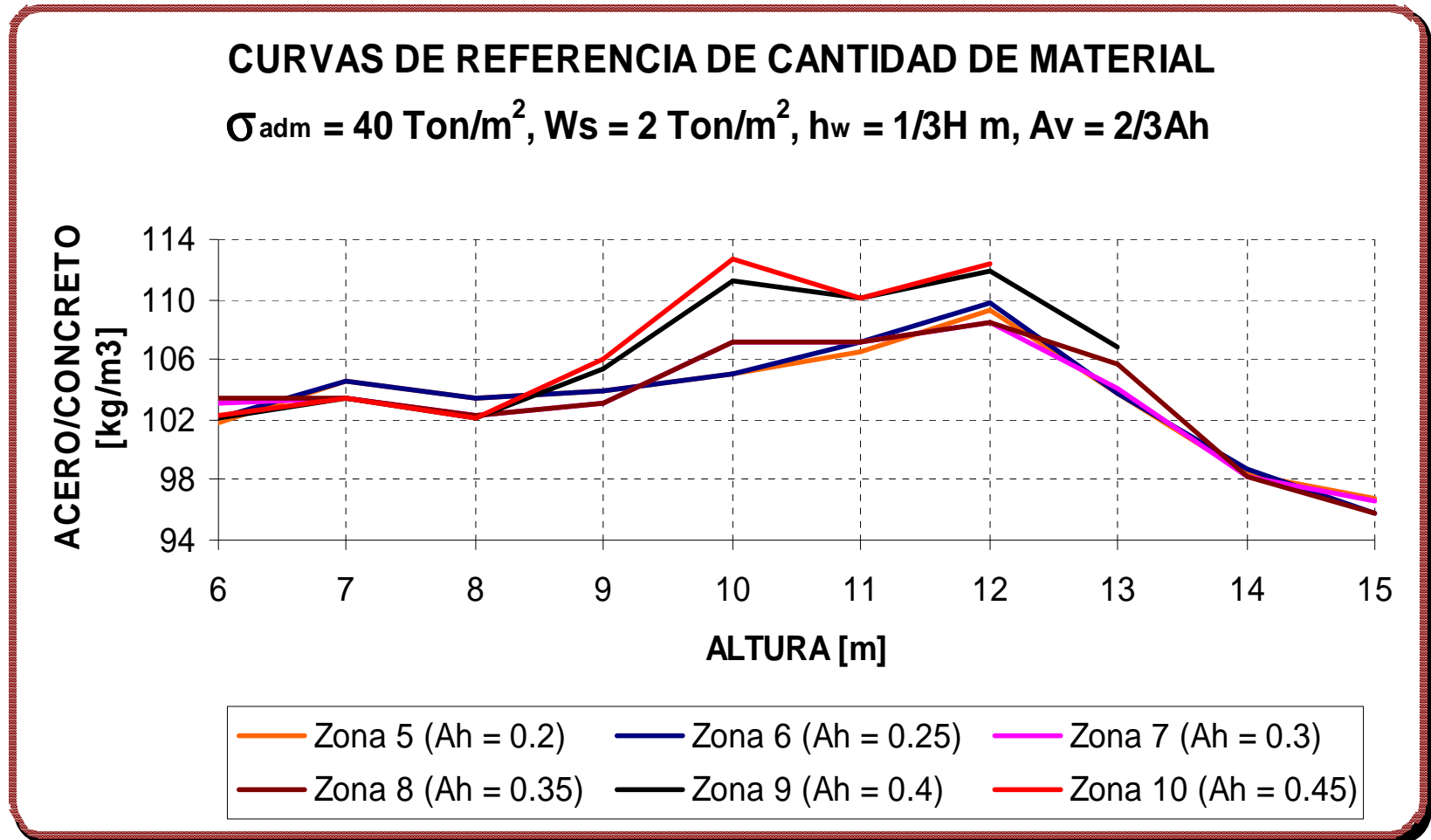
Fuente. Autores del proyecto

Figura 380. Decimosexto grupo de curvas de referencia de cantidad de material



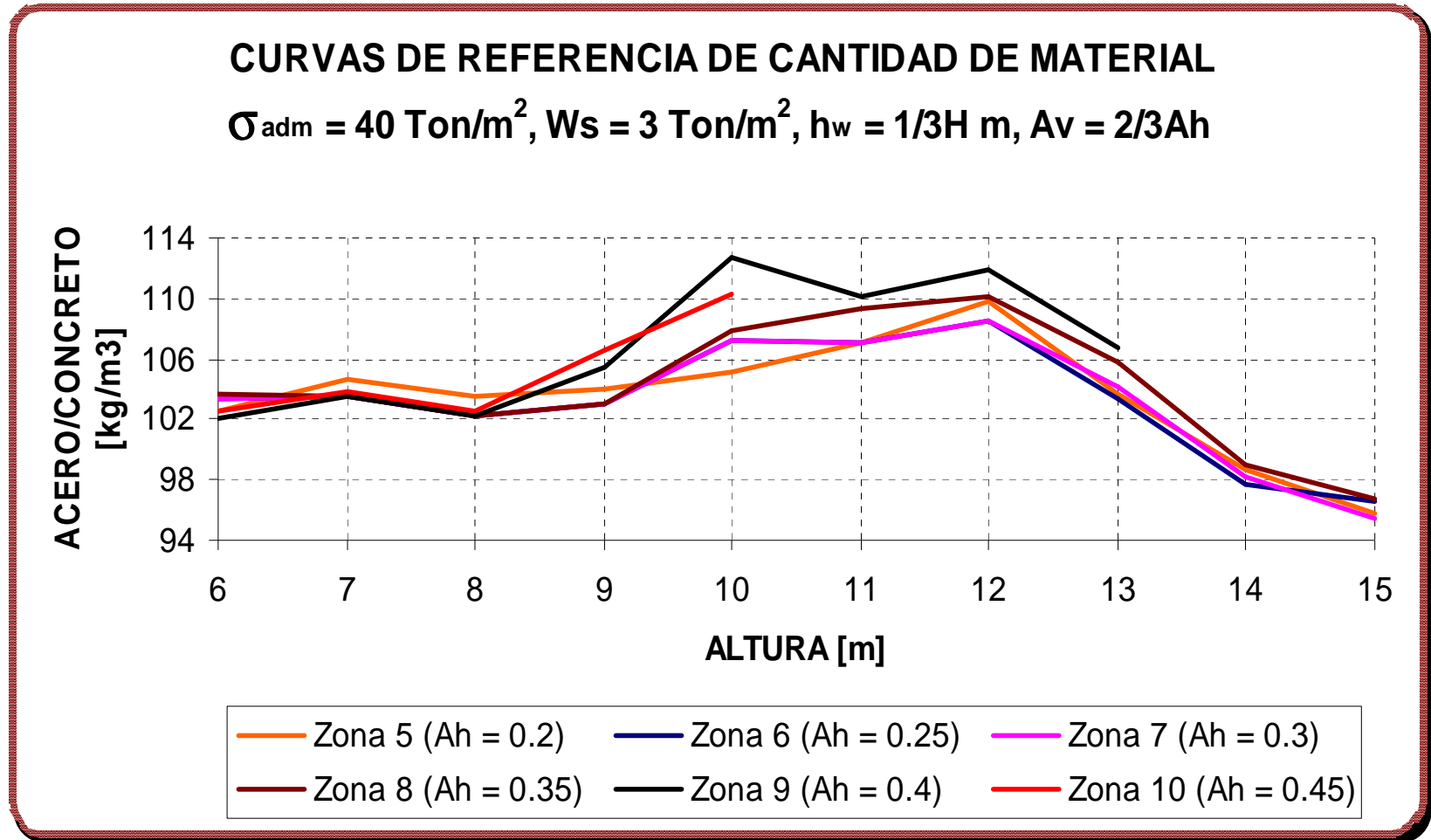
Fuente. Autores del proyecto

Figura 381. Decimoséptimo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



Fuente. Autores del proyecto

Figura 382. Decimooctavo grupo de curvas de referencia de cantidad de material



Fuente. Autores del proyecto

7. CONCLUSIONES

La variación de las cantidades de obra en muros con contrafuertes considerando la acción sísmica, presenta una tendencia al aumento directamente proporcional al coeficiente de aceleración pico efectivo horizontal y vertical, que a su vez depende de la ubicación de la obra en las diferentes zonas sísmicas del territorio Colombiano. Las condiciones críticas del muro son limitadas principalmente por la solicitud de estabilidad externa de la estructura de contención es decir, la capacidad de esta para cumplir los requisitos de estabilidad y capacidad de transmisión de esfuerzos al cimiento, por lo tanto el incremento de las cantidades de obra obedece a la necesidad de satisfacer estas condiciones de estabilidad, esta afirmación se fundamenta en la tendencia de las curvas de referencia de materiales.

Los incrementos de las cantidades de obra varían debido a la acción sísmica tomando en consideración los casos evaluados para sobrecarga, nivel freático y la componente vertical del movimiento sísmico; los requerimientos generados a flexión y a cortante en un evento donde la estructura de retención sea exigida con parámetros de diseño crítico que correspondan a valores altos de aceleración pico efectiva del evento dinámico (zona sísmica > 8), nivel freático localizado en el 33% de la altura total de la estructura y un valor de sobrecarga cercano al máximo recomendado para muros carreteables (3 Ton/m²) están satisfechos con refuerzos cuyas cuantías y especificaciones técnicas se encuentran en un rango cercano a las disposiciones mínimas que determina el capítulo c de la NSR 98.

Por consiguiente se puede aseverar que los muros con contrafuertes son estructuras hiperestáticas lo cual implica que las cuantías requeridas por los elementos estructurales presentan valores bajos con relación a las cuantías mínimas establecidas por los códigos locales.

El efecto de las de fuerzas desestabilizantes debido al aumento de la aceleración pico vertical y/o horizontal y por ende el incremento de las cantidades de obra solo es significativo para los siguientes escenarios:

1. Para muros con talud horizontal ($\beta=0$) a partir de la zona sísmica 6 si se considera la componente vertical de la aceleración sísmica y a partir de la zona sísmica 7 si esta no se considera, lo anterior es válido para casos drenados y no drenados.

2. Para muros cuyo material contenido tenga una inclinación del talud diferente de ($\beta=0$), las consideraciones se muestran en las tablas 7 y 8; en este caso la teoría de coulomb solo es valida para condiciones drenadas.

