



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un
reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Elvis Manuel Lozano Jara

ASESOR:

Ing. Luis Gabriel Quiroz Torres, PhD.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LIMA – PERÚ

2018

Página del jurado

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 2
--	---------------------------------------	---

El **Jurado** encargado de evaluar la tesis presentada por don

ELVIS MANUEL LOZANO JARA

cuyo título es:

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA EN EL 2018"

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:

.....15..... (número)O.V.I.M.L.P..... (letras).

Lugar y fecha: 15 de diciembre del 2018, ...Lima, Los Olivos

.....
PRESIDENTE
Dr. Gerardo Enrique Cancho Zuñiga

.....
SECRETARIO
Mg. Rodolfo Ricardo Marquina Callacna

.....
VOCAL
Dr. Luis Gabriel Quiroz Torres

NOTA: En el caso de que haya nuevas observaciones en el informe, el estudiante debe levantar las observaciones para dar el pase a Resolución.

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

Dedicatoria

A mi familia, especialmente a mi querida mamá Elvira por su amorosa crianza encaminándome a lo que soy y a mi hermana Elizabeth por todo lo que ha hecho por mí en estos últimos años.

Agradecimiento

A todos los maestros que he tenido a lo largo de mi formación. A mi asesor, Ing. Luis Gabriel Quiroz Torres, PhD., por el apoyo durante todo el proceso de mi investigación.

Declaración de autenticidad

Declaración jurada

Yo, LOZANO JARA, Elvis Manuel, alumno de la Universidad César Vallejo de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil en la Facultad de Ingeniería, identificado con Documento Nacional de Identidad N°76565508, con la tesis titulada: Influencia de la interacción suelo estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Bajo juramento declaro que: (i) el presente trabajo de investigación corresponde a mi autoría; (ii) la tesis no contiene plagio ni total ni parcialmente. Esto debido a que he hecho prevalecer las normas internacionales de referencias y citas para las fuentes de información examinadas; (iii) esta tesis no se ha presentado antes para la obtención de otro título profesional o grado académico. Por lo tanto, no existe auto plagio; (iv) los resultados presentados en esta tesis están netamente ligados a la realidad. Esto quiere decir que la información mostrada en los resultados no es falsa, ni copiada y mucho menos duplicada.

Me comprometo a asumir todas las consecuencias, ya sean sanciones, que deriven de la identificación de faltas a la normatividad de la Universidad César Vallejo. Estas faltas han de ser la representación falsa de las ideas de otros (falsificación), el uso ilegal de la información ajena (piratería), la presentación de algún trabajo de investigación propio que previamente ya haya sido publicado como nuevo (auto plagio), información no citada de autores (plagio) o presentación de resultados falsos (fraude).

Lima, 15 de diciembre del 2018



.....

LOZANO JARA, Elvis Manuel

DNI N°76565508

Presentación

Señores miembros del respetado jurado, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de grados y títulos de la Universidad César Vallejo para la obtención del título profesional de Ingeniero civil, presento ante ustedes, con enorme agrado, la tesis titulada: Influencia de la interacción suelo estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

El presente trabajo de investigación está constituido por siete capítulos. El primer capítulo abarca un aspecto introductorio, donde se considera la realidad problemática y los antecedentes de investigación, además de teorías relacionadas al tema de investigación, la formulación del problema, así como la justificación del estudio en el ámbito económico, técnico y social, finalizando el capítulo con el planteamiento de las hipótesis y objetivos de la investigación. El segundo capítulo consiste en la metodología de investigación, para lo cual se menciona el diseño de investigación usado, las variables de estudio y su operacionalización, posteriormente, se muestran la población y muestra del estudio y las técnicas e instrumentos que fueron utilizados para recolectar los datos, así como el método de análisis y los aspectos éticos asumidos. Por otro lado, los resultados de la investigación se presentan en el tercer capítulo. Consecuentemente, la discusión que se hizo de los resultados propios con los de los antecedentes tiene lugar en el quinto capítulo. Con todo lo antes mencionado se obtuvieron las conclusiones y recomendaciones que se revelan en el quinto y sexto capítulo, respectivamente. El último capítulo, el séptimo, corresponde a las referencias bibliográficas. Finalmente se complementa el trabajo con los anexos correspondientes.

Se tiene la expectativa de cubrir los requerimientos exigidos para la aprobación del trabajo de investigación.

LOZANO JARA, Elvis Manuel

Índice

	Pág.
Página del jurado	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
Declaración de autenticidad	v
Presentación	vi
Índice de figuras	x
Índice de tablas	xiii
Resumen	xvi
Abstract	xvii
I. Introducción	
1.1. Realidad problemática	19
1.2. Trabajos previos	23
1.2.1. Antecedentes internacionales	23
1.2.2. Antecedentes nacionales	24
1.3. Teorías relacionadas al tema	26
1.3.1. Interacción suelo-estructura	26
1.3.2. Análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze	51
1.4. Formulación del problema	88
1.4.1. Problema general	88
1.4.2. Problemas específicos	88
1.5. Justificación del estudio	88
1.5.1. Justificación económica	88
1.5.2. Justificación técnica	89
1.5.3. Justificación social	89
1.6. Hipótesis	89
1.6.1. Hipótesis general	89
1.6.2. Hipótesis específicas	89
1.7. Objetivos	90
1.7.1. Objetivo general	90
1.7.2. Objetivos específicos	90

II.	Método	
2.1.	Diseño de investigación	92
2.1.1.	Tipo de investigación	93
2.1.2.	Nivel de investigación	93
2.2.	Variables y operacionalización	94
2.2.1.	Definición conceptual	94
2.2.2.	Definición operacional	95
2.3.	Población y muestra	95
2.3.1.	Población	95
2.3.2.	Muestra	95
2.3.3.	Muestreo	96
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	96
2.4.1.	Técnicas de recolección de datos	96
2.4.2.	Instrumentos de recolección de datos	97
2.4.3.	Validez y confiabilidad	98
2.5.	Métodos de análisis de datos	99
2.6.	Aspectos éticos	99
III.	Resultados	
3.1.	Predimensionamiento	102
3.1.1.	Configuración geométrica	102
3.1.2.	Estimación de espesores	103
3.1.3.	Esquema estructural	107
3.2.	Modelo de interacción fluido-estructura	109
3.3.	Análisis sísmico estático	110
3.3.1.	Parámetros sísmicos	110
3.3.2.	Metrado de cargas	111
3.3.3.	Cortante basal	112
3.4.	Análisis sísmico dinámico	115
3.4.1.	Espectro de pseudoaceleraciones	115
3.4.2.	Aplicación al modelo estructural	116
3.4.3.	Corrección por factor de escala	117
3.5.	Presión de agua	117
3.6.	Estudio del suelo y cimentación	119

3.7.	Modelos de interacción suelo-estructura	121
3.7.1.	Modelo dinámico FEMA 440	121
3.7.2.	Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov	127
3.7.3.	Modelo dinámico V.A. Ilichev	129
3.7.4.	Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	133
3.8.	Diseño estructural	135
3.8.1.	Diseño del reservorio con el modelo empotrado en la base	136
3.8.2.	Diseño del reservorio con el modelo FEMA 440	139
3.8.3.	Diseño del reservorio con el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	142
3.8.4.	Diseño del reservorio con el modelo V.A. Ilichev	145
3.8.5.	Diseño del reservorio con el modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	148
3.9.	Comparación de resultados	151
3.9.1.	Periodo de vibración	151
3.9.2.	Desplazamiento lateral	153
3.9.3.	Esfuerzos internos	157
3.9.4.	Cuantía de acero	165
IV.	Discusión	167
V.	Conclusiones	171
VI.	Recomendaciones	175
VII.	Referencias bibliográficas	177
Anexos		
	Anexo I. Matriz operacional	183
	Anexo II. Matriz de consistencia	184
	Anexo III. Informe del estudio de suelos para la investigación	185
	Anexo IV. Informe del estudio de suelos del proyecto en el 2016	228
	Anexo V. Informe del estudio de suelos del proyecto en el 2015	242
	Anexo VI. Comparación de resultados de los estudios de suelos	256
	Anexo VII. Documentación del trabajo de investigación	257

Índice de figuras

	Pág.
Figura 1. Reservorio elevado existente RE-01 de 1000 m ³ de capacidad	21
Figura 2. Reservorio elevado existente RE-02 de 230 m ³ de capacidad	21
Figura 3. Plano de corte y elevación del reservorio elevado proyectado Cercado de Sechura de 3000 m ³	22
Figura 4. Ubicación geográfica del reservorio elevado existente RE-02	23
Figura 5. Estructura cimentada en roca	26
Figura 6. Modificación del movimiento en diferentes casos	27
Figura 7. Ilustración esquemática de un análisis directo de la interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos	31
Figura 8. Ilustración esquemática de un enfoque de subestructura para el análisis de la interacción de las estructuras utilizando supuestos de: i) bases rígidas, o ii) fundaciones flexibles	33
Figura 9. Modelo mecánico para la interacción suelo-estructura-fluido de un tanque elevado	35
Figura 10. Modelo desacoplado de resortes para bases rígidas	37
Figura 11. Orientación de ejes para $L \geq B$	38
Figura 12. Dimensiones para la corrección por empotramiento	39
Figura 13. Modelo dinámico V.A. Ilichev	45
Figura 14. Comportamiento dinámico del fluido en un tanque	51
Figura 15. Modelo dinámico del fluido en un tanque	52
Figura 16. Ubicación de masas de agua en un tanque tipo Intze	53
Figura 17. Zonas sísmicas de Perú	56
Figura 18. Separación de elementos en el modelo en SAP 2000	60
Figura 19. Esquema de distribución de cargas laterales en altura	62
Figura 20. Elemento frame de apoyo para distribución de cargas laterales en SAP 2000	62
Figura 21. Espectros de pseudoaceleraciones para un reservorio elevado	63
Figura 22. Resortes y masa convectiva en el modelo en SAP 2000	65
Figura 23. Masa impulsiva en el modelo en SAP 2000	65
Figura 24. Esquema de colocación de presiones en SAP 2000	66
Figura 25. Dimensiones geométricas de un tanque tipo Intze	72

Figura 26. Ángulos de inclinación del tronco cónico y cúpula inferior	73
Figura 27. Esfuerzos sobre la cúpula superior	75
Figura 28. Esfuerzos sobre la viga anular superior	76
Figura 29. Esfuerzos sobre el muro de la cuba	77
Figura 30. Esfuerzos sobre la viga anular inferior	78
Figura 31. Esfuerzos sobre el tronco cónico	79
Figura 32. Esfuerzos sobre la cúpula inferior	82
Figura 33. Esfuerzos sobre la viga de apoyo	83
Figura 34. Esquema de estudio únicamente con post-prueba	92
Figura 35. Esquema general de diseño correlacional	94
Figura 36. Dimensiones geométricas del reservorio Cercado de Sechura	102
Figura 37. Ángulos de inclinación del tronco cónico y cúpula inferior en el reservorio Cercado de Sechura	103
Figura 38. Esquema estructural del reservorio Cercado de Sechura	108
Figura 39. Tanque equivalente del reservorio Cercado de Sechura	109
Figura 40. Distribución del cortante basal en el modelo en SAP 2000	114
Figura 41. Dirección de las cargas laterales en el modelo en SAP 2000	114
Figura 42. Espectro de pseudoaceleraciones para el reservorio elevado Cercado de Sechura	115
Figura 43. Vista en corte del modelo para análisis dinámico en SAP 2000	116
Figura 44. Factor de escala aplicado al modelo en SAP 2000	117
Figura 45. Diagrama de presiones del reservorio Cercado de Sechura	117
Figura 46. Presión del agua en el modelo en SAP 2000	118
Figura 47. Recolección de la muestra de suelo en el reservorio Cercado de Sechura	119
Figura 48. Modelamiento de la cimentación en SAP 2000	120
Figura 49. Modelo dinámico FEMA 440 en SAP 2000	121
Figura 50. Espectro de pseudoaceleraciones considerando la interacción suelo- estructura para el modelo FEMA 440	125
Figura 51. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov en SAP 2000	127
Figura 52. Modelo dinámico V.A. Ilchev en SAP 2000	129
Figura 53. Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en SAP 2000	133
Figura 54. Periodo de vibración en el modo convectivo	151
Figura 55. Periodo de vibración en el modo impulsivo	151

Figura 56. Desplazamientos laterales del análisis estático	153
Figura 57. Desplazamientos laterales del análisis dinámico	155
Figura 58. Ejes locales para la interpretación de resultados en SAP 2000	157
Figura 59. Fuerza axial F11 MIN para cada elemento estructural	158
Figura 60. Fuerza axial F11 MAX para cada elemento estructural	158
Figura 61. Fuerza axial F22 MIN para cada elemento estructural	159
Figura 62. Fuerza axial F22 MAX para cada elemento estructural	159
Figura 63. Momento flector M11 MIN para cada elemento estructural	160
Figura 64. Momento flector M11 MAX para cada elemento estructural	160
Figura 65. Momento flector M22 MIN para cada elemento estructural	161
Figura 66. Momento flector M22 MAX para cada elemento estructural	161
Figura 67. Fuerza cortante V13 MIN para cada elemento estructural	162
Figura 68. Fuerza cortante V13 MAX para cada elemento estructural	162
Figura 69. Fuerza cortante V23 MIN para cada elemento estructural	163
Figura 70. Fuerza cortante V23 MAX para cada elemento estructural	163
Figura 71. Cuantía de acero para cada elemento estructural	166

Índice de tablas

	Pág.
Tabla 1. Reducción aproximada de velocidad de ondas de corte	36
Tabla 2. Valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0.20 \text{ kg/cm}^2$	44
Tabla 3. Coeficientes para vibraciones verticales, rotacionales y horizontales en base al coeficiente de Poisson	47
Tabla 4. Factor de zona Z	56
Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo	57
Tabla 6. Factor de suelo S	57
Tabla 7. Periodos T_P y T_L	57
Tabla 8. Coeficiente de amplificación sísmica impulsivo y convectivo	58
Tabla 9. Factor de importancia I	58
Tabla 10. Factor de modificación de la respuesta R	59
Tabla 11. Valores de pseudoaceleración espectral	63
Tabla 12. Requisitos del concreto en condiciones de exposición especiales	67
Tabla 13. Esfuerzos admisibles del concreto para cargas de servicio	68
Tabla 14. Esfuerzos admisibles en el acero de refuerzo	68
Tabla 15. Factores de reducción de resistencia	69
Tabla 16. Factores de durabilidad	71
Tabla 17. Cuantía de acero por contracción y temperatura	87
Tabla 18. Dimensiones geométricas del reservorio Cercado de Sechura	102
Tabla 19. Volúmenes del reservorio Cercado de Sechura	103
Tabla 20. Cálculo del espesor de la cúpula superior	104
Tabla 21. Cálculo de las dimensiones de la viga anular superior	104
Tabla 22. Cálculo del espesor de la cuba cilíndrica	105
Tabla 23. Cálculo de las dimensiones de la viga anular inferior	105
Tabla 24. Cálculo del espesor del tronco cónico	105
Tabla 25. Cálculo del espesor de la chimenea	106
Tabla 26. Cálculo de las dimensiones de la viga de chimenea	106
Tabla 27. Cálculo del espesor de la cúpula inferior	106
Tabla 28. Cálculo de las dimensiones de la viga de apoyo	107
Tabla 29. Cálculo del espesor del fuste cilíndrico	107

Tabla 30. Secciones y concreto para cada elemento estructural	107
Tabla 31. Propiedades de los componentes impulsivo y convectivo	110
Tabla 32. Parámetros sísmicos del reservorio Cercado de Sechura	110
Tabla 33. Peso y nivel del centro de gravedad de cada elemento	111
Tabla 34. Distribución del cortante basal del modelo empotrado en la base	113
Tabla 35. Distribución perimetral del cortante basal del modelo empotrado en la base	113
Tabla 36. Espectro de pseudoaceleraciones del reservorio Cercado de Sechura	115
Tabla 37. Cálculo de los componentes impulsivo y convectivo para el modelo en SAP 2000	116
Tabla 38. Parámetros del suelo para el cálculo estructural	119
Tabla 39. Características de la cimentación para el modelo FEMA 440	121
Tabla 40. Coeficientes de rigidez para el modelo FEMA 440	122
Tabla 41. Espectro de pseudoaceleraciones considerando solo la interacción cinemática del modelo FEMA 440	123
Tabla 42. Cálculo del amortiguamiento del modelo FEMA 440	124
Tabla 43. Espectro de pseudoaceleraciones del modelo FEMA 440	125
Tabla 44. Distribución del cortante basal estático del modelo FEMA 440	126
Tabla 45. Características de la cimentación del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	127
Tabla 46. Coeficientes de rigidez del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	128
Tabla 47. Distribución del cortante basal estático del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	129
Tabla 48. Características de la cimentación del modelo V.A. Ilichev	130
Tabla 49. Coeficientes de rigidez para vibraciones rotacionales para un coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0.25$	130
Tabla 50. Coeficientes de rigidez del modelo V.A. Ilichev	130
Tabla 51. Coeficientes de amortiguación para vibraciones rotacionales para un coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0.25$	131
Tabla 52. Coeficientes de amortiguación del modelo V.A. Ilichev	131
Tabla 53. Coeficientes de masa para vibraciones rotacionales para un coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0.25$	131
Tabla 54. Masas de la cimentación del modelo V.A. Ilichev	132
Tabla 55. Distribución del cortante basal estático del modelo V.A. Ilichev	132
Tabla 56. Características de la cimentación del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	133

Tabla 57. Coeficientes de rigidez del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	134
Tabla 58. Coeficientes de amortiguación del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	134
Tabla 59. Distribución del cortante basal estático del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	135
Tabla 60. Datos para el diseño del modelo empotrado en la base	136
Tabla 61. Diseño por flexión y tracción del modelo empotrado en la base	137
Tabla 62. Diseño por compresión y cortante del modelo empotrado en la base	138
Tabla 63. Datos para el diseño del modelo FEMA 440	139
Tabla 64. Diseño por flexión y tracción del modelo FEMA 440	140
Tabla 65. Diseño por compresión y cortante del modelo FEMA 440	141
Tabla 66. Datos para el diseño del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	142
Tabla 67. Diseño por flexión y tracción del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	143
Tabla 68. Diseño por compresión y cortante del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	144
Tabla 69. Datos para el diseño del modelo V.A. Ilichev	145
Tabla 70. Diseño por flexión y tracción del modelo V.A. Ilichev	146
Tabla 71. Diseño por compresión y cortante del modelo V.A. Ilichev	147
Tabla 72. Datos para el diseño del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	148
Tabla 73. Diseño por flexión y tracción del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	149
Tabla 74. Diseño por compresión y cortante del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	150
Tabla 75. Periodos de vibración impulsivo y convectivo	152
Tabla 76. Variación porcentual de los periodos de vibración impulsivo y convectivo con respecto al modelo empotrado en la base	152
Tabla 77. Desplazamientos laterales del análisis estático	154
Tabla 78. Variación porcentual de las derivas del análisis estático con respecto al modelo empotrado en la base	155
Tabla 79. Desplazamientos laterales del análisis dinámico	156
Tabla 80. Variación porcentual de las derivas del análisis dinámico con respecto al modelo empotrado en la base	157
Tabla 81. Variación porcentual de los esfuerzos internos con respecto al modelo empotrado en la base	164
Tabla 82. Cuantía de acero para cada elemento estructural	165
Tabla 83. Variación porcentual de la cuantía de acero con respecto al modelo empotrado en la base	166

Resumen

El presente trabajo de investigación como objetivo principal tuvo, determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. Cuya población consiste en los tres reservorios elevados proyectados: Cercado de Sechura de 3000 m³, Los Jardines de 2000 m³ y La Florida de 1500 m³; y un reservorio elevado existente: Vicente Chunga de 1000 m³. Además, la muestra no probabilística corresponde al reservorio elevado proyectado Cercado de Sechura de 3000 m³ de capacidad, puesto que, es el reservorio de mayor capacidad y es más representativo. Por lo tanto, se empleó como variable independiente, la interacción suelo-estructura y como variable dependiente, el análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze.