En suelos donde el valor de esfuerzo admisible de soporte sea menor de 20 [Ton/m²], no se recomienda la construcción de este tipo de muro para alturas mayores a 7 [m], debido a las dimensiones necesarias en la cimentación para transmitir las cargas generadas por la estructura y el material de relleno al suelo, sin que el esfuerzo generado sea mayor que el esfuerzo admisible de soporte ya que el incremento de las cantidades de obra lo convierte en un método poco viable; en estos casos se hace necesaria la implementación de un método que resulte mas factible en términos técnicos y económicos para la estabilización del talud, los sistemas sugeridos generalmente convergen a estructuras ancladas complementadas con métodos de bioingeniería y un sistema optimo de abatimiento del nivel freático. Además el límite superior de aplicación de muros con contrafuertes se establece en 12 metros de altura para estructuras de contención cimentadas en suelos donde el valor de esfuerzo admisible de soporte sea mayor de 20 [Ton/m²].

El incremento de las cantidades de obra debido la acción sísmica se establece según los parámetros considerados de diseño es decir no se pueden generalizar en términos independientes si no que se requiere particularizar el sistema de acuerdo a los datos predefinidos en el estudio.

En concordancia a lo expuesto anteriormente se caracteriza la evaluación en términos de los parámetros definidos en los nomogramas de diseño, como se ha presentado en las tablas 17 y 18. El mayor incremento porcentual alcanza valores hasta del 40.54% en concreto y 49.07% en acero de refuerzo.

Los valores máximos de incremento en las cantidades de obra se condicionan íntimamente con el esfuerzo admisible del suelo presentando el siguiente comportamiento:

1. Para esfuerzos admisibles del suelo de 20 [Ton/m²] los mayores incrementos porcentuales alcanzan valores hasta del 18.28% en concreto y 21.48% en acero de refuerzo
2. Para esfuerzos admisibles del suelo de 30 [Ton/m²] los mayores incrementos porcentuales alcanzan valores hasta del 30.89% en concreto y 39.42% en acero de refuerzo
3. Para esfuerzos admisibles del suelo de 40 [Ton/m²] los mayores incrementos porcentuales alcanzan valores hasta del 40.54% en concreto y 49.07% en acero de refuerzo

En suelos cuyo esfuerzo admisible no es mayor que 30 [Ton/m²], no se presenta incremento en las cantidades de obra bajo la acción sísmica para los muros de altura máxima de cada serie debido a las dimensiones requeridas por este para satisfacer las condiciones de estabilidad externa en condiciones convencionales de diseño es decir sin considerar la acción sísmica.

La inclinación del talud del material de relleno tiene una incidencia importante en la variación de las cantidades de obra siempre y cuando se evalúe la acción sísmica. Este incremento alcanza valores hasta del 25.56% en el acero de refuerzo y 23.80% en el concreto respecto a la misma estructura de contención diseñada bajo la consideración de la acción sísmica, pero con talud horizontal ($\beta = 0$), por ende es desfavorable diseñar muros con contrafuertes con ángulos de inclinación del talud diferentes de cero en las zonas sísmicas donde esta inclinación logre un aumento de la fuerza sísmica reducida de diseño (ver tablas 7 y 8).

8. RECOMENDACIONES

En el diseño de una estructura de contención se debe analizar las diferentes alternativas técnicas para satisfacer las necesidades requeridas por el usuario, por lo tanto en la selección del tipo de estructura los factores que deben considerarse son:

1. Localización del muro de contención propuesto y la cantidad de espacio disponible
2. Altura de la estructura propuesta y topografía resultante
3. Condiciones del terreno y agua freática
4. Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios
5. Disponibilidad de materiales
6. Tiempo disponible para la construcción
7. Apariencia
8. Vida útil y mantenimiento.

En el modelamiento de las presiones de tierras es de suma importancia establecer las condiciones en la estabilidad del talud ha contener, porque incide en la precisión del cálculo de las cargas a las cuales se va ha someter la estructura. Si se considera talud estable es recomendable utilizar las teorías de tierras de Coulomb y/o Rankine. Si se considera talud inestable se recomienda la teoría del profesor Janbú. Además se sugiere adoptar las recomendaciones de la (U.S. Army Corps of Engineers 1994) las cuales indican que las condiciones fricción y cohesión deben ser residuales, y las presiones activas serán calculadas según la propuesta empírica de Goh (1993). Utilizando $K = 0.5 (K_a + K_o)$ para los valores del coeficiente de presión activa, que ofrece resultados muy similares a las presiones calculadas mediante elementos finitos.

En el diseño de muros con contrafuertes en cuanto sea posible se debe conformar talud horizontal y disponer de un adecuado sistema de drenaje para abatir el nivel freático y evitar el aumento de presiones debido a la presión de poros.

Se invita a realizar una evaluación de las cuantías y especificaciones establecidas para muros con contrafuertes en la norma sismorresistente Colombiana, debido a que las disposiciones del capítulo c de la NSR 98 para miembros sometidos a flexión y cortante que rige a los muros de contención son muy conservadoras.

El uso del software MURCON (versión 1.0) es limitado a condiciones estables del talud, normatividad Colombiana y el despiece del acero de refuerzo no es óptimo por lo tanto el usuario puede utilizarlo bajo sus propios criterios técnicos.

BIBLIOGRAFIA

CALAVERA RUIZ, J. 2001. Muros de contención y Muros de sótano. 3ª Edición. INTEMAC.

MUSANTE, H. y ORTIGOSA, P. (1984). "Seismic analysis of gravity retaining walls" Proceeding of the 8th WCEE. Vol. III. San Francisco, pp. 469-476.

NADIM, F. y WHITMAN R. V. (1983). "Seismically induced movement of retaining walls". Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 109, No. 70, pp. 915 – 931.

NSR – 98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

RICHARDS, R. y ELMS, D. G. (1979). "Seismic behaviour of gravity retaining walls". ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105, No. 4, pp. 449 – 464.

RICHARDS, R. y ELMS, D. G. 1979. "Seismic behaviour of gravity retaining walls". ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division. Vol. 105. Nº 4.

SEED, H. y WHITMAN, R. 1970. "Design of earth retaining structures for dynamics loadings". ASCE Specialty Conference – Lateral Stresses in the Ground and Desing of Earth Rataining Structures.

SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, 1999.

WONG, C. P. (1982). "Seismic analysis and a improved design procedure for gravity retaining walls". S. M. Thesis. Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Massachusetts.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Retaining and Flood Walls. Washington, D.C: Department of the Army, 1989.

WANG, Chu-Kia. Reinforced Concrete Design. New York: Intext Educational Publishers, 1973. p. 351.

NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto duodécima edición. Bogota D.C: Mc Graw Hill, 1999. p. 527.

TERZARIOL, R., DECANINI, L. y LUCIANO, M. 1987. "Evaluación de empujes de suelo sobre estribos de puentes y muros de contención bajo acciones sísmicas". Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.

LOPEZ, J., LOPEZ, L. y MORENO, A. Muros de Contención y de Sótano. Curso de cálculo de estructuras de hormigón armado. Universidad de Castilla – la Mancha, 1999.

SEGURA, J. 2003. Estructuras de Concreto. 4ª Edición. Universidad Nacional de Colombia.

ANEXO A

GUIA DE USO DE LA HOJA ELECTRONICA MURCON (Versión 1.0)

El objetivo de la hoja electrónica MURCON es facilitar y agilizar el cálculo de muros con contrafuertes y sus cantidades de obra, para tener una visión mas clara que permita seleccionar el mejor diseño y comparar los costos del uso de este ante otras estructuras de retención. El diseño de MURCON se basa en las especificaciones técnicas correspondientes a muros de contención y cimentaciones en concreto de la norma colombiana sismorresistente NSR-98.

A continuación se muestra el diseño del muro mostrado en el capítulo 4 del presente libro mediante el uso de MURCON.

i. INGRESO DE DATOS:

Existen dos formas de modificar y/o ingresar los datos de entrada y las condiciones del muro a diseñar en MURCON, el primero es mediante el ingreso directo de estos con el teclado los cuales se muestran con letra de color azul y el segundo es la selección de diversas opciones en listas desplegables que aparecen a lo largo del programa.

Para el primer caso los datos requeridos por el programa son los siguientes:

H = altura total del muro [m]

γ_s = peso específico del suelo [Ton/m³].

γ_{SAT} = peso específico del suelo saturado [Ton/m³]

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo [°]

W_s = sobrecarga del Suelo [Ton/m²]

h_w = altura del nivel freático medida desde la cara inferior del cimiento [m]

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el concreto [°]

β = ángulo del talud del terreno [°]

α = ángulo de inclinación del trasdós [°]

σ_{Adm} = esfuerzo admisible del suelo en la cara inferior del cimiento [Ton/m²]

C = cohesión del suelo [Ton/m²]

h_p = altura pasiva del terreno [m]

γ_c = peso específico del Concreto [Ton/m³]
 f'_c = esfuerzo a compresión del Concreto [Mpa]
 f_y = esfuerzo De Fluencia del Acero [Mpa]

Se establecen los siguientes parámetros de diseño para un muro ubicado en el municipio de Bucaramanga:

$H = 10$ [m]	$\gamma_s = 1.7$ [Ton/m ³]	$\gamma_{SAT} = 1.9$ [Ton/m ³]
$\phi = 30$ [°]	$W_s = 1$ [Ton/m ²]	$h_w = 2$ [m]
$\delta = 10$ [°]	$\beta = 10$ [°]	$\alpha = 90$ [°]
$\sigma_{Adm} = 30$ [Ton/m ²]	$C = 0$ [Ton/m ²]	$h_p = 1$ [m]
$\gamma_c = 2.4$ [Ton/m ²]	$f'_c = 21$ [Mpa]	$f_y = 420$ [Mpa]

Los anteriores datos se digitan directamente en el cuadro principal de ingreso o se seleccionan de la lista desplegable (Figura 383.):

Figura 383. Cuadro de datos de entrada

The image shows a software interface for entering design parameters. The main window has a yellow background and contains the following parameters and values:

H =	10	[m]
$\gamma_s =$	1.7	[Ton/m ³]
$\gamma_{SAT} =$	1.9	[Ton/m ³]
$\phi =$	30	[°]
$w_s =$	1	[Ton/m ²]
$h_w =$	2	[m]
$\delta =$	10	[°]
$\beta =$	10	[°]
$\alpha =$	90	[°]
$\sigma_{adm} =$	30	[Ton/m ²]
C =	0	[Ton/m ²]
$h_p =$	1	[m]
$\gamma_c =$	2.4	[Ton/m ³]
$f_c =$	21	[Mpa]
$f_y =$	420	[Mpa]

A dropdown menu for σ_{adm} is open, showing a list of values: 20, 25, 30, 35, 40, 45. The value 30 is selected. A red dashed box highlights the 'Ok' button. A callout box with a red border contains the text: "Indica si el ángulo de fricción interna del suelo es menor o igual a la inclinación del talud contenido".