Para lograr sus objetivos, esta investigación tuvo un diseño experimental, con experimento cuasi-experimental y estudio únicamente con post-prueba. Además, se hizo uso del enfoque cuantitativo, según la naturaleza del estudio, y una investigación del tipo aplicada, según su finalidad, y transversal, según su alcance temporal, todo ello con un nivel de investigación correlacional.

Esta investigación tiene como conclusión que, la interacción suelo-estructura influye considerablemente en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. Esto queda demostrado con la prolongación del periodo de vibración en los modos impulsivo y convectivo, el gran aumento de los desplazamientos laterales debido a la sollicitación sísmica, la disminución de los esfuerzos internos en la mayoría de elementos estructurales y la reducción de la cuantía de acero para todos los modelos de interacción suelo-estructura.

Palabras claves: interacción suelo-estructura, análisis sísmico, diseño estructural, reservorio elevado tipo Intze.

Abstract

The main objective of this research was to determine the influence of the soil-structure interaction in the analysis and design of an elevated reservoir type Intze from the city of Sechura in 2018. The population consists of the three projected elevated reservoirs: Cercado de Sechura of 3000 m³, Los Jardines of 2000 m³ and La Florida of 1500 m³; and an existing elevated reservoir: Vicente Chunga of 1000 m³. In addition, the non-probabilistic sample corresponds to the elevated projected Cercado de Sechura reservoir of 3000 m³ capacity, since it is the reservoir of greater capacity and is more representative. Therefore, the soil-structure interaction was used as an independent variable and, as a dependent variable, the analysis and design of elevated reservoir type Intze.

To achieve its objectives, this research had an experimental design, with a quasi-experimental experiment and study only with post-test. In addition, the quantitative approach was used, according to the nature of the study, and a research of the type applied, according to its purpose, and transversal, according to its temporal scope, all with a correlational level of research.

This investigation has as conclusion that, the interaction soil-structure influences considerably in the analysis and design of an elevated reservoir type Intze of the city of Sechura in 2018. This is demonstrated with the prolongation of the period of vibration in the impulsive and convective modes, the great increase of the lateral displacements due to the seismic solicitation, the decrease of the internal efforts in the majority of structural elements and the reduction of the amount of steel for all the soil-structure interaction models.

Keywords: Soil-structure interaction, seismic analysis, structural design, elevated reservoir type Intze.

I. Introducción

1.1. Realidad problemática

El fin de todo modelo de análisis es simular el comportamiento real de una estructura. Siendo así que, han surgido muchas técnicas para el análisis sísmico de estructuras. Generalmente, lo que se considera para este tipo de análisis es el empotramiento en la base, sin embargo, esto en muchos casos no refleja la realidad, con lo que se hace un análisis inadecuado. Por lo tanto, se debe considerar que la cimentación también es un elemento de cálculo si se cuenta con suelos lo suficientemente flexibles para influenciar en el análisis. Siendo así que, la interacción suelo-estructura se basa en el trabajo conjunto del suelo, la cimentación y la estructura. Además, se tiene que considerar que hoy en día se cuenta con tecnología suficiente para aplicar dichos conceptos sobre cimentación flexible y realizar una modelación correcta que brinde los resultados adecuados para un diseño estructural óptimo.

A nivel internacional, se cuenta con varios reglamentos y estándares que sirven para el diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos, donde se incluye a los reservorios elevados, entre las cuales los más importantes son: estándar ACI 350.3 – 2006 (EE.UU.), reglamento IBC 2012 (EE.UU.), ASCE 2010 (EE.UU.), reglamento NZCEE 2008 (Nueva Zelanda), reglamento Eurocódigo 8 – 2004 (Europa), reglamento IITK – GSDMA – 2007 (India). Estos códigos están basados en los parámetros del modelo masa resorte que originalmente propuso Housner en 1963 (Quispe, 2013, p. 29).

Por otro lado, abarcando la interacción suelo-estructura, el NIST (2012) indica que se cuentan con los siguientes estándares internacionales: ATC 40 - 1996, ASCE 4 - 2016, FEMA 440 – 2005, ASCE/SEI 41 - 2017, FEMA P-750 – 2009, ASCE/SEI 7 – 2016 y PEER Report No. 2017/06 (p. 87). Además, cabe mencionar que Rusia es la potencia a nivel mundial al contar con innumerables investigaciones sobre ese tema, siendo algunos de sus investigadores más reconocidos: Pasternak, Winkler, Sargsian, Ilichev y Barkan. Por lo tanto, vinculando ambos términos, reglamentos como el Eurocódigo 8 contemplan la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de reservorios elevados (Quispe, 2013, p. 29).

A nivel nacional, no se cuenta con un código de análisis sísmico referido específicamente a estructuras contenedoras de líquidos, como son los reservorios elevados. En cambio, el Reglamento Nacional de Edificaciones, en su norma técnica de diseño sismo-resistente E.030, hace mención de los mismos, pero con cierta incertidumbre. Por ejemplo,

con respecto a la categoría de las edificaciones y factor de uso, la Norma E.030 (2016) muestra que los reservorios tienen una categoría A, es decir que corresponde al grupo de edificaciones esenciales y le corresponde un factor de uso igual a 1.5 (p. 7). Esto implicaría que la norma peruana considera dichas estructuras, sin embargo, se menciona también que, el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas R_0 no se aplica a estructuras con un modelo estructural del tipo péndulo invertido (Norma E.030, 2016, p. 9). Referente a la interacción suelo-estructura, la Norma E.030 (2016) afirma que la consideración de efectos de la flexibilidad del sistema de cimentación es alternativa y queda a juicio del ingeniero si lo considera oportuno (p. 13), pero, no establece parámetros para aplicar correctamente esos efectos para la realidad nacional. Por lo tanto, se muestra el poco alcance que se tiene en la normativa nacional para implementar la interacción suelo-estructura, lo que no brinda la seguridad adecuada para todos los proyectos.

A nivel local, se viene realizando el proyecto: Mejoramiento y ampliación del servicio de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Sechura del distrito de Sechura; provincia de Sechura – Piura, código SNIP N°253871. La Municipalidad Provincial de Sechura (2017) afirma que los problemas de operación y pésima cobertura en la prestación del servicio de agua potable motivaron a realizar el proyecto para mejorar la calidad de vida de la comunidad contribuyendo a las condiciones ambientales del área de estudio (p. 1).

Actualmente la ciudad de Sechura, en su sistema de almacenamiento de agua potable, cuenta con 6 reservorios elevados: i) RE-01, con capacidad de almacenamiento de 1000 m³, ubicado en el A.H. Vicente Chunga Aldana, ii) RE-02, de 230 m³ de capacidad, ubicado en el cercado de Sechura, iii) RE-03, con almacenaje de 300 m³, ubicado en la caleta de Parachique, iv) RE-04, de solo 25 m³ de capacidad, ubicado en el caserío de Chusis, v) RE-05, con 9 m³ de almacenamiento, ubicado en el caserío de Yapato y vi) RE-06, con capacidad de 60 m³, ubicado en el caserío de Tajamar (Municipalidad Provincial de Sechura, 2017, pp. 31-34). Se puede agregar que, de los anteriores reservorios existentes mencionados, el primero, RE-01, es el único tipo Intze debido a su gran capacidad con respecto a los demás, este se muestra en la figura 1.

En lo que respecta a reservorios elevados tipo Intze, el proyecto tiene como metas: i) construcción del reservorio elevado Cercado Sechura, con capacidad de almacenamiento de 3000 m³, ii) construcción del reservorio elevado Los Jardines con capacidad de 2000 m³, iii)

construcción del reservorio elevado La Florida con 1500 m³ de capacidad y iv) rehabilitación del reservorio elevado Vicente Chunga de 1000 m³ de almacenamiento (Municipalidad Provincial de Sechura, 2017, p. 62). Es notable que el cambio más significativo corresponde al reservorio elevado en la localidad de Cercado de Sechura, donde el reservorio existente, mostrado en la figura 2, será reemplazado por uno de mucha más capacidad, tal como se muestra en la figura 3.

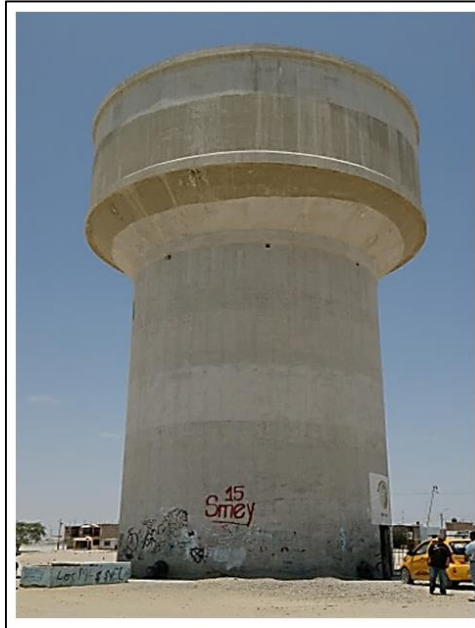


Figura 1. Reservorio elevado existente RE-01 de 1000 m³ de capacidad

Fuente: Municipalidad Provincial de Sechura (2017, p. 31).



Figura 2. Reservorio elevado existente RE-02 de 230 m³ de capacidad

Fuente: Municipalidad Provincial de Sechura (2017, p. 33).

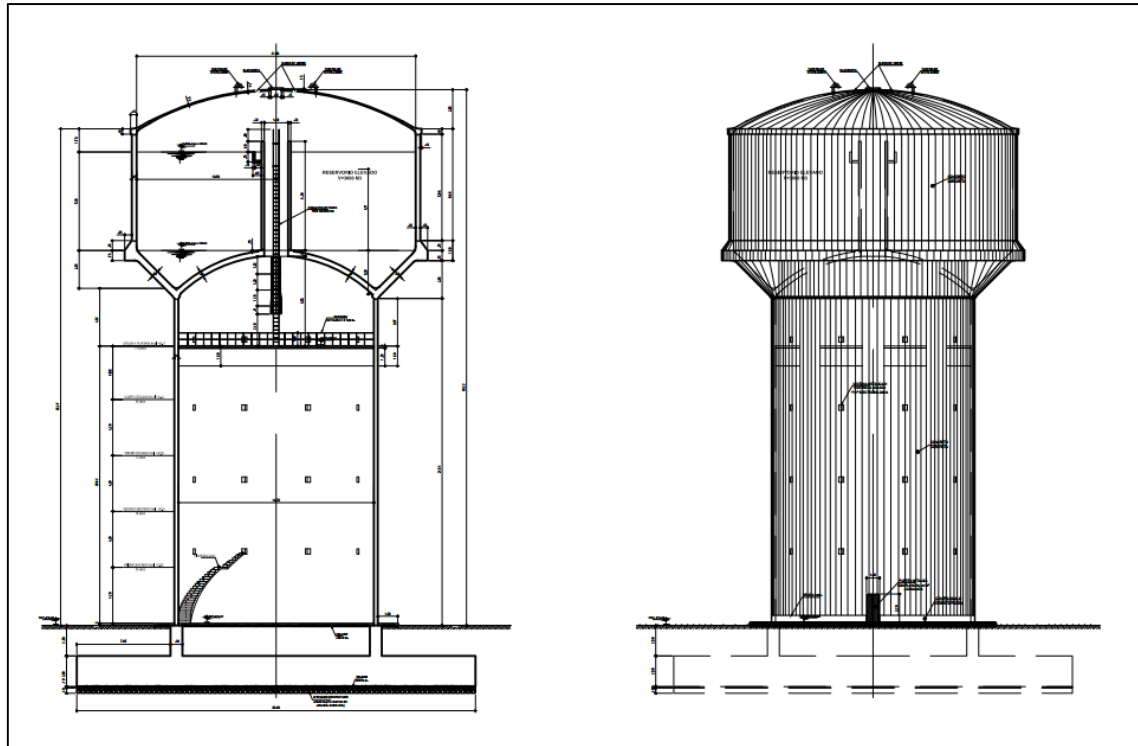


Figura 3. Plano de corte y elevación del reservorio elevado proyectado Cercado de Sechura de 3000 m³

Fuente: elaboración propia.

La ubicación del reservorio RE-02 se muestra en la figura 4. Este reservorio existente, cuya cota es de 20.25 m.s.n.m., se encarga de abastecer a la zona centro y asentamientos humanos de la zona oeste de Sechura, la cuba del reservorio es de forma de tronco piramidal, siendo el más antiguo, teniendo aproximadamente más de 45 años. Actualmente, se encuentra en mal estado físico, los elementos estructurales presentan fisuras pronunciadas a lo cual hay que agregar la alta corrosión del acero. Además, las escaleras y barandas de acceso presentan alta corrosión, así como también los montantes de entrada, salida y rebose-limpieza. A pesar de su mal estado físico, el reservorio viene funcionando como una cámara de carga, pero, al tener un bajo volumen, no regula los fluctuantes consumos de agua potable en los diferentes momentos del día. Por la misma razón, este reservorio no tiene capacidad para un volumen de reserva por operación, mantenimiento o reparaciones, menos aún, puede reservar un volumen para emergencias como incendios (Municipalidad Provincial de Sechura, 2017, p. 32).



Figura 4. Ubicación geográfica del reservorio elevado existente RE-02

Fuente: Google Earth (2017).

Por último, es importante mencionar que, en los cálculos estructurales concernientes a los reservorios elevados proyectados se considera el empotramiento en la base. Pero, debido a que la zona de estudio presenta suelos blandos y está ubicada en una zona con un alto índice de sismicidad, lo más pertinente es aplicar la interacción suelo-estructura.

1.2. Trabajos previos

1.2.1. Antecedentes internacionales

Mejia (2017) en su tesis de licenciatura “Interacción dinámica suelo-estructura” planteó como objetivo describir la teoría de viscoelasticidad del suelo y así poder comprender las características de los suelos que tienen importancia en efectos dinámicos, además de plantear un procedimiento considerando la interacción dinámica suelo-estructura para la obtención de espectros pseudoestáticos. Por lo que, para la mencionada investigación se tuvo como población a la ciudad de México y como muestra fue una estructura ubicada en la zona de transición de la ciudad donde no hubo construcciones vecinas. Siendo así que, las conclusiones responden a que existe una considerable diferencia en el análisis estructural mediante el procedimiento que propone la normativa nacional, donde se presenta una mayor incertidumbre obteniendo un diseño ambiguo y costoso, y el análisis considerando interacción dinámica suelo-estructura, en el que se hace uso de propiedades dinámicas del suelo que sustentan el modelo estructural para obtener una respuesta más real, por lo tanto el ingeniero estructural debe tomar en cuenta este tipo de análisis.

Tejaswini y Sridhar (2016) en su investigación “Comparative study on behavior of elevated water tank with soil structure interaction subjected to seismic load using SAP 2000” establecieron como objetivo realizar una investigación que compare la respuesta estructural de un tanque elevado en diversas zonas sísmicas haciendo uso del software SAP 2000, y a su vez considerando en el análisis la interacción con suelos de tipo suave, medio y duro. Además, la metodología estuvo basada en la aplicación a diferentes modelos de tanques elevados, los cuales fueron circular y cuadrado, considerando y no condiciones de carga. En conclusión, se determinó que, en todos los casos de estudio, en suelos suaves o blandos, el desplazamiento lateral de la estructura es mayor y, para las zonas sísmicas estudiadas, la estructura presenta mayor rigidez en suelo duro.

Moreno (2015) en su tesis de titulación “Análisis sísmico de depósitos elevados y estudio sobre la interacción suelo-estructura” propuso realizar el análisis sísmico en tanques elevados considerando diversas excitaciones dinámicas y los efectos de la interacción suelo-estructura para diversos tipos de suelo. Por ello, la metodología de esa investigación tuvo como base la utilización de dos modelos estructurales propuestos por Haroun y Housner para representar depósitos elevados, además, la perturbación sísmica fue por ondas de valor unitario y representación del terremoto de El Centro de 1940, implementando su interacción con el suelo. En conclusión, el mejor comportamiento estructural se obtiene con el modelo propuesto por Housner, ya que, se obtuvieron resultados cercanos a la realidad, además, también se verificó que la masa convectiva del líquido almacenado presenta desplazamientos mayores que la masa impulsiva.

1.2.2. Antecedentes nacionales

Garay (2017) en su tesis de titulación “Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto “Multifamiliar los Balcones del Valle” barrio Columbo-Cajamarca” se propuso determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación, considerando esfuerzos internos, desplazamientos laterales y periodos de vibración. La metodología fue no experimental del tipo transversal, además, el método fue descriptivo, donde se tomaron planos estructurales y arquitectónicos, análisis de documentos, registro sísmico y el estudio de mecánica de suelos como instrumentos de recolección de datos, y las técnicas de tratamiento de la información fueron la aplicación de los softwares SAP 2000 v18, AutoCAD 2016 y Microsoft Excel

2010, además del análisis sísmico estático, dinámico y tiempo-historia considerando empotramiento en la base y modelos propuestos por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, Sargsian, Ilichev y Barkan-Savinov. En conclusión, se tuvo que la interacción suelo-estructura influye en la respuesta sísmica de un edificio de 7 niveles en Cajamarca, esto demostrado por la variación que se presentó en las frecuencias y periodos de vibración, desplazamientos y fuerzas internas de la estructura.

Lazo (2015) en su tesis para obtener el título de Ingeniero Civil “Diseño y análisis sísmico de reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica” tuvo como objetivo realizar el análisis sísmico y diseño estructural de un tanque elevado circular con capacidad de almacenamiento de 250 m³ aplicando los lineamientos propuestos por el código ACI 350.3-06. En cuanto a la metodología, el tipo de investigación fue aplicada, teniendo el nivel de investigación correlacional y descriptivo, además, la población de estudio fueron los diversos reservorios que futuramente se construirían en Huancavelica y la muestra fue un tanque elevado circular, lo que refleja un muestreo no probabilístico. La autora concluyó que el diseño estructural de un tanque elevado presenta una mayor demanda de esfuerzos a compresión y tracción, pero en la viga de fondo y la pared de la cuba se dan mayores esfuerzos de flexión.

Quezada y Salinas (2014) en su tesis de licenciatura “Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300 m³ en la ciudad de Trujillo” dispusieron como objetivo mostrar criterios y parámetros para diseñar y analizar un tanque elevado con fuste cilíndrico de concreto armado. Para ello, el autor consideró como población a un reservorio situado en la ciudad de Trujillo, además, el instrumento utilizado para la recolección de datos fue el software SAP 2000 v16 mediante el uso de técnicas como el método de Housner y el análisis sísmico estático y dinámico, todo ello tomando en cuenta las consideraciones de la norma ACI 350.3-01 para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos. Finalmente, los autores concluyeron que para la estructura estudiada es necesario un mayor factor de seguridad debido a que se trata de una estructura especial, siendo así que se debe cumplir que el cortante dinámico no sea menor al 90% del cortante estático a pesar de ser una estructura regular, además, el diseño estructural se hizo uso del método de elementos finitos para obtener los esfuerzos en los elementos estructurales y así obtener los mayores valores para el procesamiento de datos.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Interacción suelo-estructura

Generalidades

En lo que respecta a la definición de la interacción suelo-estructura, Miranda (1999) afirma que, es la alteración del movimiento del suelo base debido a la presencia de una estructura, puesto que, mientras la presencia de la estructura modifica el movimiento en su base, existe una interacción (p. 103). Por lo tanto, se puede afirmar que la interacción suelo-estructura es el producto de la modificación que se genera cuando la existencia de una estructura altera la tendencia a mover su base sobre un determinado suelo.

Existen factores que afectan la interacción dinámica suelo-estructura, estos son: i) propiedades de la superestructura: relación de esbeltez, altura, rigidez lateral y peso, ii) propiedades de la cimentación: tipo, forma, tamaño y rigidez, iii) propiedades del suelo: profundidad y estratigrafía, propiedades dinámicas e intensidad de ondas sísmicas y iv) propiedades del movimiento de terreno: frecuencia del movimiento sísmico (Miranda, 1999, p. 103). Se puede notar que, los parámetros indicados corresponden a los de la estructura, suelo y sollicitación sísmica.

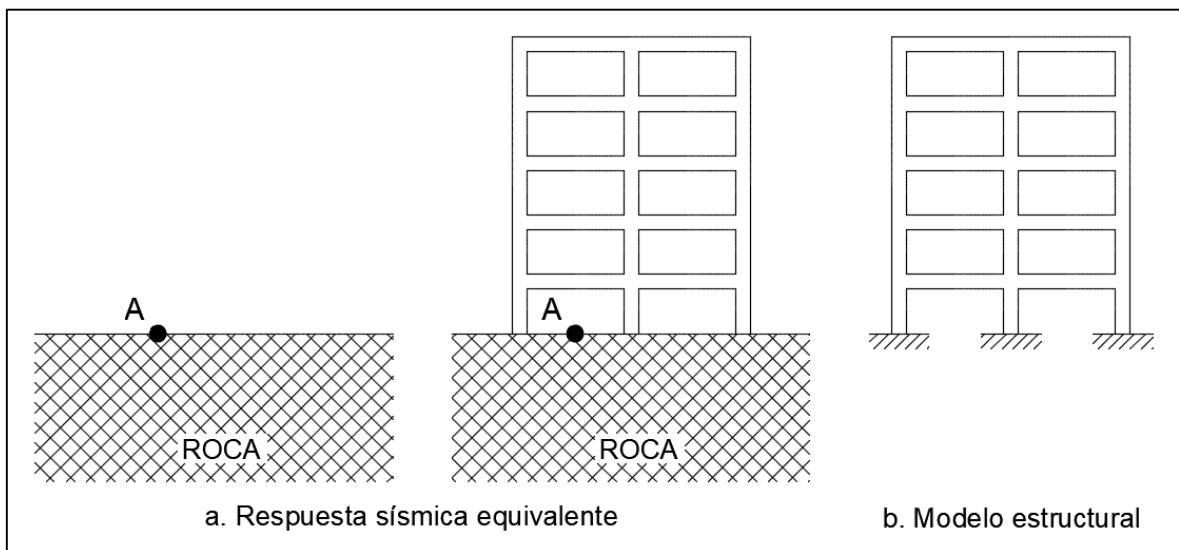


Figura 5. Estructura cimentada en roca

Fuente: Miranda (1999, p. 104).

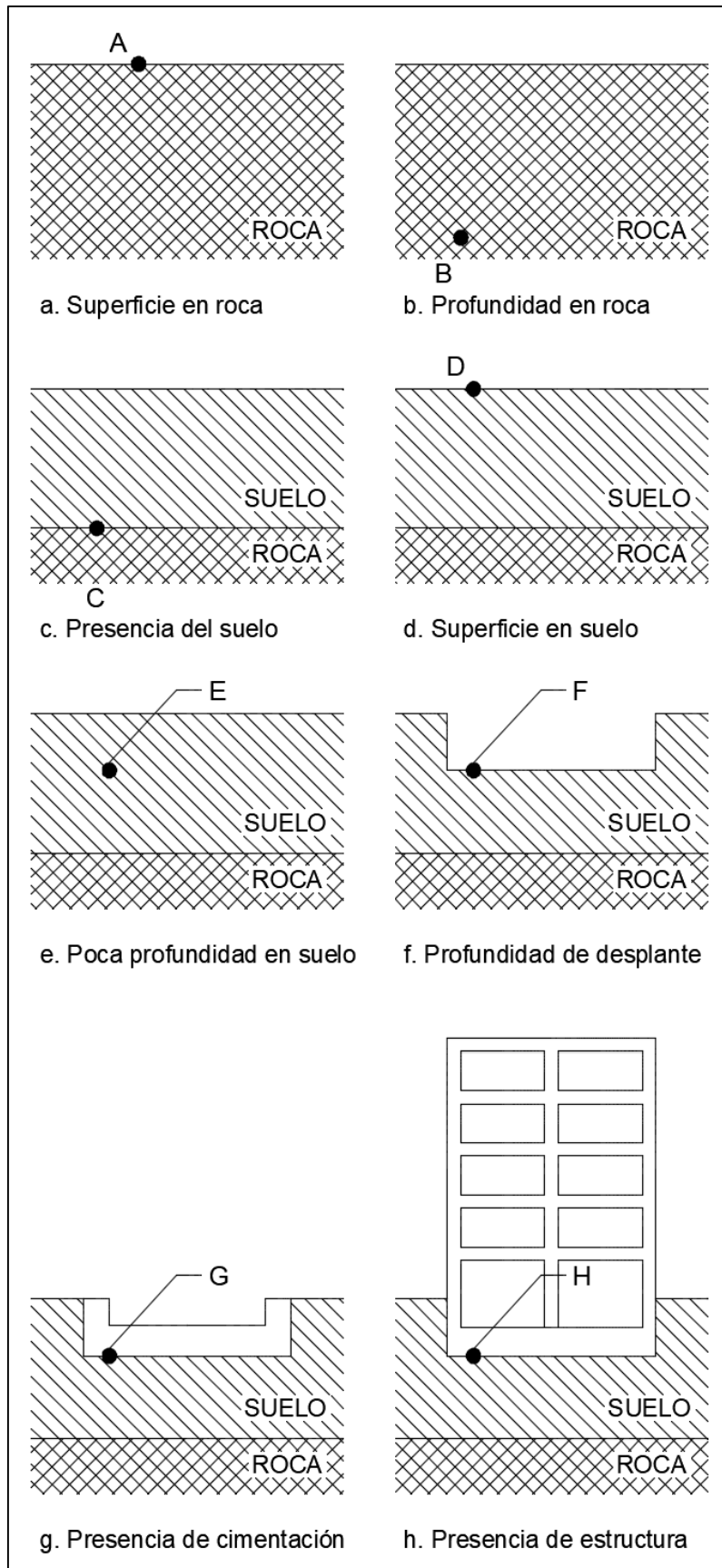


Figura 6. Modificación del movimiento en diferentes casos

Fuente: Miranda (1999, pp. 105-107).

Para entender cómo es que el suelo modifica el comportamiento estructural primero se supone una estructura sobre suelo rígido, es decir, roca. Para ello, en la figura 5a se aprecia que el movimiento en un punto A es prácticamente igual, esté o no la estructura. Siendo así que, en caso de suelos rígidos, para el análisis sísmico basta con considerar el empotramiento en la base, como en la figura 5b (Miranda, 1999, pp. 103-104). Siendo así que, se justifica la elección del empotramiento perfecto para modelar una estructura.

Las estructuras ubicadas en suelos blandos presentan diversas razones por las que se ve modificado su movimiento basal con respecto al que se mostraría si el suelo fuese roca, por lo que, es significativo mostrar estas razones (Miranda, 1999, p. 104). Siendo así que, los casos a tratar, mostrados en la figura 6, justifican la influencia que puede existir en la respuesta sísmica que pueda presentar una determinada estructura.

Primero, el movimiento que ocurre en el punto A, zona superficial en roca, es levemente desigual al que ocurre en un punto B, que posee mayor profundidad. Cabe mencionar que, el movimiento en B es menor que en A, ya que, la roca tiene una rigidez total en todos sus estratos. Pero, al ser una diferencia poco perceptible, es común despreciar ese cambio. Además, el mencionado punto B también es levemente diferente a un punto C, que es de igual profundidad, pero con suelo blando en todos los estratos superiores. Por lo tanto, también es común no tomar en cuenta esta diferencia, siendo así que, el movimiento en A es prácticamente igual en C (Miranda, 1999, pp. 104-105).

Luego, al tratarse del punto D, ubicado en la superficie de suelo blando, y E, a poca profundidad, se comienza a presentar una gran diferencia al movimiento en C, debido a la flexibilidad que presenta en suelo al modificar la respuesta sísmica. Entonces, generalmente la intensidad y frecuencia de la excitación sísmica varían, cabe mencionar que mientras haya mayor variación de flexibilidad será mayor la variación de movimiento, obteniendo la denominación de respuesta de sitio. Además, si al punto E se le extrae el suelo superior, como en el punto F, también se ve modificado el movimiento por el desplante propio de la cimentación (Miranda, 1999, pp. 105-106).

Posteriormente, si se añade la cimentación en sí, como en el punto G, también se modifica el movimiento debido a la contrastación de rigidez en comparación al suelo, lo que implica una limitación en el movimiento conjunto del suelo con la cimentación. Entonces, este tipo de modificación es denominado interacción cinemática, el cual se caracteriza por

retener o disminuir la intensidad del movimiento, y también rotación respecto al eje horizontal, cabeceo, y respecto al eje vertical, torsión. Cabe mencionar que, los factores de mayor importancia que definen este tipo de interacción son: i) rigidez, ii) forma, iii) profundidad de desplante, iv) tamaño de la cimentación y v) longitud de onda del movimiento de terreno. Por lo tanto, esta interacción se incrementa proporcionalmente a la diferencia de rigidez con el suelo e incremento de las dimensiones de la cimentación con respecto a la longitud de onda sísmica (Miranda, 1999, p. 106).

Finalmente, la mencionada situación en G se modifica en el punto H, donde se presencia no solo la presencia de la estructura, sino también su movimiento. Siendo así que, este caso toma la denominación de interacción inercial, puesto que, es partícipe la fuerza inercial de la estructura debido a la presencia de su masa, donde se involucran una mayor flexibilidad del suelo, mayor masa de la estructura, así como su esbeltez. Por lo tanto, esta interacción produce la introducción de un sistema dinámico más flexible e incremento de la amortiguación, teniendo como resultado la prolongación del periodo de vibración, así como la variación de los modos de vibración. Además, hay que tomar en cuenta que la interacción inercial produce efectos de mayor importancia que la interacción cinemática (Miranda, 1999, p. 107).

Por otro lado, Soriano (1989) menciona que es habitual ejecutar proyectos sismorresistentes considerando normativas que no tomen en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, pero, caso contrario presentaría mucha incertidumbre. Siendo así que no considerar dichos efectos, que reducirían los esfuerzos internos, conduce a un proceso de diseño conservador. Pero, es importante mencionar que, algunas veces se presentan aspectos que muestran la interacción suelo-estructura como perjudicial, una característica adicional es que la separación sísmica incrementa (pp. 288-289).

Un análisis de interacción suelo-estructura (ISE) evalúa la respuesta colectiva de la estructura, la base y los medios geológicos que subyacen y rodean la base, a un movimiento de terreno específico de campo libre. El término campo libre se refiere a los movimientos que no se ven afectados por las vibraciones estructurales o la dispersión de las ondas. En consecuencia, ISE representa la diferencia entre la respuesta real de la estructura y la respuesta de la condición base teórica y rígida (NIST, 2012, p. 27).

Efectos de interacción suelo-estructura

Los términos interacción cinemática e inercial fueron introducidos en 1975 por Robert Whitman (NIST, 2012, p. 27). Los efectos de ISE se clasifican como efectos de interacción inercial, efectos de interacción cinemática y efectos de flexibilidad de cimentación del suelo (NEHRP, 2009, p. 225). En el contexto del análisis y diseño de ingeniería, estos efectos están relacionados con: i) rigidez y amortiguación de la base, ii) variaciones entre movimientos de entrada de cimentación y movimientos de suelo de campo libre y iv) deformaciones de cimientos.

Para la **rigidez y amortiguación de la base**, se menciona que la inercia desarrollada en una estructura vibratoria da lugar a cizalladura de base, momento y torsión. Estas fuerzas generan desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-fundación. Estos desplazamientos y rotaciones solo son posibles debido a la flexibilidad en el sistema de cimentación del suelo, lo que contribuye significativamente a la flexibilidad estructural general (y aumenta el período de construcción). Además, estos desplazamientos dan lugar a la disipación de energía a través de la amortiguación de la radiación y la amortiguación histérica del suelo, lo que puede afectar significativamente la amortiguación general del sistema. Como estos efectos tienen sus raíces en la inercia estructural, se los denomina efectos de interacción inercial (NEHRP, 2009, p. 225).

En cuanto a las **variaciones entre movimientos de entrada de cimentación y movimientos de suelo de campo libre**, los movimientos de entrada de la base y los movimientos de campo libre pueden diferir debido a: i) interacción cinemática, en la que elementos rígidos de cimentación colocados en o debajo de la superficie del suelo causan movimientos de cimentación para desviarse de los movimientos de campo libre debido al promediado y efectos de empotramiento en ausencia de estructura e inercia de cimentación, y ii) desplazamientos relativos y rotaciones entre la cimentación y el campo libre asociados con la estructura y la inercia de la cimentación (NEHRP, 2009, p. 225).