Fuente. Autores del proyecto

ii. DIMENSIONAMIENTO

En el siguiente cuadro aparecen 5 listas desplegables que permiten seleccionar las dimensiones del muro para satisfacer las condiciones de estabilidad, las dimensiones de los elementos se muestran como tipo resultados con color de fuente rojo y aparecen el cuadro correspondiente a la derecha de cada selección, estos por defecto aparecen con los valores mínimos permitidos por el predimensionamiento y pueden ser modificados según lo indique los factores de estabilidad externa y los solicitantes de flexión y cortante que serán analizados mas adelante (Figura 384).

Figura 384. Cuadro de datos de predimensionamiento

Altura H :	10	
Ancho del Cimiento L	$H/2$	5.00
Espesor del Cimiento h	$H/12$	0.83
Espesor del Vástago h_f	Según criterio2	0.40
Espesor del Contrafuerte b_w	$H/20$	0.50
Ancho del Pie L_p	$L/4$	1.25
Ancho del Talón b		3.35
Distancia Entre Contrafuertes S	$H/2$	3

Fuente. Autores del proyecto

iii. VISUALIZACION DE LOS RESULTADOS

Una vez se ingresan los datos característicos del terreno y las dimensiones del muro MURCON calcula automáticamente los datos y los muestra en forma de tablas, diagramas, valores independientes y condicionales “cumple, No Cumple”, estos datos no deben ser modificados y que son resultado del calculo interno del programa para que los resultados de las tablas y las ventanas amarillas cambien es necesario modificar los datos de entrada y las opciones de predimensionamiento.

iv. CALCULO DE EMPUJES

- Empuje activo según la teoría de Rankine-Coloumb. MURCON resume el resultado del análisis del empuje activo en los cuadros de la figura 386 que

muestran: el coeficiente de empuje activo, la variación de presión con la altura y la resultante de empuje activo con su respectivo punto de aplicación.

- Empuje debido al agua. De la misma manera MURCON muestra la resultante del empuje debido al agua y su punto de aplicación

Con los datos mencionados MURCON construye el diagrama de presiones activas de figura 387 el cual incluye el efecto del empuje debido al agua.

Figura 385. Empuje debido al agua

$P_W :$	2.00	[Ton/m]
$Y_W :$	0.67	[m]

Fuente. Autores del proyecto

Figura 386. Cuadros de visualización de resultados para el empuje activo según Rankine

$K_A = 0.35$

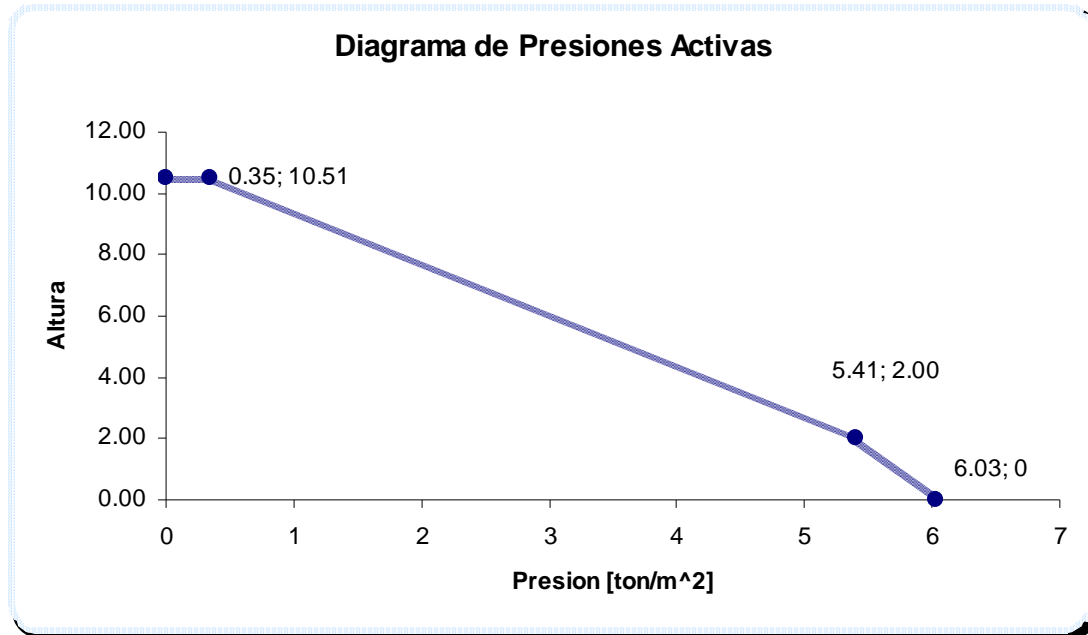
z (m)	P_{A0} [Ton/m²]
0	0.35
8.51	5.41
10.51	6.03

P_{A1} [Ton/m]	Y_i [m]	$P_i \cdot Y_i$ [Ton-m/m]
3.7	5.3	19.3
21.5	4.8	104.0
10.1	1.0	10.1
0.6	0.7	0.4
$\Sigma :$	35.9	133.9

$P_A :$	35.92	[Ton/m]
$Y_A :$	3.73	[m]

Fuente. Autores del proyecto

Figura 387. Diagrama de presiones activas



Fuente. Autores del proyecto

- Empuje pasivo. Los resultados de el empuje pasivo se resumen a continuación:

Figura 388. Resultados empuje pasivo según Rankine

$$K_P = 2.77$$

z (m)	P _{P(l)}
0	0.00
1.00	4.72

$$P_P : 2.36 \text{ [Ton/m]}$$

$$Y_P : 0.33 \text{ [m]}$$

Fuente. Autores del proyecto

v. CALCULO DE LA ACCION SISMICA

MURCON permite decidir si se tendrá en cuenta o no el efecto de la acción sísmica con el fin de comparar fácilmente el comportamiento del muro, solo basta activar o desactivar la casilla de verificación mostrada en la figura 389.

Figura 389. Casilla de Verificación que activa o desactiva la acción sísmica sobre el muro



Fuente. Autores del proyecto

- Selección de la región o zona sísmica. Se debe seleccionar la ubicación de la obra para que MURCON asigne el coeficiente de aceleración pico efectiva horizontal de diseño expresado como fracción de la gravedad, para esto MURCON muestra el mapa de Aa definido por NSR-98 y a la derecha de éste el cuadro de resultados con una lista desplegable en la parte superior que permite escoger entre las 10 regiones en las cuales está clasificado el territorio Colombiano, además cuenta con una casilla de verificación que permite ignorar los efectos verticales de la aceleración sísmica.