Para el caso de **deformaciones de cimientos**, las deformaciones por flexión, axial y cizallamiento de los elementos de cimentación estructurales ocurren como resultado de fuerzas y desplazamientos aplicados por la superestructura y el medio del suelo. Estos representan las demandas sísmicas para las que se deben diseñar los componentes de la

cimentación, y podrían ser importantes, especialmente para cimientos flexibles como balsas y plataformas (NEHRP, 2009, p. 225).

Métodos para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura

Los métodos que se pueden usar para evaluar los efectos anteriores se pueden categorizar como enfoques directos y de subestructura. En un análisis directo, el suelo y la estructura se incluyen dentro del mismo modelo y se analizan como un sistema completo. En un enfoque de subestructura, el problema de ISE se divide en distintas partes que se combinan para formular la solución completa (NIST, 2012, p. 28).

Para el **análisis directo**, como se representa esquemáticamente en la figura 7, el suelo a menudo se representa como un continuo (por ejemplo, elementos finitos) junto con elementos estructurales y de cimentación, que transmiten límites en los límites de la malla del suelo y elementos de interfaz en los bordes de la cimentación (NIST, 2012, p. 28).

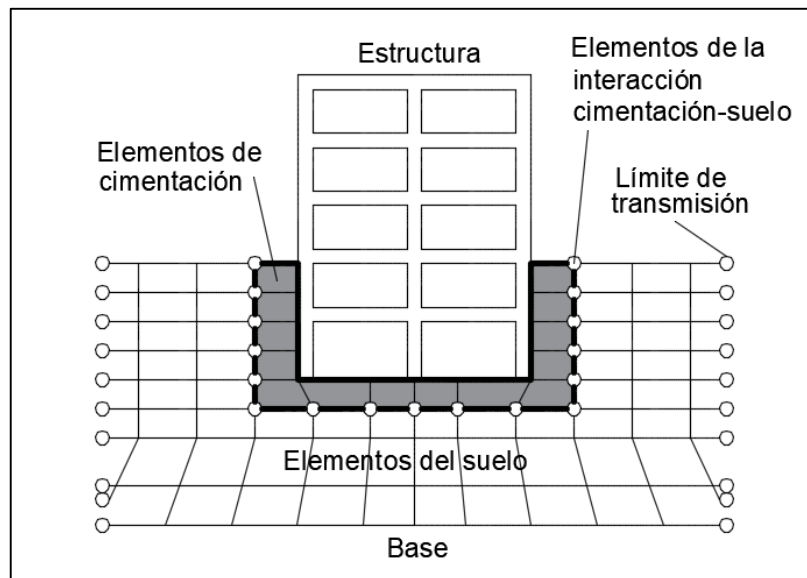


Figura 7. Ilustración esquemática de un análisis directo de la interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos

Fuente: NIST (2012, p. 28).

La evaluación de la respuesta del sitio utilizando análisis de propagación de ondas a través del suelo es importante para este enfoque. Dichos análisis se realizan con mayor frecuencia utilizando una representación lineal equivalente de las propiedades del suelo en formulaciones numéricas de elementos finitos, diferencias finitas o elementos límite. Los análisis directos pueden abordar todos los efectos de ISE descritos anteriormente, pero la

incorporación de la interacción cinemática es un desafío porque requiere la especificación de movimientos de entrada espacialmente variables en tres dimensiones (NIST, 2012, pp. 28-29).

Debido a que la solución directa del problema de ISE es difícil desde un punto de vista computacional, especialmente cuando el sistema es geoméricamente complejo o contiene no linealidades significativas en el suelo o materiales estructurales, rara vez se utiliza en la práctica (NIST, 2012, p. 29).

En lo que respecta al **enfoque de subestructura**, la consideración adecuada de los efectos de ISE en un enfoque de subestructura requiere: i) una evaluación de los movimientos del suelo de campo libre y las correspondientes propiedades del material del suelo, ii) una evaluación de las funciones de transferencia para convertir los movimientos de campo libre a los movimientos de entrada de la cimentación, iii) incorporación de resortes y amortiguadores (o elementos no lineales más complejos) para representar la rigidez y la amortiguación en la interfaz suelo-fundación y iv) un análisis de respuesta del sistema combinado estructura-resorte-amortiguador con el movimiento de entrada de cimentación aplicado (NIST, 2012, p. 29).

La superposición inherente a un enfoque de subestructura requiere una asunción del comportamiento lineal del suelo y la estructura, aunque en la práctica este requisito a menudo se sigue solo en un sentido lineal equivalente (NIST, 2012, p. 29). Así como se muestra en la figura 8, los pasos en un enfoque de subestructura.

Especificación de un movimiento de entrada de cimentación (FIM), que es el movimiento de la losa base que tiene en cuenta la rigidez y la geometría de la cimentación. Debido a que la inercia se trata por separado, la FIM se aplica a la condición teórica de la losa base y la estructura que no tiene masa (figura 8b). Este movimiento generalmente difiere del movimiento de campo libre, involucra tanto componentes traslacionales como rotacionales, y representa la demanda sísmica aplicada al sistema estructural y de cimentación. La variación entre los movimientos de entrada de campo libre y de fundación se expresa mediante una función de transferencia que representa la relación de movimiento de cimentación-campo libre en el dominio de frecuencia. Como se descuidan los efectos inerciales, la función de transferencia representa los efectos de la interacción cinemática solamente (NIST, 2012, p. 29).

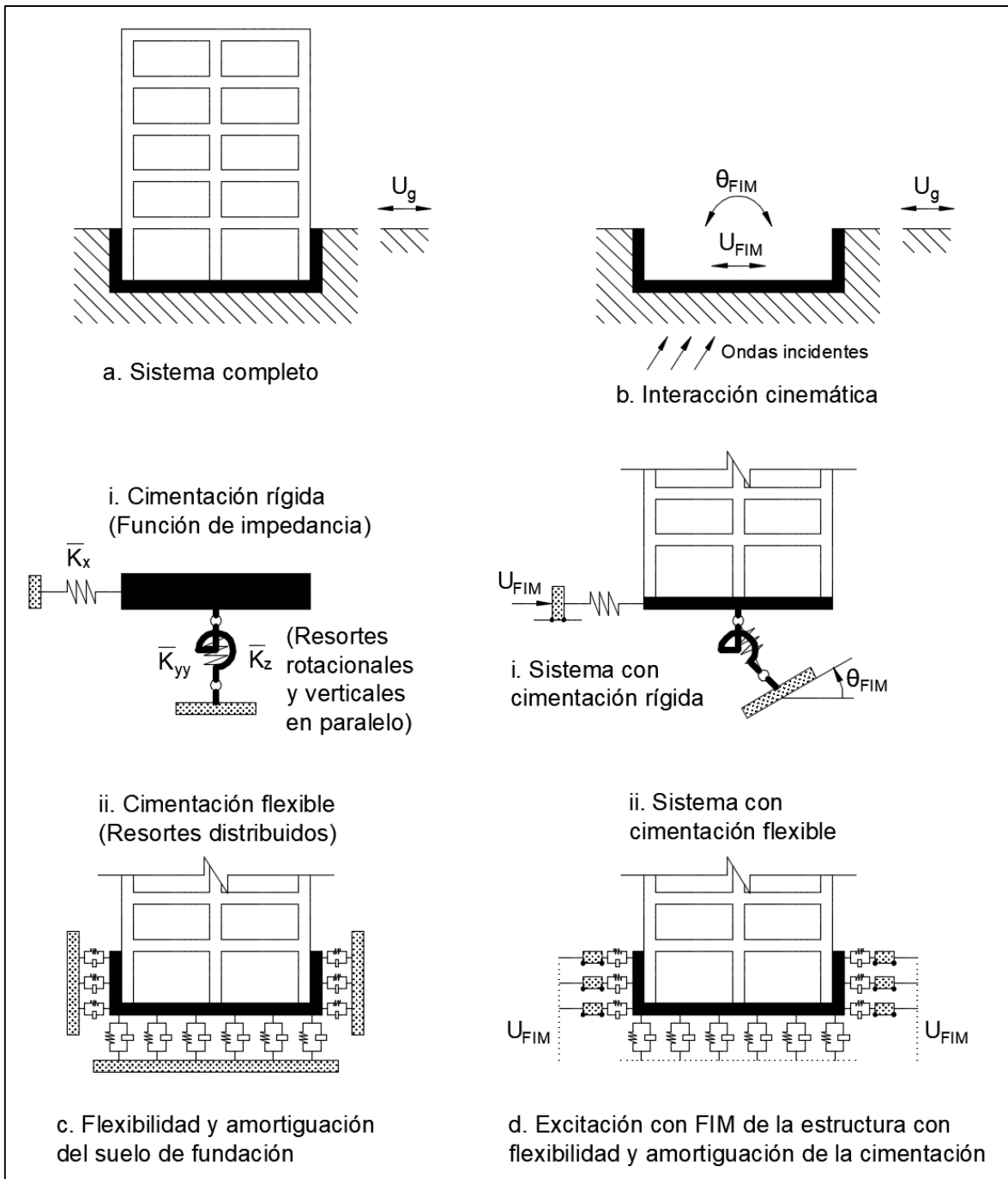


Figura 8. Ilustración esquemática de un enfoque de subestructura para el análisis de la interacción de las estructuras utilizando supuestos de: i) bases rígidas, o ii) fundaciones flexibles

Fuente: NIST (2012, p. 30).

Un primer paso esencial en la definición de la FIM es evaluar la respuesta de campo libre del sitio. Esta tarea requiere que el movimiento de entrada del terremoto en el campo libre sea conocido, ya sea en un punto específico (por ejemplo, superficie del suelo, afloramiento de roca) o en forma de ondas incidentes (por ejemplo, ondas de corte oblicuas) que se propagan desde una profundidad de referencia (NIST, 2012, p. 29).

Una vez establecido el movimiento de campo libre, se realizan análisis de propagación de onda para estimar el movimiento de entrada de cimentación a lo largo de la interfaz de suelo-cimentación planificada, como se muestra en la figura 8d. Las propiedades lineales equivalentes para el suelo (por ejemplo, módulo de cizallamiento, amortiguación del material) se pueden evaluar como parte de este análisis (NIST, 2012, p. 29-30).

Las características de rigidez y amortiguación de la interacción suelo-fundación se caracterizan utilizando modelos de funciones de impedancia relativamente simples o una serie de resortes y amortiguadores distribuidos. Las funciones de impedancia representan las características de rigidez y amortiguación dependientes de la frecuencia de la interacción suelo-fundamento. El uso de modelos de funciones de impedancia para cimientos rígidos se ilustra en la figura 8c (i). El uso de una serie de resortes y amortiguadores distribuidos que actúan alrededor de la base se ilustra en la figura 8c (ii). El último caso de resortes distribuidos y amortiguadores es necesario cuando los elementos de cimentación no son rígidos, o cuando las demandas internas (por ejemplo, momentos, cizallas, deformaciones) son los resultados requeridos del análisis (NIST, 2012, p. 30).

La superestructura se modela sobre la base y el sistema se excita a través de la base al desplazar los extremos de los resortes y amortiguadores utilizando los componentes oscilantes y de traslación del FIM. Cabe señalar que la FIM varía con la profundidad. En el caso del modelo distribuido de resortes y amortiguadores, los desplazamientos de tierra diferenciales deben aplicarse sobre la profundidad de empotramiento. Esta aplicación de desplazamientos espacialmente variables introduce un componente rotacional en la FIM, por lo que un componente rotacional no aparece en la figura 8d (ii) (NIST, 2012, p. 30).

Modelo dinámico FEMA 440

En la figura 9, k_y y k_θ se representan la rigidez de traslación y balanceo equivalente de la base que se pueden modelar con resortes. Estos están unidos al punto central de la base circular rígida. Estas rigideces se estiman usando las expresiones dadas en FEMA para empotramiento y cimientos que descansan en un estrato superficial de suelo subyacente por un depósito más rígido que tiene una velocidad de onda de corte más del doble que la de la capa superficial (Livaoglu y Dogangun, 2006, pp. 425-426).

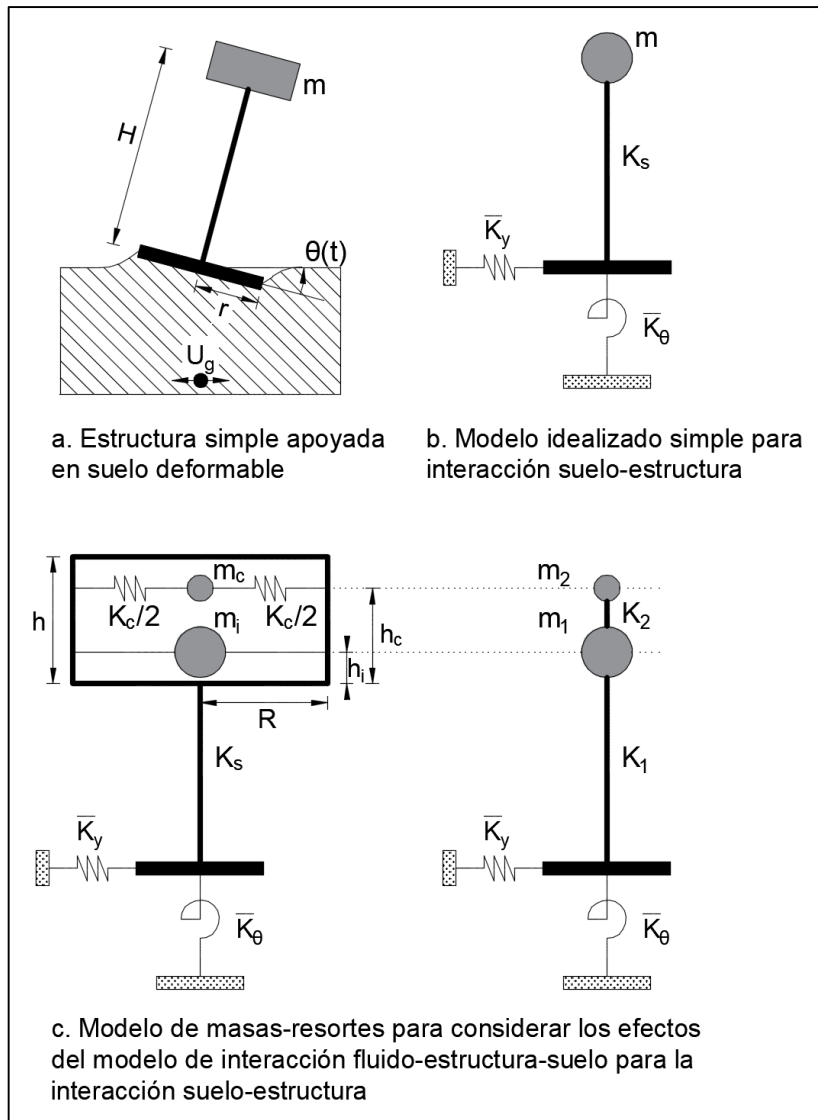


Figura 9. Modelo mecánico para la interacción suelo-estructura-fluido de un tanque elevado

Fuente: Livaoglu y Dogangun (2006, pp. 425- 426).

Los efectos de la **interacción cinemática** tienden a ser importantes para construcciones con periodos fundamentales relativamente cortos ($T < 0.5$ s), grandes dimensiones en planta, o sótanos de más de 3m de profundidad (FEMA 440, 2005, p. 95). El procedimiento es como se describe a continuación:

Paso 1, calcular el tamaño efectivo de la cimentación b_e :

$$b_e = \sqrt{ab}$$

Donde:

a, b = dimensiones brutas de la cimentación de la estructura.

Paso 2, calcular el RRS a partir del promedio de la losa – base (RRS_{bsa}) como una función del periodo.

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq RRS_{bsa} \text{ para } T = 0.2 \text{ s}$$

Donde:

b_e = tamaño efectivo de la cimentación (en pies);

T = diversos valores de periodo.

Paso 3, si la estructura tiene sótanos con una profundidad e desde la superficie del terreno, se calculará un RRS adicional a partir del empotramiento (RRS_e) como una función del periodo.

$$RRS_e = \cos \left(\frac{2\pi e}{TnV_s} \right)^{1.2} \geq \text{el mayor de } 0.453 \text{ y } RRS_e \text{ para } T = 0.2 \text{ s}$$

Donde:

e = empotramiento de la base;

V_s = velocidad de onda de corte para las condiciones del suelo del sitio, tomado como valor medio de la velocidad a una profundidad de b_e por debajo de la base;

n = factor de reducción de la velocidad de onda de corte para el PGA esperado según se estima en la tabla 1.

Tabla 1. Reducción aproximada de velocidad de ondas de corte

Pico de Aceleración del Suelo (PGA)				
PGA	0.10 g	0.15 g	0.20 g	0.30 g
n	0.9	0.8	0.7	0.65

Fuente: FEMA 440 (2005, p. 96).

Paso 4, calcular el producto de RRS_{bsa} y RRS_e para obtener el RRS_{total} para cada periodo de interés. La ordenada del espectro para el movimiento sísmico de entrada para cada periodo, es el producto del espectro para el movimiento sísmico sin considerar efecto cinemático y el RRS_{total} .

Paso 5, repetir los pasos del 2 al 4 para obtener los periodos para generar un espectro completo para el movimiento sísmico de entrada.

El **amortiguamiento del suelo** de la interacción suelo–estructura está asociado con el comportamiento de histéresis del suelo, así como la radiación de energía del suelo desde la cimentación. Estos efectos del amortiguamiento de la cimentación tienden a ser importantes para sistemas estructurales rígidos (por ejemplo, muros de corte, elementos de arriostre lateral), particularmente cuando el suelo de la cimentación es relativamente blando (FEMA 440, 2005, p. 96).

Los efectos de amortiguamiento de la cimentación son representados por una relación que modifica el sistema de amortiguamiento. Se conoce como β_1 al amortiguamiento inicial de la estructura, donde no considera el amortiguamiento de la interacción suelo estructura, que generalmente es 5%. Además, el amortiguamiento atribuido a la interacción suelo estructura β_f . Finalmente, el amortiguamiento del sistema estructural completo, es β_0 (FEMA 440, 2005, p. 96). El procedimiento corresponde a los siguientes pasos:

Paso 1, calcular los periodos considerando a la estructura con base empotrada (T) y base flexible (\tilde{T}). El FEMA 356 y el ATC 40 dan una guía para poder calcular la rigidez de los resortes del suelo para el modelo estructural.

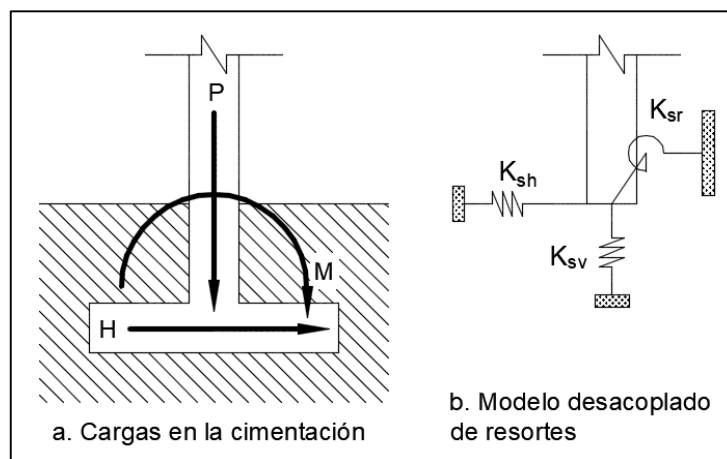


Figura 10. Modelo desacoplado de resortes para bases rígidas

Fuente: FEMA 35 (2000, p. 142).

Según el FEMA 356 (2000), para zapatas que son rígidas con respecto al suelo de apoyo, un modelo desacoplado de resortes, como se muestra en la figura 10, debe representar la rigidez de la cimentación.

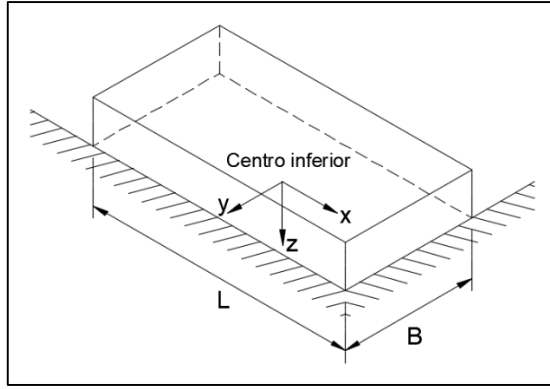


Figura 11. Orientación de ejes para $L \geq B$

Fuente: FEMA 356 (2000, p. 143).

Además, las constantes de resorte equivalentes se calculan de la siguiente manera:

$$k_x = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right];$$

$$k_y = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right];$$

$$k_z = \frac{GB}{1 - \nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right];$$

$$k_{xx} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right];$$

$$k_{yy} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right];$$

$$k_{zz} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

Donde:

L, B = dimensiones de la cimentación según la figura 11;

ν = coeficiente de Poisson del suelo, según el estudio de suelos;

G = módulo de Corte del suelo, según ATC 40 (1996, p. 290) es:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del suelo, según el estudio de suelos.

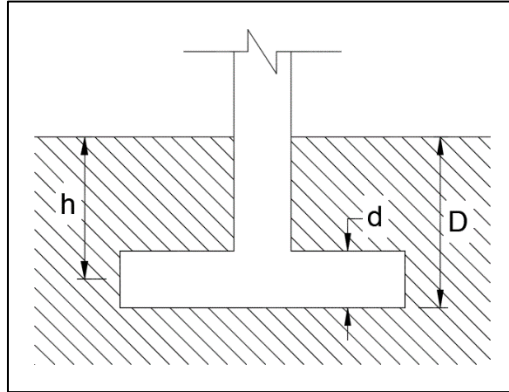


Figura 12. Dimensiones para la corrección por empotramiento

Fuente: FEMA 356 (2000, p. 143).

Luego, se realiza la corrección por empotramiento según los datos mostrados en la figura 12. Por lo tanto, se multiplica a cada coeficiente de rigidez con su factor de corrección.

$$\beta_x = \beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right];$$

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right];$$

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right];$$

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right];$$

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$$

Por lo tanto, para cada grado de libertad se realiza el cálculo del coeficiente de rigidez con la siguiente ecuación

$$K = \beta * k$$

Donde:

K = coeficientes de rigidez corregidos;

β = factores de corrección;

k = coeficientes de rigidez en superficie.

Paso 2, calcular la rigidez efectiva para un sistema de un grado de libertad (SDOF: Single System Degree of Freedom) con base empotrada.

$$K_{fijo}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Donde:

M^* = Masa efectiva para el primer modo calculada como la masa total multiplicada por el coeficiente de masa efectiva.

Paso 3, determinar el radio traslacional equivalente de la cimentación.

$$r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$$

Donde:

A_f = Área bruta de la fundación si los componentes de la cimentación están interconectados lateralmente.

Paso 4, calcular la rigidez traslacional de la cimentación. Este puede ser calculado usando los procedimientos del FEMA 356 (capítulo 4) o ATC 40 (capítulo 10). Para algunas aplicaciones, esta se puede considerar como:

$$K_x = \frac{8}{2 - \nu} Gr_x$$

Paso 5, calcular la rigidez rotacional efectiva de la cimentación y con este el radio rotacional de la cimentación.

$$K_{\theta} = \frac{K_{fij\theta}^* (h^*)^2}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{fij\theta}^*}{K_x}};$$

$$r_{\theta} = \left(\frac{3(1-\nu)K_{\theta}}{8G}\right)^{1/3}$$

Paso 6, estimar la relación del periodo efectivo, \tilde{T}_{eff}/T_{eff} , usando el modelo estructural del sitio específico desarrollado para el análisis no lineal Pushover. Esta relación de periodo es calculada para la estructura en su estado de degradado (es decir, considerando la ductilidad estructural y ductilidad del suelo).

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right]\right\}^{0.5}$$

Paso 7, calcular la relación de amortiguamiento inicial con base empotrada para la estructura (β_i), el que se puede considerar 5%.

Paso 8, determinar el amortiguamiento de la cimentación considerando el amortiguamiento de la radiación, β_f .

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right) + a_2 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right)^2 ;$$

$$a_1 = c_e \exp(4.7 - 1.6h/r_{\theta});$$

$$a_2 = c_e [25 \ln(h/r_{\theta}) - 16];$$

$$c_e = 1.5(e/r_x) + 1$$

Donde:

h = altura equivalente;

e = profundidad de empotramiento.

Paso 9, calcular la relación de amortiguamiento en base flexible (β_0).

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{(\tilde{T}_{eff}/T_{eff})^3}$$

Paso 10, calcular el efecto sobre los valores del espectro debido al cambio de relación de amortiguamiento y actualizar.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff}}$$

Este coeficiente, B , divide a las ordenadas espectrales calculadas para estructura de base rígida, simulando la interacción inercial mediante el amortiguamiento de la cimentación. Por lo tanto, junto a la modificación por hecha RRS_{total} , que representa la interacción cinemática, se modela completamente la interacción suelo-estructura.

Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Villareal (2009, p. 29) afirma que, debido a los resultados de varios estudios experimentales para conseguir coeficientes de rigidez de las estructuras de cimentación, el investigador ruso, D.D. Barkan, propuso en el año 1984 la utilización de las expresiones siguientes:

$$K_z = C_z A;$$

$$K_x = C_x A;$$

$$K_\phi = C_\phi I$$

Donde:

C_z, C_ϕ = coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme;

C_x = coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;

A = área de la base de la cimentación;

I = momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

En los que respecta a los coeficientes C_z , C_x , C_ϕ tienen una dependencia de los parámetros elásticos del suelo y otros factores que requieren evaluar algunas propiedades generales del sistema de cimentación (Villareal, 2009, p. 29).

A continuación, se muestran exactitudes del modelo que se obtuvieron mediante estudios teóricos otorgados por el investigador O.A. Shejter para la problemática de vibración forzada de un modelo circular de gran peso soportado por un semiespacio elástico isotrópico de peso considerable. Pero, a pesar que Shejter introdujo el concepto de masa “adherida” del suelo, no presentó una consecuencia directa, siendo así que los estudios teóricos y de experimento lograron la identificación de coeficientes como C_z , C_x , C_ϕ dependientes de la presión estática ρ que se llega a transmitir a la base de fundación (Villareal, 2009, p. 30).

Estos coeficientes se determinan mediante el modelo de D.D. Barkan-O.A. Savinov con las siguientes ecuaciones:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta * A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}};$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta * A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}};$$

$$C_\phi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta * A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0, D_0 = coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$;

a, b = dimensiones de la cimentación en el plano;

Δ = coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1\text{m}^{-1}$.

Para el coeficiente D_0 , como se mostraron en los experimentos, se puede utilizar la dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1 - \nu}{1 - 0.5\nu} * C_0$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1.7 \frac{E_0}{1 - \nu^2} * 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right);$$

$$D_0 = 1.7 \frac{E_0}{(1 - \nu)(1 - 0.5\nu)} * 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Donde:

E_0 = módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1-0,2kg/cm².

Además, en la tabla 2 se proponen valores del coeficiente C_0 cuando se considera $\rho_0=0.20$ kg/cm². Todo ello en base al tipo de suelo que se presenta en la base de fundación que ha de ser determinado mediante un análisis granulométrico por tamizado y el ensayo para determinar los Límites de Atterberg (límite líquido y plástico de una muestra de suelo) en un estudio de mecánica de suelos.

Tabla 2. Valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0.20$ kg/cm²

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm ³)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3.0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2.6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I_L \leq 0.5$)	2.0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0.5$)	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0.80$)	1.4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < I_L \leq 0.75$)	0.8
		Arena plástica ($0.5 < I_L \leq 1$)	1.0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0.75$)	0.6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0.6

Fuente: Villareal (2009, p. 31).

Modelo dinámico V.A. Ilchev

Este modelo fue llevado a cabo para ser aplicado a problemas de interacción suelo-estructura ondulatorios mediante la modelación en un semiespacio elástico. Cabe mencionar que, inicialmente, este modelo se aplicó a situaciones de vibración vertical en cimentación circular soportado por un semiespacio elástico isótropo. Dicho modelo, se contempla en la figura 13 (Villareal, 2009, p. 32).

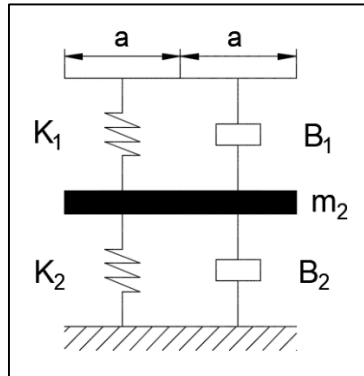


Figura 13. Modelo dinámico V.A. Ilchev

Fuente: Villareal (2009, p. 32).

Cabe mencionar que, las ondas sísmicas longitudinales provocan una resistencia al movimiento de la cimentación (placa), el cual depende de su desplazamiento y velocidad, en cambio, las ondas sísmicas transversales y Rayleigh son dependientes de su aceleración de la cimentación (Villareal, 2009, p. 32-33). En base a un semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se calculan por las siguientes ecuaciones:

$$C_1^2 = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\rho};$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2(1 + \nu)\rho}$$

Donde:

C_1 = velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación;

C_2 = velocidad de propagación de las ondas transversales.

Este modelo dinámico se determinó considerando un sistema con 1.5 grados de libertad, en el cual en la zona inferior del esquema se calcula un grado de libertad y en la zona superior el grado restante. Posteriormente, el modelo de Ilichev tuvo una generalización para vibraciones de la cimentación horizontales y rotacionales, soportados en una base elástica mediante la ley de variación lineal de los parámetros de deformación considerando la profundidad de cimentación (Villareal, 2009, p. 33). Particularmente, la variación del módulo de deformación $E_{(z)}$ de la base de cimentación, se determina mediante la ecuación:

$$E_{(z)} = E_0 \left[tg\psi * \frac{z}{\alpha} + 1 \right]$$

Donde:

E_0 = módulo de deformación del suelo en la superficie;

z = coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie;

ψ = ángulo de fricción interna del suelo;

$\alpha = 1m$.

La mencionada ecuación representa la variación de los parámetros de deformación que se tiene en la fundación para una profundidad $5a$ en vibraciones verticales, $3a$ en rotacionales y $2a$ en horizontales (Villareal, 2009, p. 33). Donde a representa el radio de la base de cimentación. Además, los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1,5 grados de libertad se calculan con la siguiente ecuación:

$$Y = Y_0 + Y_1 * \tan\psi \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

Donde:

Y = cualquier parámetro con índice o sin índice;

$b_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$ = coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador b_{z1} y la rigidez K_{z1} corresponden a la parte superior del modelo (medio grado de libertad) y los coeficientes m_z, b_{z2}, K_{z2} a la parte inferior (un grado de libertad);

$b_{\phi1}, K_{\phi1}, m_{\phi}, b_{\phi2}, K_{\phi2}$ = parámetros análogos para las vibraciones rotacionales;

$b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$ = coeficientes para las vibraciones horizontales.

Los miembros Y_0 y Y_1 se determinan por la tabla 3, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson (μ) de la base de fundación (Villareal, 2009, p. 34).

Tabla 3. *Coefficientes para vibraciones verticales, rotacionales y horizontales en base al coeficiente de Poisson*

ν	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0.25	5.34	21.80	2.80	6.21	7.50
0.35	6.44	26.30	3.12	6.90	8.40
0.45	10.53	43.00	3.29	7.50	9.20
ν	$b_{0\phi1}$	$K_{0\phi1}$	$m_{0\phi}$	$b_{0\phi2}$	$K_{0\phi2}$
0.25	1.36	5.60	1.00	1.60	7.50
0.35	1.63	6.70	1.03	1.70	7.90
0.45	2.50	10.70	0.84	1.60	7.30
ν	b_{0x1}	K_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	K_{0x2}
0.25	3.10	12.40	1.80	5.20	7.60
0.35	3.10	12.40	1.90	5.70	8.30
0.45	3.10	12.40	2.10	6.40	9.20
ν	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0.25	0.87	3.56	0.56	0.62	2.88
0.35	1.06	4.34	0.62	0.78	3.50
0.45	1.81	7.41	0.69	0.78	3.72
ν	$b_{1\phi1}$	$K_{1\phi1}$	$m_{1\phi}$	$b_{1\phi2}$	$K_{1\phi2}$
0.25	0.22	1.16	0.12	0.12	1.34
0.35	0.28	1.41	0.16	0.12	1.81
0.45	0.50	1.97	0.16	0.12	1.81
ν	b_{1x1}	K_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	K_{1x2}
0.25	0.53	2.09	0.28	0.75	1.53
0.35	0.53	2.09	0.31	0.84	1.87
0.45	0.53	2.09	0.37	0.84	1.91

Fuente: Villareal (2009, p. 34).

Los parámetros adimensionales se obtienen dimensionalmente con las siguientes leyes (Villareal, 2009, p. 36):

Para las vibraciones rotacionales:

$$K_{\phi} = (C_2)^2 * \rho * k_{\phi} * a^3;$$

$$B_{\phi} = (C_2) * \rho * b_{\phi} * a^4;$$

$$M_{\phi} = \rho * m_{\phi} * a^5$$

Para las vibraciones horizontales (verticales):

$$K_{X(Z)} = (C_2)^2 * \rho * k_{X(Z)} * a;$$

$$B_{X(Z)} = (C_2) * \rho * b_{X(Z)} * a^2;$$

$$M_{X(Z)} = \rho * m_{X(Z)} * a^3$$

Donde:

C_2 = velocidad de propagación de la onda transversal;

ρ = densidad del suelo de la base de fundación.

Por último, al considerar que en el modelo analizado las conexiones con rigideces K_1 y K_2 están unidas consecutivamente, en el cálculo se procede a ingresar la rigidez equivalente determinada por la ecuación (Villareal, 2009, p. 35):

$$K = \frac{K_1 * K_2}{K_1 + K_2}$$

Este mismo planteamiento se aplica para el cálculo de los coeficientes equivalentes de amortiguación. Es importante mencionar que, tanto para la rigidez y la amortiguación solo con respecto al eje X, el coeficiente equivalente será la suma de K_1 y K_2 .

Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z , desplazamiento elástico uniforme K_x , compresión elástica no uniforme K_ϕ , y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ ; se calculan por las fórmulas (Villareal, 2009, p. 36):

$$K_z = C_z A;$$

$$K_x = C_x A;$$

$$K_\phi = C_\phi I_\phi;$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Donde:

A = área de la base de la cimentación (m^2);

I_ϕ = momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

I_ψ = momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

El parámetro elástico principal de la cimentación, coeficiente de compresión elástica uniforme C_z es obtenido mediante estudios experimentales. Opcionalmente, cuando la información no es la suficiente se permite hacer uso de la siguiente fórmula (Villareal, 2009, p. 37):

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Donde:

b_0 = coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5;

E = módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m^2);

$A_{10} = 10 m^2$.