Los resultados del análisis de la acción sísmica son:

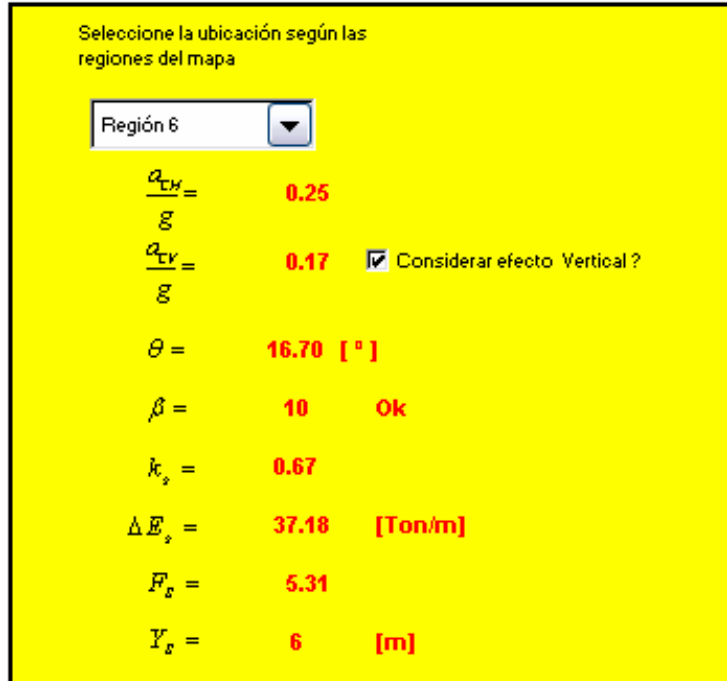
ΔE_s = Incremento de empuje activo producido por el sismo [Ton/m]

Y_s = Punto de aplicación del Incremento de empuje activo producido por el sismo desde la cara inferior del cimiento en la puntera [m]

F_s = Fuerza sísmica reducida por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R

k_s = Coeficiente de empuje sísmico.

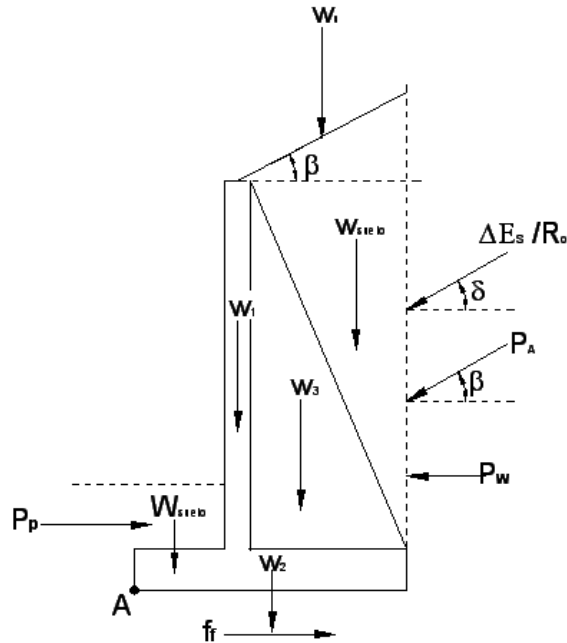
Figura 390. Resultados empuje debido a la acción sísmica



Fuente. Autores del proyecto

vi. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Figura 391. Diagrama de cuerpo libre



Fuente. Autores del proyecto

- Fuerzas aplicadas a la estructura. MURCON calcula las fuerzas aplicadas a la estructura según el diagrama de cuerpo libre y las muestra en dos tablas (Figura 392) como: Fuerzas horizontales desestabilizantes y fuerzas verticales estabilizantes para las cuales calcula la suma y la resultante de momentos respecto al punto A mostrado en la figura 391.

Figura 392. Fuerzas aplicadas a la estructura

5.1 Fuerzas Horizontales Desestabilizantes:

	Phi	Yi	Phi·Yi
$P_A \text{ Cos}(\beta)$	35.38	3.73	131.82
P_W	2.00	0.67	1.33
$F_s \text{ Cos}(\beta)$	5.23	6.00	31.39

$$\Sigma P_H = \mathbf{42.61} \text{ [Ton/m]} \quad \Sigma M(D) = \mathbf{164.54} \text{ [(Ton-m)/m]}$$

5.2 Fuerzas Verticales Estabilizantes:

	Pvi [Ton]	Xi	Pvi·Xi
W_1	25.92	1.87	48.47
W_2	36.00	2.50	90.00
W_3	15.82	3.05	48.20
W_{Suelo1}	11.47	4.12	47.30
W_{Suelo2}	114.71	3.54	405.50
W_{Suelo3}	7.60	4.12	31.35
W_s	8.79	3.54	31.07
$P_A \text{ Seno}(\beta)$	18.71	5.00	93.57

$$\Sigma = \frac{239.03 \text{ [Ton]}}{\quad} \quad \frac{795.46 \text{ [Ton-m]}}{\quad}$$

$$\Sigma P_V = \mathbf{79.68} \text{ [Ton/m]}$$

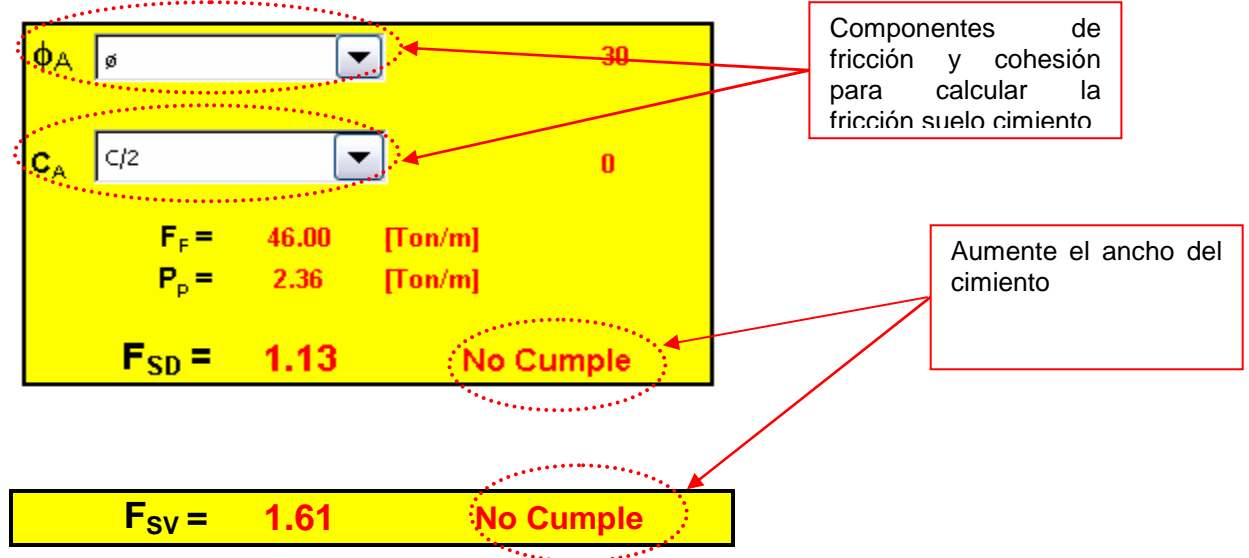
$$\Sigma M(R) = \mathbf{265.15} \text{ [(Ton-m)/m]}$$

Fuente. Autores del proyecto

- Estabilidad al deslizamiento. Si se desea considerar o no el empuje pasivo MURCON da la opción de activarlo o desactivarlo mediante una casilla de verificación. Los resultados de la estabilidad al deslizamiento, al volcamiento y la