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x , compresión elástica no uniforme C_ϕ , y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ ; se determinan por las siguientes fórmulas (Villareal, 2009, p. 37):

$$C_x = 0.7C_z;$$

$$C_\phi = 2C_z;$$

$$C_\psi = C_z$$

Para los parámetros de amortiguación de la fundación es necesaria la consideración de amortiguaciones relativas ξ , obtenido mediante ensayos de laboratorio. Pero, de no existir información experimental, la mencionada amortiguación, para este caso vertical ξ_z se puede obtener por las ecuaciones (Villareal, 2009, p. 37):

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{\rho_m}};$$

$$\left(\xi_z = \frac{0.7}{\sqrt{\rho_m}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z \rho_m}};$$

$$\left(\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z \rho_m}} \right)$$

Donde:

E = módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación;

C_z = coeficiente de compresión elástica uniforme;

ρ_m = presión estática media en la base de la cimentación.

$$\rho_m \leq \gamma_{ts} * R$$

Donde:

γ_{ts} = coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1;

R = resistencia de cálculo del suelo de fundación, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 SNIP 2.02.01-83.

Por último, para las demás amortiguaciones consideradas relativas para vibración horizontal y rotacional, en base a sus determinados ejes, se obtienen con las fórmulas (Villareal, 2009, p. 38):

$$\xi_x = 0.6\xi_z;$$

$$\xi_\varphi = 0.5\xi_z;$$

$$\xi_\psi = 0.3\xi_z$$

1.3.2. Análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze

Modelo de interacción fluido-estructura

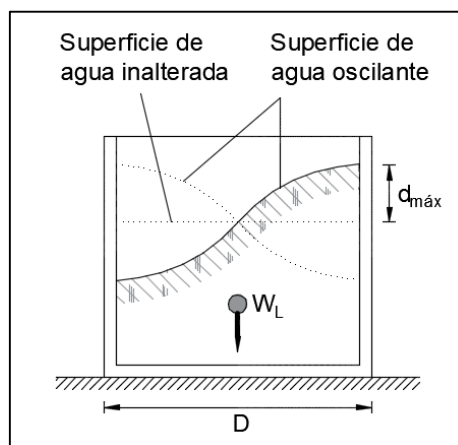


Figura 14. Comportamiento dinámico del fluido en un tanque

Fuente: ACI 350.3 (2006, p. 43).

En la figura 14 se muestra el comportamiento que tiene el sistema fluido-estructura durante una acción sísmica, se puede notar que la masa de agua contenida en el tanque se divide en

dos partes, una se mantiene unida de manera rígida a los muros del tanque, siendo así que se confina en la parte inferior, denominada masa impulsiva (con peso W_i). Además, la masa convectiva (con peso W_c) se encuentra sobre la masa impulsiva, tiene la característica principal de oscilar durante un movimiento sísmico debido a que no se encuentra en confinamiento puesto que, por borde libre, tiene libertad, tal como muestra la figura 15.

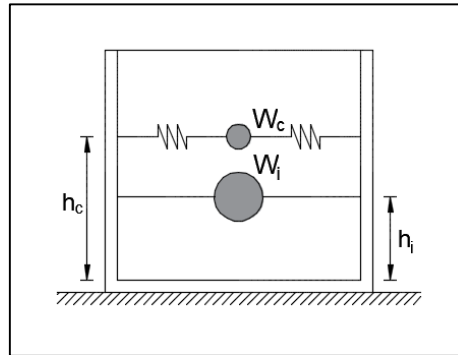


Figura 15. Modelo dinámico del fluido en un tanque

Fuente: ACI 350.3 (2006, p. 43).

Housner (1963) plantea un método para considerar los efectos dinámicos de los líquidos a través de estas dos masas mencionadas, lo que implica que la masa impulsiva se une a las paredes del tanque modelada mediante resortes de infinita rigidez, en cambio, la masa convectiva se une a las paredes del tanque mediante resortes con una rigidez axial igual al líquido que se almacena. Es importante mencionar que las masas son dependientes de la geometría del tanque y del líquido total contenido.

Rivera (1984) afirma que cuando el fondo del reservorio no es plano y horizontal, como es el caso de los reservorios elevados comúnmente usados en el que el fondo es semiesférico y tronco cónico, se puede asumir un reservorio equivalente que tenga el mismo diámetro y volumen que el tanque en cuestión (p. 20). Tal como se muestra en la figura 16.

Por lo tanto, la altura equivalente del líquido, H_L , se calcula con:

$$H_L = \frac{4V_A}{\pi D^2}$$

Donde:

V_A = volumen de almacenamiento total;

D = diámetro interior de la cuba cilíndrica.

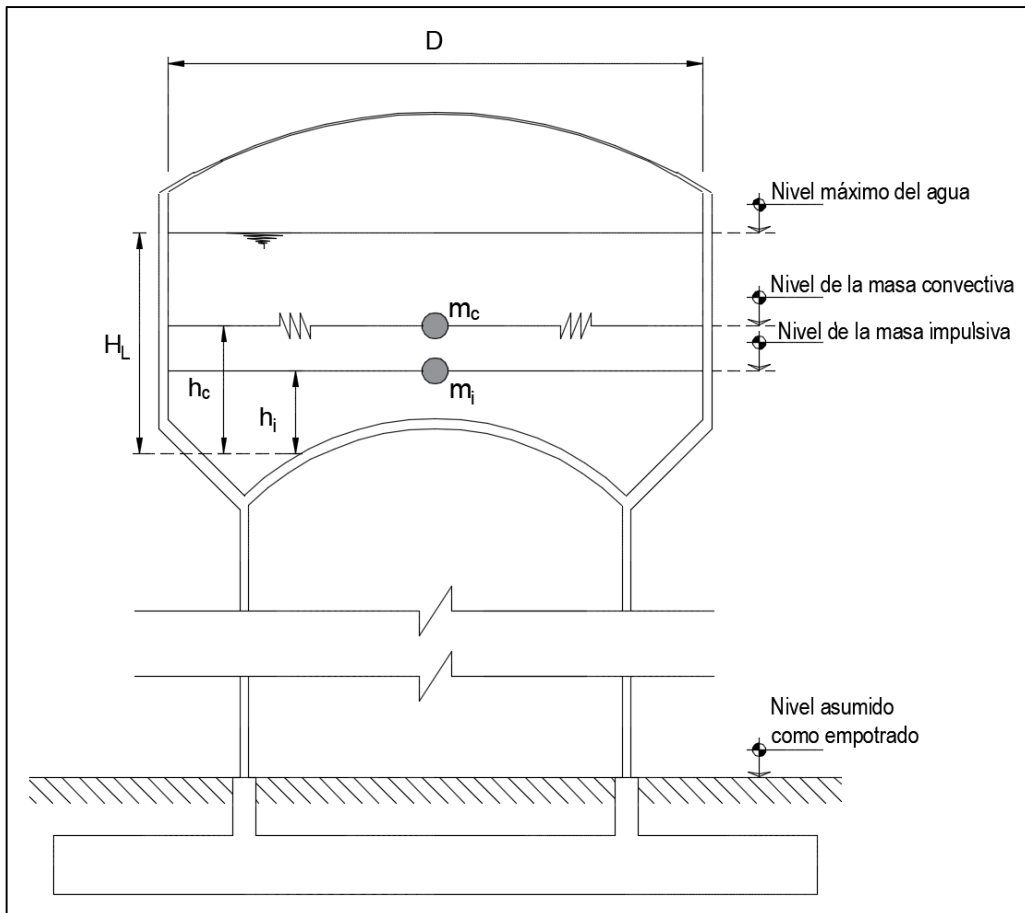


Figura 16. Ubicación de masas de agua en un tanque tipo Intze

Fuente: Rivera (1984, p. 24).

ACI 350.3 (2006, p. 36-37) propone que, los componentes del líquido, impulsivo y convectivo, así como sus alturas hacia sus centros de gravedad con respecto a la base del tanque equivalente, se calculan con:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(D/H_L)]}{0.866(D/H_L)};$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \tanh[3.68(H_L/D)]$$

Cuando:

$$\frac{D}{H_L} < 1.333;$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right)$$

Cuando:

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333;$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Para todos los casos:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

Donde:

W_i = peso equivalente de la componente impulsiva;

W_c = peso equivalente de la componente convectiva;

W_L = peso total del almacén de líquidos;

h_i = altura al centro de gravedad de la masa impulsiva;

h_c = altura al centro de gravedad de la masa convectiva.

Para calcular el peso sísmico de la estructura, el ACI 350.3 (2006) establece que a los muros que estén en contacto con el líquido se les aplica un coeficiente de masa efectiva ε (p. 41). En el modelo estructural de este estudio se aplicó dicho coeficiente a la viga anular superior, cuba cilíndrica, viga anular inferior, tronco cónico, chimenea y viga de chimenea.

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$$

Huamani (2015) afirma que el periodo impulsivo (T_i) del reservorio se calcula con la masa combinada de la estructura (M_s) y la masa la impulsiva del líquido (M_i). Además, solo participa un tercio de la masa del fuste, por su aporte a la vibración de la estructura (p. 50).

$$M_s = M_{\text{contenedor}} + \frac{1}{3} * M_f;$$

$$I_f = \pi \left[\frac{(D_f + t_f/2)^4 - (D_f - t_f/2)^4}{64} \right];$$

$$K_s = \frac{3E_c I_f}{h_f^3};$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i + M_s}{K_s}}$$

Donde:

$M_{contenedor}$ = masa total de todos los elementos estructurales, sin el fuste;

M_f = masa del fuste;

I_f = momento de inercia de la sección cilíndrica del fuste;

D_f = diámetro medio del fuste cilíndrico;

t_f = espesor del fuste;

K_s = rigidez lateral del fuste de sección cilíndrica;

E_c = módulo de elasticidad del concreto para el fuste;

h_f = altura del fuste

En cambio, el periodo en el modo convectivo (T_c) y la rigidez correspondiente a ese modo se calcula con las siguientes ecuaciones (ACI 350.3, 2006, p. 38):

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]};$$

$$T_c = \frac{2\pi\sqrt{D}}{\lambda};$$

$$K_c = M_c \left(\frac{2\pi}{T_c} \right)^2$$

Donde:

λ = coeficiente adimensional;

g = aceleración de la gravedad;

w_c = frecuencia de vibración en el modo convectivo;

K_c = rigidez del resorte de la masa convectiva.

Análisis sísmico estático

Para el análisis sísmico de un reservorio elevado se cuenta con la normativa ACI 350.3, por tratarse de una estructura contenedora de líquidos, pero adaptada en parte a la normativa peruana E.030 por la zona de estudio.

La Norma E.030 (2016) propone un factor zona producto de diferentes estudios sísmicos, con lo que afirma que el factor zona representa la máxima aceleración horizontal que presenta un suelo rígido con 10% de probabilidad de excedencia de 50 años expresado como una porción de la aceleración de la gravedad (p. 5).

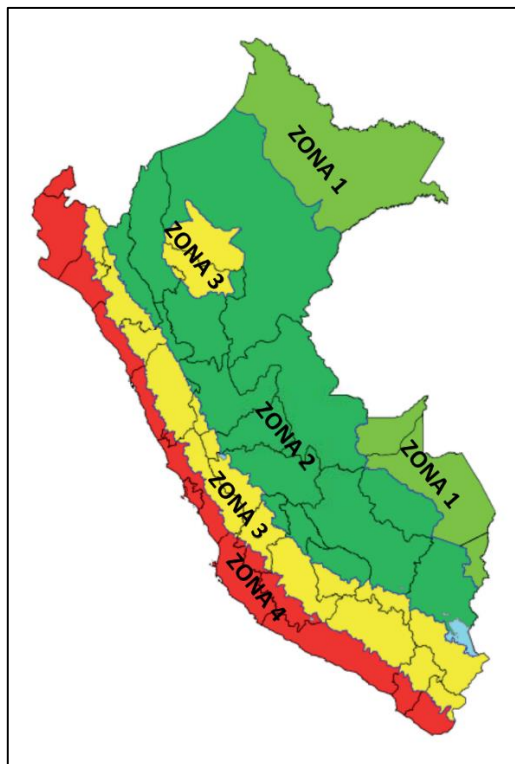


Figura 17. Zonas sísmicas de Perú

Fuente: Norma E.030 (2016, p. 3).

Tabla 4. Factor de zona Z

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 (2016, p. 3).

En cuanto a los perfiles de suelo, se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, número de golpes en el ensayo de penetración estándar y la resistencia al corte en condición no drenada (Norma E.030, 2016, p. 4).

Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma E.030 (2016, p. 4).

Tabla 6. Factor de suelo S

Zona	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 (2016, p. 5).

Tabla 7. Periodos T_P y T_L

Periodo	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E.030 (2016, p. 5).

A su vez, los denominados factores de amplificación espectral C_i y C_c se han adaptado según las consideraciones de la norma E-030 para el modo impulsivo y convectivo. ACI 350.3 (2006) establece que los espectros pseudoestáticos son elaborados para sismos con un 10% de probabilidad de excederse en 50 años y amortiguamiento del 5% para el módulo impulsivo y 0.5% para el módulo convectivo, cuyo escalamiento de amortiguamientos se realiza multiplicando por $\beta = 1.5$ (p. 18-19).

Tabla 8. *Coeficiente de amplificación sísmica impulsivo y convectivo*

Periodo de vibración	Modo impulsivo (Amortiguamiento $\xi = 5\%$)	Modo convectivo (Amortiguamiento $\xi = 0.5\%$)
$T < T_p$	$C_i = 2.5$	$C_c = 3.75$
$T_p < T < T_L$	$C_i = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_i} \right)$	$C_c = 3.75 \left(\frac{T_p}{T_c} \right)$
$T > T_L$	$C_i = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T_i^2} \right)$	$C_c = 3.75 \left(\frac{T_p T_L}{T_c^2} \right)$

Fuente: elaboración propia.

Por otro lado, el factor de importancia está establecido por ACI 350.3, así como el factor de modificación de la respuesta.

Tabla 9. *Factor de importancia I*

	Uso del tanque	Factor I
III	Tanques que contienen material peligroso	1.5
II	Tanques cuyo material contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto, o estanques que son parte de sistemas de salvataje	1.25
I	Tanques no considerados en las categorías II o III	1.0

Fuente: ACI 350.3 (2006, p. 20).

Tabla 10. Factor de modificación de la respuesta *R*

Tipo de estructura	R_i		R_e
	Superficial o en pendiente	Enterrado	
Anclados, base flexible	3.25	3.25	1.0
Empotrados o simple apoyo	2.0	3.0	1.0
No anclados, llenos o vacíos	1.5	2.0	1.0
Tanques elevados	2.0	-----	1.0

Fuente: ACI 350.3 (2006, p. 20).

Con estos parámetros expuestos hasta ahora se puede calcular la máxima oscilación de oleaje para verificar si el borde libre es adecuado. Para ello, ACI 350.3 (2001) establece:

$$d_{m\acute{a}x} = (D/2)(ZSIC_c); d_{m\acute{a}x} \leq BL = \text{borde libre}$$

Para la estimación del peso sísmico, según la Norma E.030 (2016, p. 9), se considera el 50% de la carga viva. Además de eso, se recalca la modificación de la masa de los muros mediante el coeficiente de masa efectiva. Además, ACI 350.3 (2001, p. 17) plantea los lineamientos para el análisis y diseño de reservorios considerando fuerzas sísmicas laterales (similares a la norma técnica peruana E.030) que son determinadas mediante las siguientes fórmulas:

$$P_w = ZSIC_i \left(\frac{W_e}{R_i} \right);$$

$$P_i = ZSIC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right);$$

$$P_c = ZSIC_c \left(\frac{W_c}{R_c} \right)$$

Donde:

P_w = carga lateral debido al peso del tanque;

P_i, P_c = carga lateral debido al peso impulsivo y convectivo;

W_e = peso del tanque para el análisis sísmico.

Además, el cortante basal, producto de las fuerzas anteriormente mencionadas, se aplica en la base del reservorio y es calculado por la siguiente expresión (ACI 350.3, 2001, p. 17):

$$V = \sqrt{(P_i + P_w)^2 + P_c^2}$$

Para la distribución del cortante en altura, primero se obtiene el peso de los elementos y el nivel de sus centros de gravedad. Para precisar los datos, se pueden separar los elementos en el modelo y obtener sus reacciones verticales por peso propio, así como se muestra en la figura 18.

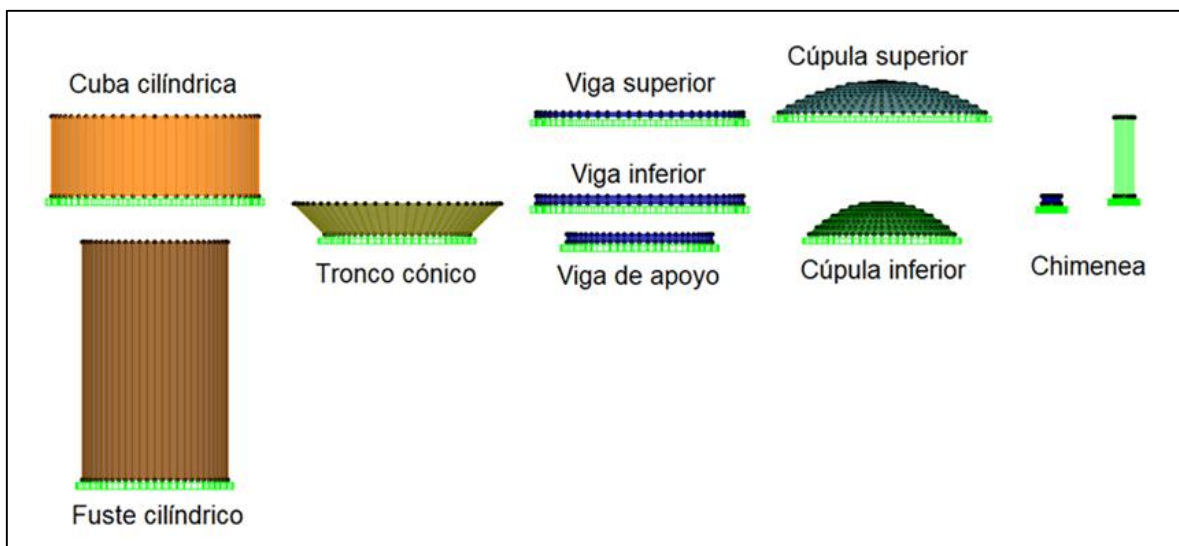


Figura 18. Separación de elementos en el modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Luego, para calcular el centro de gravedad de cada elemento en elementos simétricos vendría a ser la mitad de la altura. Pero para el caso de las cúpulas, se determina de la siguiente forma:

$$OG = \frac{3}{4} \frac{(2r - h)^2}{3r - h}$$

Donde:

OG = distancia del centro de la esfera, al centro de gravedad;

r = radio de la esfera;

h = altura de la cúpula.

Posterior a ello, en el caso del fuste, según Rivera (1984) propone dividir el fuste en partes iguales, teniendo cada parte la misma cantidad de masa (p. 26). Además, se recomienda dividir el contenedor en dos partes, dejando de lado el fuste. La primera de ellas involucra a la cúpula superior, viga anular superior, cuba cilíndrica, viga anular inferior y tronco cónico. La segunda corresponde a la chimenea, viga de chimenea, cúpula inferior y viga de apoyo. Con los datos obtenidos anteriormente, se puede calcular el nivel de los centros de gravedad de ambas partes, mediante la siguiente fórmula:

$$NCG = \frac{\sum P_i * NCG_i}{\sum P_i}$$

Donde:

NCG = nivel del centro de gravedad de una parte del contenedor;

P_i = Peso de cada elemento perteneciente a la parte analizada;

NCG_i = nivel del centro de gravedad de cada elemento perteneciente a la parte analizada.

Obteniendo así la altura y peso de en cada nivel, cuyo esquema se muestra en la figura 19. Complementariamente, las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel se calculan mediante (Norma E.030, 2016, p. 9):

$$F_i = \alpha_i V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde:

n = es el número de niveles de la estructura;

k = exponente relacionado al periodo de la estructura T_i . Si $T_i \leq 0.5$, $k = 1.0$. Si $T_i > 0.5$, $k = (0.75 + 0.5 T_i)$.

Cabe recalcar que estas fuerzas calculadas, se distribuyen de manera lineal en el modelo estructural para cada nivel. Por lo que es necesario dividir las fuerzas por el perímetro en cada nivel y distribuirlo en la dirección de análisis con el apoyo de un elemento *frame* con propiedades de peso y masa insignificantes, como se muestra en la figura 20.

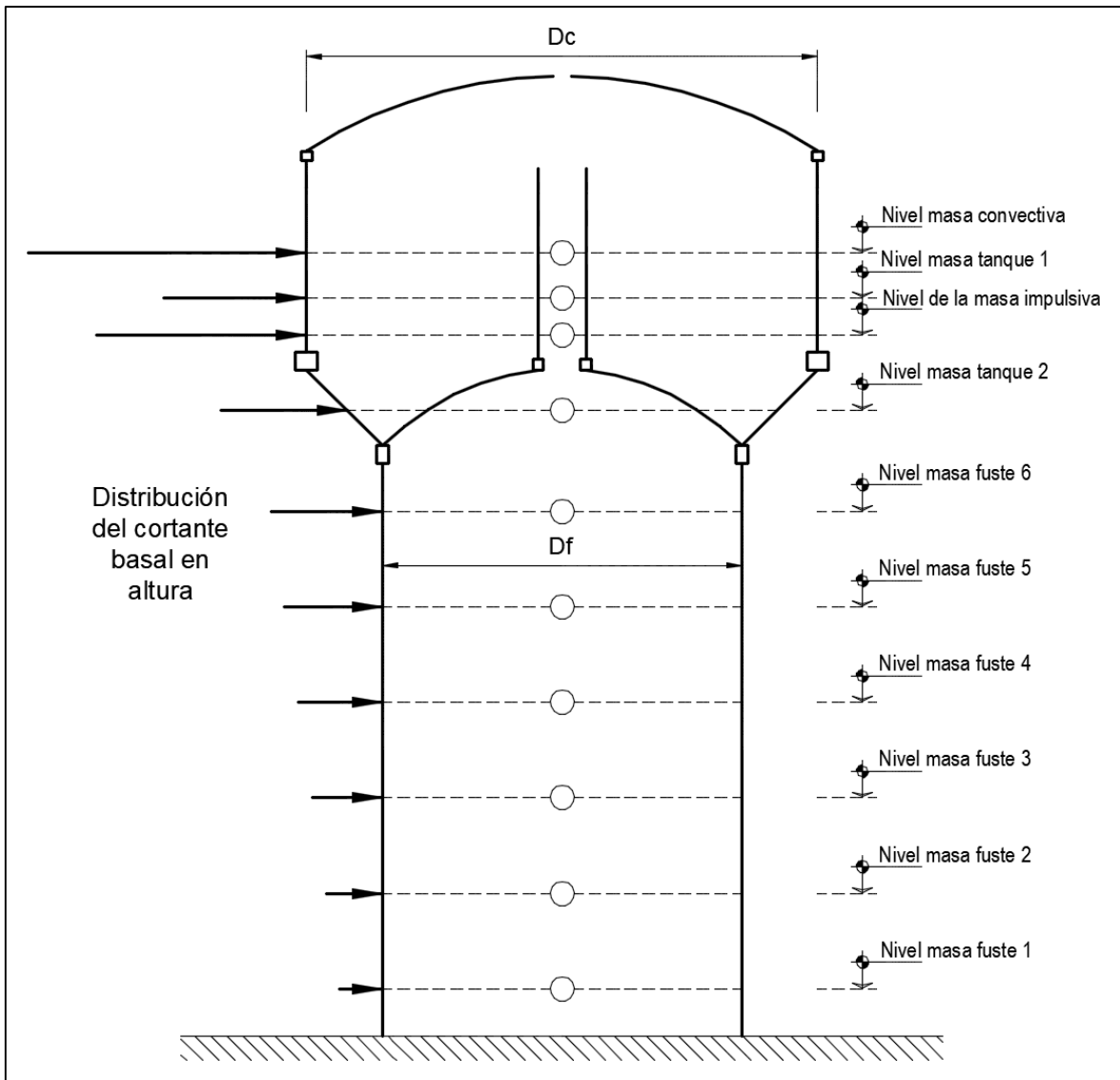


Figura 19. Esquema de distribución de cargas laterales en altura

Fuente: elaboración propia.

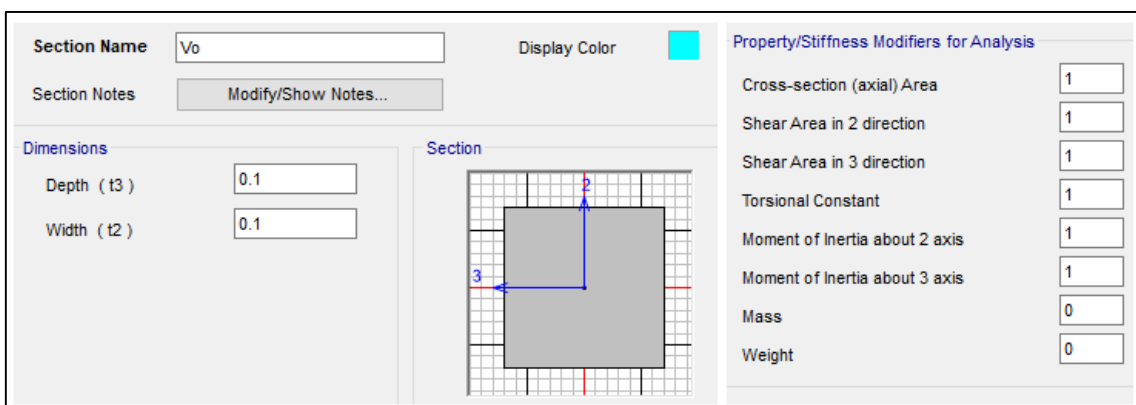


Figura 20. Elemento *frame* de apoyo para distribución de cargas laterales en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Análisis sísmico dinámico

Con respecto al espectro de pseudoaceleraciones, ACI 350.3 (2006) afirma que la estructura, a partir de un periodo de 2.40 segundos, comienza a tener un comportamiento hidrodinámico. Es decir, el modo impulsivo actúa hasta un periodo de 2.40 segundos, posteriormente aparece el modo convectivo. Tal interpretación, se aprecia en la tabla 11 y en la figura 21.

Tabla 11. Valores de pseudoaceleración espectral

Modo impulsivo ($T \leq 2.40$ s)	Modo convectivo ($T > 2.40$ s)
$Sa_{(ti)} = \left(\frac{ZUC_i S}{R_i}\right) g$	$Sa_{(tc)} = \left(\frac{ZUC_c S}{R_c}\right) g$

Fuente: elaboración propia.

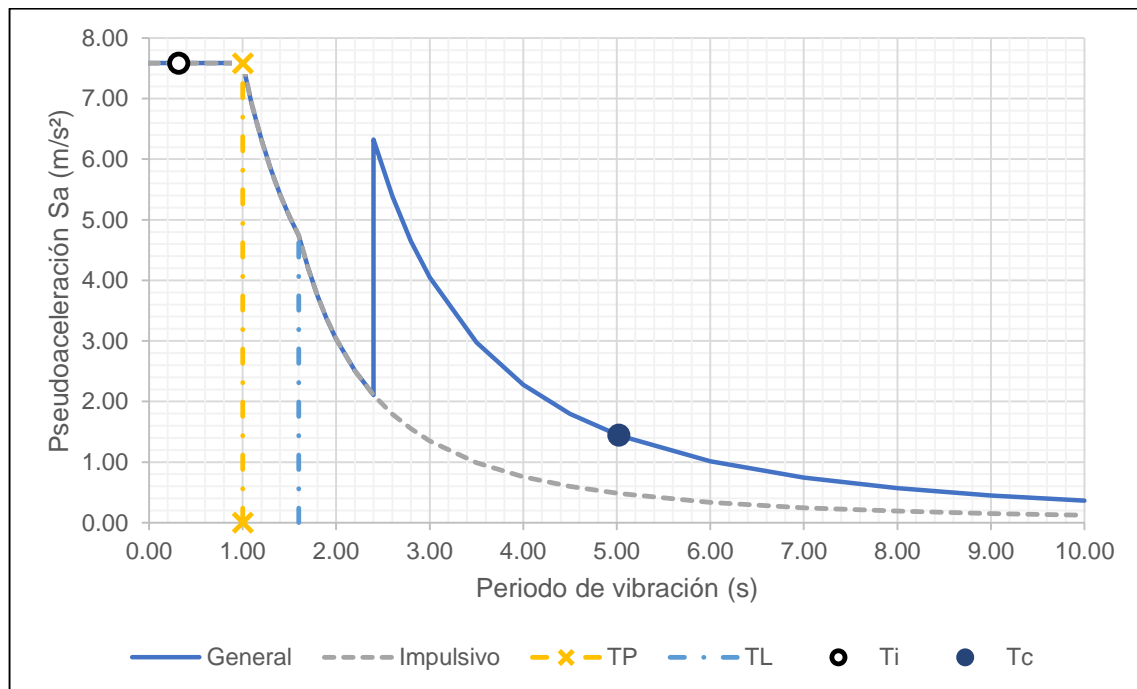


Figura 21. Espectros de pseudoaceleraciones para un reservorio elevado

Fuente: elaboración propia.

Se puede apreciar que el espectro general (donde se considera ambos modos de vibración) es distorsionado, por lo cual, para esta investigación, se ha optado por usar un

artificio que involucra: i) el espectro utilizado para el modelo estructural es el espectro impulsivo $Sa_{(ii)}$; ii) los parámetros convectivos fueron amplificados por el coeficiente $\beta * R_i = 1.5 * R_i$ para conservar su influencia en el modelo. Estos parámetros son la masa convectiva y la rigidez de los resortes para dicha masa. Nótese que al multiplicar el espectro impulsivo con el factor $\beta * R_i$, da como resultado el espectro convectivo.

Para el modelamiento de la estructura en SAP 2000, varios autores recomiendan dividir la estructura radialmente. Huamani (2015, p. 71) recomienda dividirla en 36 partes en ángulos de 10°. Siendo así que se tienen las siguientes modificaciones para el modelamiento:

$$M_{i\ SAP} = \frac{M_i}{n_p * n_f}$$

$$M_{c\ SAP} = M_c * \beta * R_i$$

$$K_{c\ SAP} = K_c * \frac{\beta * R_i}{n_p} * 2$$

Donde:

$M_{i\ SAP}$ = masa impulsiva para el modelo en SAP 2000;

$M_{c\ SAP}$ = masa convectiva para el modelo en SAP 2000;

$K_{c\ SAP}$ = rigidez convectiva para el modelo en SAP 2000;

$\beta * R_i$ = factor de conversión de espectro impulsivo a convectivo ($1.5 * R_i$);

n_p = número de puntos radiales divididos (36);

n_f = número de filas horizontales de puntos desde la viga inferior hasta el nivel impulsivo.

Cabe mencionar que la rigidez de los resortes, debido a que se distribuye de forma radial, se duplica dicho valor para que se mantenga el periodo de vibración convectivo y es aplicado uniendo el centro de la estructura con los bordes en el nivel convectivo. Además, la masa convectiva es aplicada en el punto central de la estructura en el nivel convectivo en la dirección de análisis. La aplicación de estos parámetros se aprecia en la figura 22. En cambio, la masa impulsiva (figura 23) se aplica a todos los puntos perimetrales, desde el nivel de inicio de la viga inferior hasta el nivel impulsivo, en la dirección de análisis.

También, es recomendable considerar en el análisis, al menos 100 modos de vibración para asegurar resultados con mayor precisión.

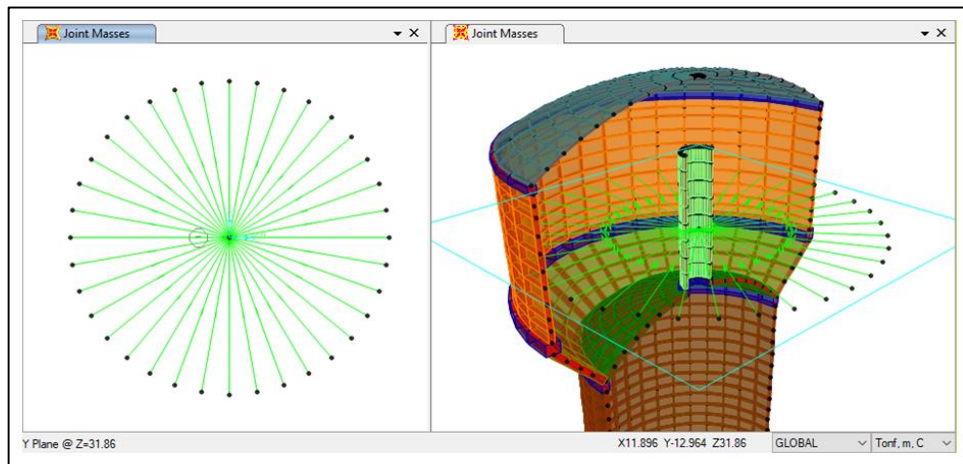


Figura 22. Resortes y masa convectiva en el modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

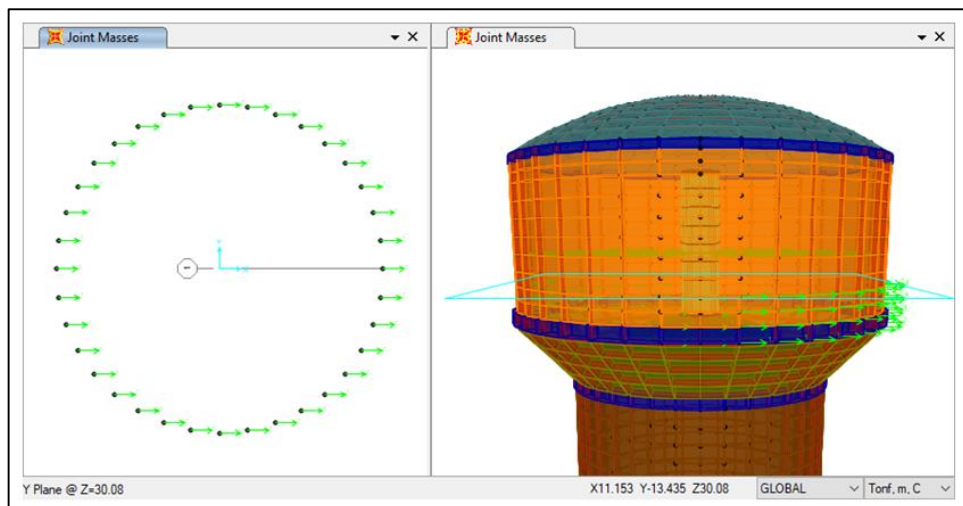


Figura 23. Masa impulsiva en el modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Para la determinación de los desplazamientos laterales inelásticos (reales), se debe multiplicar por R_i a los desplazamientos elásticos obtenidos del programa SAP 2000 y la deriva, que es la variación del desplazamiento entre la altura (Δ_i / h_{ei}), debe ser como máximo 0.007 para estructuras de concreto armado (Norma E.030, 2016, p. 11).