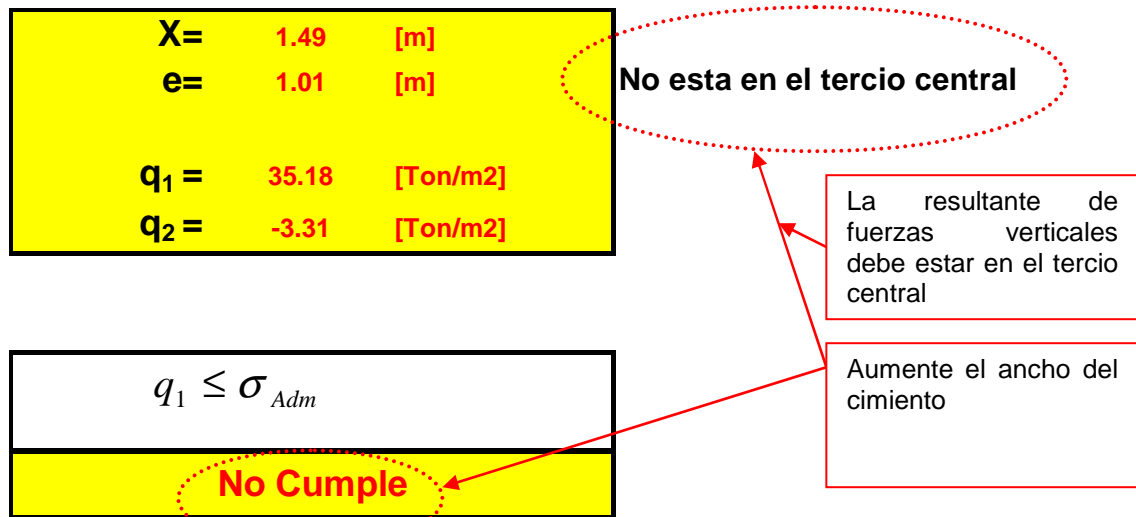
solicitación del suelo de soporte se verifican como se muestra en las figuras 393 y 394:

Figura 393. Fuerzas de fricción suelo cimiento, factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento



Fuente. Autores del proyecto

Figura 394. Excentricidad, esfuerzos transmitidos al suelo y comprobación con el esfuerzo admisible del suelo.



Fuente. Autores del proyecto

Según las figuras anteriores es necesario aumentar el ancho del cimiento en el cuadro de predimensionamiento hasta que las condiciones de estabilidad se cumplan y la resultante de fuerzas verticales se ubique en el tercio central, como se muestra a continuación:

Figura 395. Fuerzas de fricción suelo cimiento, factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, una vez hecho el aumento de las dimensiones

Altura H:	10	
Ancho del Cimiento L	2H/3	6.67
Espesor del Cimiento h	H/12	0.83
Espesor del Vástago h _f	Según criterio2	0.40
Espesor del Contrafuerte b _w	H/20	0.50
Ancho del Pie L _p	L/4	1.67
Ancho del Talón b		4.60
Distancia Entre Contrafuertes S	H/2	3

ϕ_A	ϕ	30
C_A	C/2	0
$F_F =$	66.54	[Ton/m]
$P_p =$	2.36	[Ton/m]
$F_{SD} =$	1.55	Cumple

$F_{SV} =$	2.78	Cumple
------------	------	--------

X=	2.71	[m]
e=	0.63	[m]
$q_1 =$	27.04	[Ton/m ²]
$q_2 =$	7.52	[Ton/m ²]

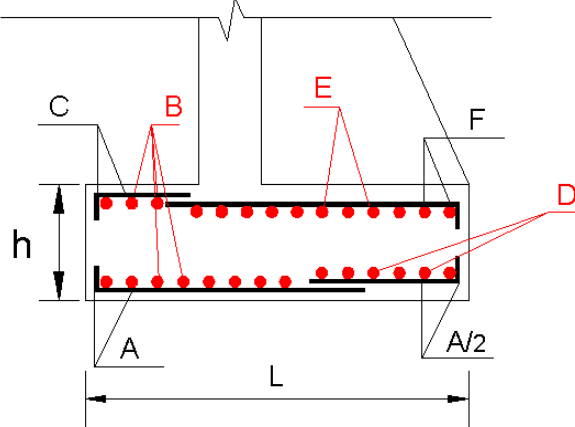
Esta en el tercio central

$q_1 \leq \sigma_{Adm}$
Cumple

Fuente. Autores del proyecto

vii. DISEÑO DEL REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN

Figura 396. Nomenclatura de aceros de la cimentación



Fuente. Autores del proyecto

MURCON calcula las cuantías para la cimentación dejando la opción para que el usuario configure los diámetros y la separación que cambia automáticamente al modificarlo y las muestra de una manera resumida. En la figura 397 se muestra la configuración de barras que por defecto trae MURCON según la nomenclatura de la figura 396 y a la derecha una fila donde aparece la separación de las barras.

Para ver y/o calcular con más detalle de cada uno de los refuerzos de la cimentación solo basta con recorrer el programa hacia la parte inferior y hacer los cambios deseados, MURCON actualiza automáticamente la tabla de la figura 397.

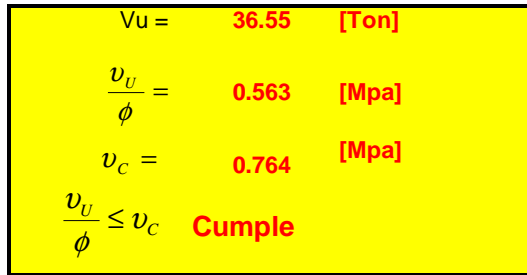
Figura 397. Diámetros de barras y separación de aceros de la cimentación

			Separación	
Refuerzo (A) barras N°	5	▼	@	11 [cm]
Refuerzo (A/2) barras N°	5	▼	@	14 [cm]
Refuerzo (B) barras N°	5	▼	@	14 [cm]
Refuerzo (C) barras N°	5	▼	@	14 [cm]
Refuerzo (D) barras N°	5	▼	@	14 [cm]
Refuerzo (E) barras N°	5	▼	@	14 [cm]
Refuerzo (F) barras N°	5	▼	@	14 [cm]

Fuente. Autores del proyecto

MURCON evalúa la resistencia a cortante de la cimentación y muestra los resultados en el cuadro mostrado en la figura 398. En caso de que no se cumpla el requerimiento a cortante es necesario aumentar el espesor del cimiento.

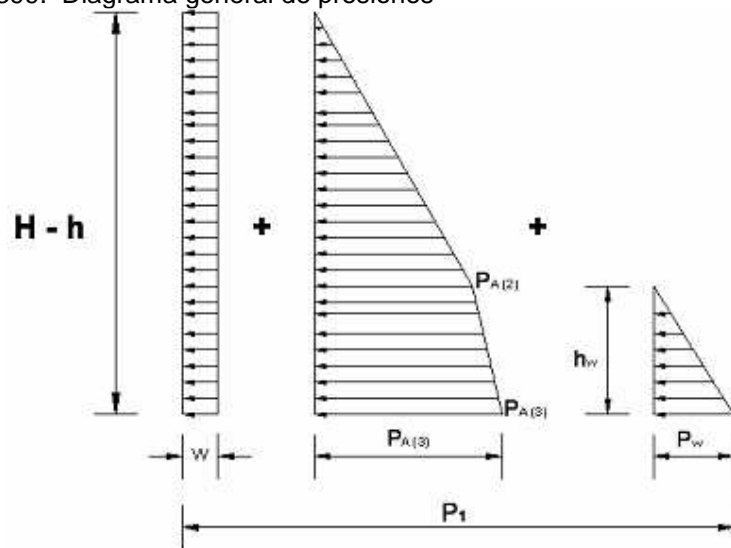
Figura 398. Control del cortante de la cimentación



Fuente. Autores del proyecto

viii. DISEÑO DEL REFUERZO HORIZONTAL DEL CUERPO DEL MURO.

Figura 399. Diagrama general de presiones



Fuente. Autores del proyecto

Los cálculos realizados por MURCON para el vástago se basan en las fuerzas descritas del diagrama general de presiones, comprendiendo la presión activa, presión producida por la sobrecarga y presión producida por la columna de agua. MURCON resume los resultados en el cuadro de la figura 400.

Figura 400. Componentes de la fuerza P1 en el diagrama general de presiones

$P_{A(2)}$	=	4.75	[Ton/m ²]
$P_{A(3)}$	=	5.38	[Ton/m ²]
W	=	0.35	[Ton/m ²]
P_w	=	2	[Ton/m ²]
P_1	=	9.39	[Ton/m ²]

Fuente. Autores del proyecto

- Comprobación del cortante de la losa de alzado. MURCON evalúa la resistencia a cortante de la losa de alzado y muestra los resultados en el cuadro de la figura 401. En caso de que no se cumpla el requerimiento a cortante es necesario aumentar el espesor del vástago.

Figura 401. Comprobación del cortante para el vástago

V_u	=	19.15	[(Ton)/m]
$\frac{V_u}{\phi}$	=	0.683	[Mpa]
V_c	=	0.76	[Mpa]
$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c$	<u>Cumple</u>		

Fuente. Autores del proyecto

- Calculo de los aceros en el vástago. MURCON muestra los resultados para fuerzas, momentos y cuantías de acero cada 1/8 de la altura del muro (figura 402).

Figura 402. Resultados de fuerzas, momentos y cuantías en el vástago.

$Z_{(altura)}$	$P_{(Apoyo)}$	$P_{(Vano)}$	$Mu(-)_{(Apoyo)}$	$Mu(+)(Vano)$
[m]	[Ton/m]	[Ton/m]	[Ton-cm]/m	[Ton-cm]/m
1.15	1.17	2.35	149.63	179.56
2.29	2.35	4.69	299.26	359.12
3.44	3.52	4.69	448.90	359.12
4.58	4.69	4.69	598.53	359.12
5.73	4.69	4.69	598.53	359.12
6.88	4.69	4.69	598.53	359.12
8.02	2.35	2.35	299.26	179.56

$Z_{(altura)}$	$\rho(-)$	$As(-)$	$\rho(+)$	$As(+)$
[m]		[cm ² /m]		[cm ² /m]
1.15	0.0025	10.00	0.0025	10.00
2.29	0.0025	10.00	0.0025	10.00
3.44	0.0025	10.00	0.0025	10.00
4.58	0.0025	10.00	0.0025	10.00
5.73	0.0025	10.00	0.0025	10.00
6.88	0.0025	10.00	0.0025	10.00
8.02	0.0025	10.00	0.0025	10.00

Fuente. Autores del proyecto

- Selección de los diámetros de barras para el trasdós y el intradós. MURCON calcula automáticamente la separación entre barras de modo que el usuario solo debe seleccionar el diámetro de las barras, para fines constructivos el despiece del vástago se realiza solo con los diámetros y separaciones que aparecen junto a las casillas de altura Z cuya fuente aparece en rojo.

Figura 403. Selección de los aceros para Vástago

Trasdós						
$Z_{(altura)}$ [m]	Refuerzo Horizontal					
1.15	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
2.29	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
3.44	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
4.58	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
5.73	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
6.88	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
8.02	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]

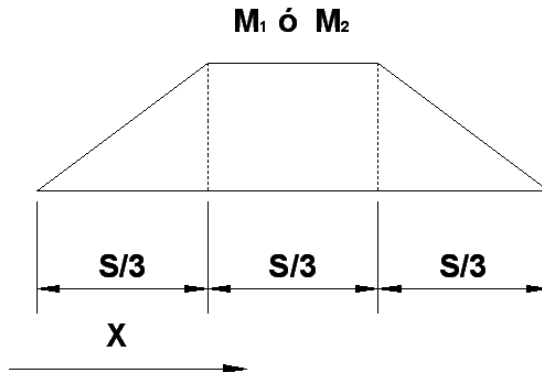
		Intradós				
$Z_{(altura)} [m]$	Refuerzo Horizontal					
1.15	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
2.29	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
3.44	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
4.58	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
5.73	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
6.88	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]
8.02	Barra N°	5	▼	@	19	[cm]

Fuente. Autores del proyecto

ix. DISEÑO DEL REFUERZO VERTICAL DEL CUERPO DEL MURO

MURCON considera que los momentos son constantes en el tercio central de la distancia libre entre contrafuertes y se reducen hasta anularse en ellos como muestra la figura 404.

Figura 404. Distribución de los momentos en la distancia libre entre contrafuertes



Fuente. Autores del proyecto

Dado que la distancia máxima que se permite entre contrafuertes es de 3 [m] MURCON considera la prolongación a lo largo de la distancia libre entre contrafuertes de la cuantía de aceros del tercio central que esta escrita con fuente de color rojo (figura 405); esta cuantía varía verticalmente con las ecuaciones de HUNTINGTON dadas en el capítulo 2. MURCON calcula automáticamente las cuantías de manera que el usuario solo debe variar el diámetro de las barras. Los resultados se resumen en como se muestra en la figura 405.

Figura 405. Diseño del acero vertical del vástago

Trasdós						
Refuerzo Vertical						
X	Mu ₁	ρ(-)	As(-)			
[m]	[Ton-cm/m]		[cm ² /m]			
0.33	438.92	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]
0.67	877.84	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]
1.00	1316.76	0.00298	11.93	Barra N°	6	@ 23.00 [cm]
2.00	1316.76	0.00298	11.93	Barra N°	6	@ 23.00 [cm]
2.33	877.84	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]
2.67	438.92	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]

Intradós						
Refuerzo Vertical						
X	Mu ₂	ρ(+)	As(+)			
[m]	[Ton-cm/m]		[cm ² /m]			
0.33	109.73	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]
0.67	219.46	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]
1.00	329.19	0.00250	10.00	Barra N°	6	@ 28.00 [cm]
2.00	329.19	0.00250	10.00	Barra N°	6	@ 28.00 [cm]
2.33	219.46	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]
2.67	109.73	0.00250	10.00	Barra N°	5	@ 19.00 [cm]

Fuente. Autores del proyecto

- Diseño de Refuerzo por retracción y temperatura. El acero de Refuerzo correspondiente por retracción y temperatura es 3 cm² por metro lineal de modo que el usuario solo debe escoger el diámetro de la barra que desea utilizar en el cálculo como se muestra en la figura 406.

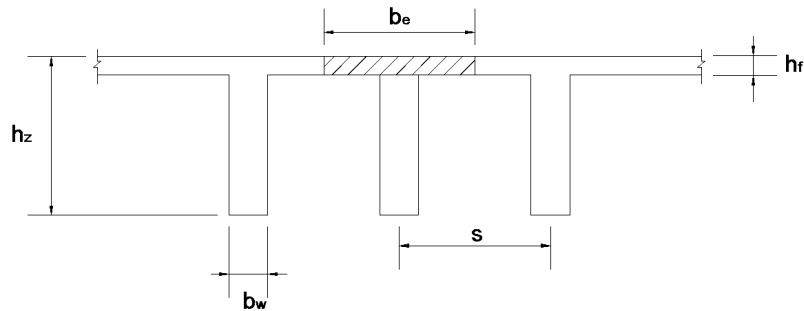
Figura 406. Diseño del acero por retracción y temperatura del vástago

<p>8.1.1 acero GT1</p> <p>As (Temp) = 3 [Cm²/m] Barras N° = 4 Espaciamiento = 42 [Cm]</p>	<p>8.1.2 acero GT2</p> <p>As (Temp) = 3 [Cm²/m] Barras N° = 4 Espaciamiento = 38 [Cm]</p>
<p>8.1.3 acero GI1</p> <p>As (Temp) = 3 [Cm²/m] Barras N° = 4 Espaciamiento = 42 [Cm]</p>	<p>8.1.4 acero GI2</p> <p>As (Temp) = 3 [Cm²/m] Barras N° = 4 Espaciamiento = 38 [Cm]</p>

Fuente. Autores del proyecto

X. DISEÑO DEL REFUERZO DEL CONTRAFUERTE

Figura 407. Esquema del contrafuerte actuando como viga T de sección variable



Fuente. Autores del proyecto

El Contrafuerte por ser considerado como una viga T de sección variable tiene varios aspectos a controlar en la ejecución del programa:

- I. La cabeza de compresión a_z debe ser menor o igual que el h_r para que se comporte como una viga rectangular con sección $(b_e \cdot h_z)$; en este caso aumente el espesor del vástago si es necesario.
- II. La separación entre barras debe ser mayor o igual a 2.54 [cm]. Si no se cumple hay dos opciones: seleccione un diámetro de barra mayor o aumente el número de filas.

Teniendo en cuenta las recomendaciones anteriores MURCON calcula el número de barras por cada fila y la separación entre barras de todas las filas para cuatro alturas del contrafuerte las cuales cubren un área aferente, el momento asignado para cada altura es tal que asegura que el acero suministrado para la sección sea suficiente a lo largo de toda esa longitud, el usuario solo debe escoger el número de barras y filas que desea colocar a lo largo de toda la longitud del contrafuerte y certificar que exista una apropiada separación entre barras.

Figura 408. Valores por defecto para el diseño de los aceros del contrafuerte

Z [m]	Mu [Ton-cm]	Barra N°	Número de Filas	d' (z) [cm]
2.29	1047.77	8	2	12
4.58	8382.18	8	3	16
6.88	28289.84	8	4	19
9.17	67057.41	8	5	22

$d_{(z)}$ [cm]	$P(z)$	$a_{(z)}$ [cm]	A_s [Cm ²]	Número de Barras	Separación entre barras [cm]
143.0	0.00250	8.41	73.22	15.00	Aumente Nº Filas y/o diámetro
254.0	0.00250	14.94	130.06	26.00	Aumente Nº Filas y/o diámetro
366.0	0.00250	21.53	187.41	37.00	Aumente Nº Filas y/o diámetro
478	0.00250	28.12	244.76	49.00	Aumente Nº Filas y/o diámetro
Se Comporta como Viga Rectángular					

Fuente. Autores del proyecto

Como aparece en la figura 408 es necesario aumentar el diámetro de las barras o el número de filas, considerando el aumento mínimo un diseño del contrafuerte podría ser como el de la figura 409.

Figura 409. Valores corregidos para el diseño de los aceros del contrafuerte

Z [m]	Mu [Ton-cm]	Barra Nº	Número de Filas	$d'(z)$ [cm]
2.29	1047.77	7	3	15
4.58	8382.18	8	4	19
6.88	28289.84	8	6	25
9.17	67057.41	10	6	27

$d_{(z)}$ [cm]	$P(z)$	$a_{(z)}$ [cm]	A_s [Cm ²]	Número de Barras	Separación entre barras [cm]
140.0	0.00250	8.24	71.69	19.00	3.07
251.0	0.00250	14.76	128.53	26.00	2.70
360.0	0.00250	21.18	184.34	37.00	2.70
473	0.00250	27.82	242.20	31.00	2.99
Se Comporta como Viga Rectángular					

Fuente. Autores del proyecto

- Cálculo del Diseño a Cortante de los Contrafuertes (Vigas T de Canto variable). MURCON calcula automáticamente el refuerzo a cortante con barras de diámetro 3/8", la separación entre barras, el número de estribos por contrafuerte y la longitud de estos; igual que en el cálculo a flexión la altura del contrafuerte se divide en cuatro zonas en como se muestra en la figura 410.

Figura 410. Cálculo de los aceros a cortante del contrafuerte

Z [m]	$V_{U(z)}$ [Ton]	T_v [Ton]	v_u/ϕ [MPa]	v_s [MPa]	S_o [mm]
2.29	13.7	3.87	0.17	Refuerzo Mínimo	600
4.58	54.9	17.27	0.35	Refuerzo Mínimo	600
6.88	123.4	40.63	0.54	Refuerzo Mínimo	600
9.17	219.5	73.30	0.73	Refuerzo Mínimo	600

n :	16	Estribos por Contrafuerte
ΣL_i:	104.3	m.

Fuente. Autores del proyecto

- Diseño del Acero de Refuerzo de temperatura y retracción. El acero de refuerzo correspondiente por retracción y temperatura es 3 cm² por metro lineal de modo que el usuario solo debe escoger el diámetro de la barra que desea utilizar en el cálculo como se muestra en la figura 411.

Figura 411. Diseño del acero por retracción y temperatura del contrafuerte

A_S (Temp) =	3	[Cm²/m]
Barras N° =	4	
Espaciamiento (e) =	42	[Cm]
n :	22	Barras por Contrafuerte
Σ L_i:	25.1	m.

Fuente. Autores del proyecto.

xi. CANTIDADES DE OBRA

En la segunda hoja llamada cantidades de obra MURCON muestra un despiece detallado del acero de refuerzo de la estructura de retención. Además presenta la cantidad de acero y concreto por unidad de longitud. Estos cálculos son automáticos y no se requiere que el usuario modifique y/o introduzca ninguna variable de diseño. Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente figura.

Figura 412. Cantidades de obra por metro lineal

Acero Requerido :	1473	Kg por unidad de longitud
Acero Requerido :	1.5	Ton por unidad de longitud
Concreto Requerido :	30.6	Ton por unidad de longitud
<u>Porcentaje de acero con relación al hormigón</u>		
		4.82%

Fuente. Autores del proyecto.