Además, como se realizó el análisis solo en la dirección de eje X, para el caso de los periodos, el primer modo corresponde a la masa de agua móvil (convectivo) y el segundo modo involucra a la estructura y la masa de agua fija a los muros (impulsivo).

Posteriormente se debe realizar una corrección mediante un factor de escala al modelo dinámico para obtener las fuerzas internas y realizar el diseño estructural. Según la Norma E.030 (2016, p.10), el cortante obtenido del análisis dinámico debe ser como mínimo el 90% de la fuerza cortante estática.

Por último, la modelación de la presión del agua en las superficies del contenedor se realiza mediante patrones de carga (*joint pattern*) que están basados en coeficientes propuestos por el programa SAP 2000. Además, para obtener dichos coeficientes se realizan analizando el esquema de presiones de la figura 24. Para el caso de presiones lineales, solo se hace uso del coeficiente C y D .

$$\text{Pattern Value} = A * X + B * Y + C * Z + D$$

$$P_a = C * Z_1 + D$$

$$P_b = C * Z_2 + D$$

Donde:

A, B, C, D = coeficientes para la distribución de cargas;

X, Y, Z = distancia en cada eje respectivamente;

$P_a; P_b$ = presión en el nivel Z_1 y Z_2 respectivamente.

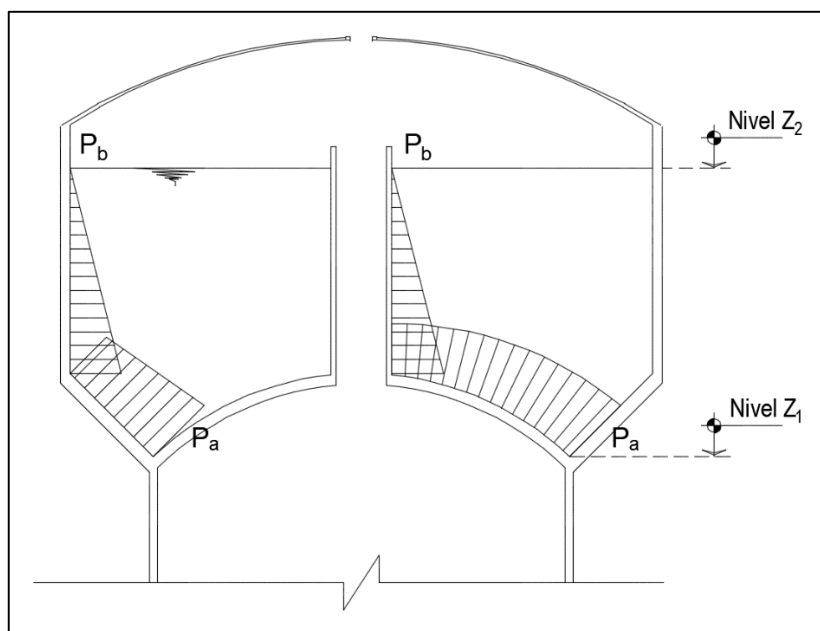


Figura 24. Esquema de colocación de presiones en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Consideraciones para el diseño estructural

Para el concreto utilizado, ACI 350.3 (2006) recomienda la máxima relación agua-cemento y la resistencia a la compresión mínima de acuerdo a la exposición de la estructura, mostrada en la tabla 12, y las tensiones admisibles según cada carga de servicio, tabla 13.

Tabla 12. *Requisitos del concreto en condiciones de exposición especiales*

Condición de exposición	Máxima relación agua-cemento	Resistencia a la compresión f'_c (kg/cm²)
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua, aguas residuales y gases corrosivos.	0.45	280
Concreto expuesto al congelamiento y deshielo en condición de humedad o a productos químicos descongelantes.	0.42	315
Para proteger el refuerzo en el concreto de la corrosión cuando está expuesto a cloruros de sales descongelantes, sal, agua salobre o salpicaduras del mismo origen.	0.40	350

Fuente: ACI 350.3 (2006).

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Donde:

γ_c = peso específico del concreto;

ν = coeficiente de Poisson del concreto;

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

Tabla 13. Esfuerzos admisibles del concreto para cargas de servicio

Condición	Elemento	Esfuerzo admisible (kg/cm ²)
Esfuerzo admisible en compresión por flexión. Esfuerzo en la fibra extrema en compresión.	Cascaras	0.45 f'_c
Esfuerzo admisible en compresión por aplastamiento de la superficie cargada.	Anillos	0.30 f'_c
Esfuerzo admisible en tracción.	Cascaras y anillos	0.10 f'_c

Fuente: ACI 350.3 (2006).

Tabla 14. Esfuerzos admisibles en el acero de refuerzo

Tipo de esfuerzo	Condición de exposición	f_s (kg/cm ²)
Tracción	Normal	1400
	Severa	1200
Corte	Normal	1700
	Severa	1400
Flexión	Normal	$1400 \leq f_s = \frac{22400}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{d_b}{2}\right)^2}} \leq 2500$
	Severa	$1400 \leq f_s = \frac{18200}{\beta \sqrt{s^2 + 4 \left(2 + \frac{d_b}{2}\right)^2}} \leq 2500$

Fuente: ACI 350.3 (2006).

Donde:

d_b = diámetro de la varilla de refuerzo (pulgadas);

s = separación de las varillas de refuerzo (pulgadas).

Con respecto al acero, ACI 350 (2006) limita su fluencia para evitar el fisuramiento y agrietamiento excesivo para estructuras que contienen líquidos dependiendo del tipo de

esfuerzo, tal como se indica en la tabla 14, ya sea flexión, corte y tracción para condiciones de exposición normal y severa.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

f_y = fluencia nominal del acero;

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

Con respecto al **diseño por resistencia última**, según la Norma E.060 (2009) se utiliza este método para el diseño de estructuras de concreto armado donde se proporciona a las secciones de los elementos estructurales resistencias de diseño (ϕR_n) utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia (ϕ) (p. 48). Estos últimos se muestran en la tabla 15.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

R_u = resistencia ultima requerida.

Tabla 15. Factores de reducción de resistencia

Tipo de esfuerzo	Factor de reducción (ϕ)
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción	0.90
Compresión y flexocompresión (espiral)	0.75
Compresión y flexocompresión (estribos)	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70

Fuente: Norma E.060, 2009, p. 54.

La mencionada **resistencia última requerida** es establecida por la Norma E.060 (2009, p. 53) donde se consideran las diversas combinaciones de carga a tener en cuenta para obtener los mayores esfuerzos sobre cada elemento estructural, es decir, la resistencia requerida.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

Donde:

CM = cargas muertas o permanentes;

CV = cargas vivas;

CS = cargas de sismo;

CL = cargas debidas a la presión de los líquidos.

Complementariamente, el ACI 350 (2006) propone un **factor de durabilidad**, que representa un factor de seguridad adicional para reducir de manera indirecta los esfuerzos en el acero de refuerzo. De esta manera se reduce la tensión en el concreto, dando como resultado la disminución del agrietamiento. Los factores típicos considerados por el ACI son mostrados en la tabla 16, pero, cabe mencionar que dicho factor obtiene diferentes valores de acuerdo a cada cálculo que se realice, este se calcula con la siguiente expresión:

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.0$$

$$\gamma = \frac{\text{Carga factorada}}{\text{Carga sin factorar}}$$

Donde:

S_d = factor de durabilidad.

Tabla 16. Factores de durabilidad

Tipo de esfuerzo	Factor de durabilidad (S_d)
Flexión	1.30
Carga axial de tracción	1.65
Cortante para el acero	1.30
Cortante para el concreto	1.00
Compresión	1.00

Fuente: ACI 350.3 (2006).

Siendo así que, Huamani (2015) acota que las secciones de concreto armado que no sean dominadas por la compresión requieren que la resistencia requerida se multiplique por el factor S_d . Además, en el diseño por corte, este factor solo aplica al esfuerzo tomado por el acero de refuerzo (p. 75).

Predimensionamiento

Para determinar las dimensiones de la estructura, se define la estructura creada por el profesor alemán Otto Intze (1843-1904) que, con la idea de mejorar el comportamiento estructural de los tanques de almacenamiento, diseñó el fondo tipo Intze, cuyo principal efecto son paredes relativamente delgadas en la estructura que reduce los costos de construcción de un 20 a 25% (Huamani, 2015, p. 19).

Se puede apreciar en la figura 25 la forma de contenedor, los volúmenes involucrados en el cálculo y las dimensiones geométricas principales. Para el cálculo de dichas medidas se tienen las siguientes aproximaciones partiendo del volumen de almacenamiento requerido adaptadas de Lazo (2015, p. 49) y Quispe (2013, p. 53):

$$a \approx 0.722\sqrt[3]{V}; b \approx \frac{a}{\sqrt{2}};$$

$$f \approx \frac{a}{3.5}; f' \approx \frac{a}{2.5};$$

$$h_1 \approx b$$

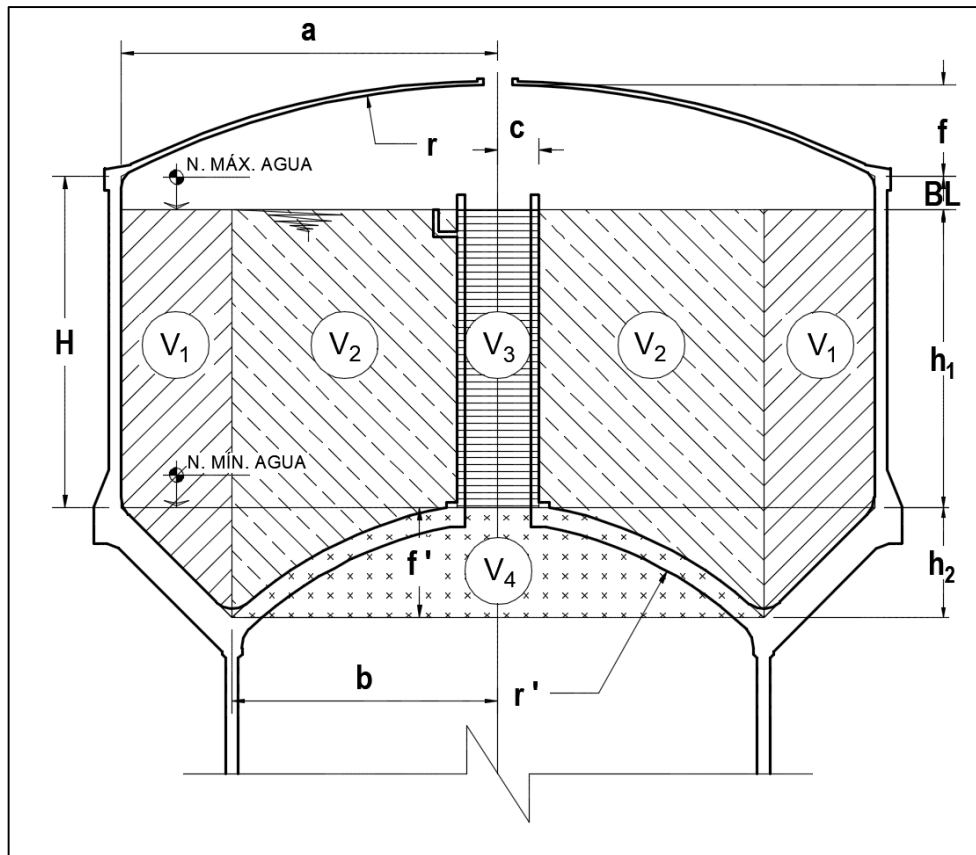


Figura 25. Dimensiones geométricas de un tanque tipo Intze

Fuente: elaboración propia.

Donde:

a = radio interior de la cuba cilíndrica

b = radio medio del fuste cilíndrico

c = radio exterior de la chimenea

f = flecha interior de la cúpula superior

f' = flecha exterior de la cúpula inferior

BL = borde libre

h_1 = altura mojada de la cuba cilíndrica

h_2 = altura del tronco cónico

H = altura de la cuba cilíndrica

r = radio de la cúpula superior

r' = radio de la cúpula inferior

De acuerdo a las teorías geométricas se pueden calcular los radios de las cúpulas y los volúmenes con las siguientes expresiones:

$$r = \frac{a^2 + f^2}{2f}; r' = \frac{b^2 + f'^2}{2f'};$$

$$V_1 = \pi h_1 a^2 + \frac{\pi h_2}{3} (a^2 + b^2 + ab) - V_2 - V_3 - V_4;$$

$$V_2 = \pi b^2 (h_1 + h_2) - V_3 - V_4;$$

$$V_3 = \pi c^2 (h_1 + h_2 - f');$$

$$V_4 = \frac{\pi f'}{6} (3b^2 + f'^2);$$

$$V_A = V_1 + V_2 + V_3 + V_4;$$

$$V_P = \pi (a^2 - c^2) (h_1 + h_2 - f')$$

Donde:

V_P = volumen de almacenamiento proyectado, aquel que se encuentra en el nivel máximo y nivel mínimo de agua.

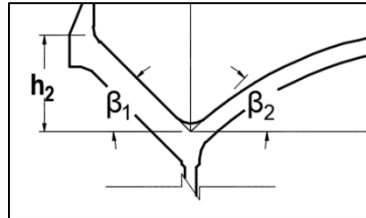


Figura 26. Ángulos de inclinación del tronco cónico y cúpula inferior

Fuente: elaboración propia.

La condición primordial a cumplirse es el equilibrio de las fuerzas horizontales transmitidas entre el tronco cónico y la cúpula inferior. Por lo cual, se debe dimensionar la estructura de tal manera que se cumpla, en lo posible, esta igualdad:

$$\frac{V_1}{\tan \beta_1} \approx \frac{V_2}{\tan \beta_2}$$

Donde:

$$\beta_1 = \text{atan} \left(\frac{h_2}{a - b} \right); \beta_2 = \text{atan} \left(\frac{b}{r' - f'} \right)$$

El siguiente proceso de predimensionamiento corresponde a la estimación de los espesores de las cúpulas y muros, además de las dimensiones de las vigas. Para ello, Huamani (2015, p. 22-44) demuestra un procedimiento de predimensionamiento que satisface las condiciones en estado de servicio, teniendo en consideración solo los esfuerzos de compresión y tracción que posteriormente se verifican en la etapa de diseño.

Cúpula superior, es el elemento que sirve como cobertura del contenedor y soporta los esfuerzos producto de la carga de la linterna de iluminación, el peso propio y la sobrecarga, además del corte y flexión en los apoyos.

El espesor de la cúpula se puede estimar de la siguiente manera:

$$t_{cs} \geq \frac{r}{500} \approx \frac{a}{150}; t_{cs} \geq 7.5 \text{ cm}$$

Ya que, en los bordes se producen mayores esfuerzos es requerido un mayor refuerzo de acero, por lo cual cierta parte de la sección es ensanchada. Siendo así que, la longitud de ensanche se determina con:

$$L = 16t_{cs} \approx \frac{r}{30}$$

Además, para el ensanche en sí se recomiendan estos valores:

$$1.5t_{cs} \leq e \leq 2t_{cs}$$

$$\frac{r}{20} \leq e \leq \frac{r}{15}$$

Cabe recalcar que el mínimo ensanche requerido ha de ser 15cm para que se pueda asegurar el correcto espaciamiento entre las dos capas de acero que se colocan típicamente. En cuanto al peso de la cúpula inferior, se calcula aproximadamente con:

$$W_{cs} = \frac{\pi t_m}{3} [3f(2r + t_m) + t_m(3r + 2t_m)] * \gamma_c; t_m = \frac{e + t_{cs}}{2}$$

Además, la carga total sobre el fondo de la cúpula por unidad de área es:

$$W_{total} = \frac{4W_{cs}}{\pi D^2} + W_{acabados} + W_{sobrecarga}$$

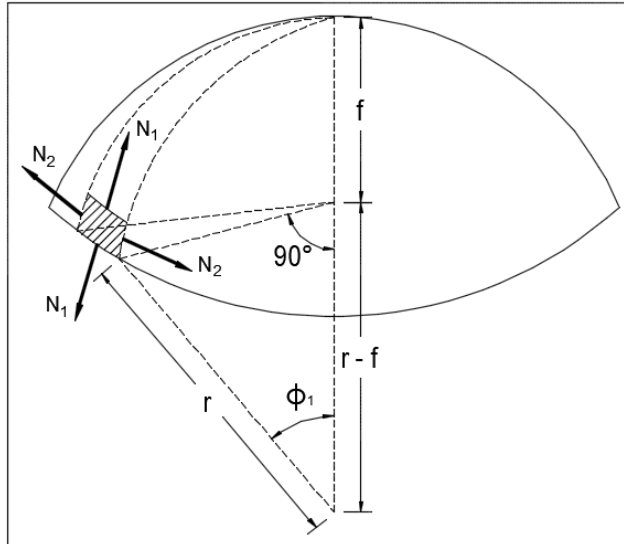


Figura 27. Esfuerzos sobre la cúpula superior

Fuente: Huamani (2015, p. 27).

$$N_1 = \frac{-W_{total} * r}{1 + \cos(\phi_1)} \text{ (compresión); } \cos(\phi_1) = \frac{r - f}{r}$$

$$N_2 = -W_{total} * r \left(\cos(\phi_1) - \frac{1}{1 + \cos(\phi_1)} \right) \text{ (compresión)}$$

Donde:

N_1 = empuje en los meridianos, fuerza meridional;

N_2 = empuje en los paralelos; fuerza anular;

ϕ_1 = ángulo de inclinación de la cúpula superior en el fondo.

Posteriormente se debe verificar si los esfuerzos en el concreto son admisibles:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_{cs} t_{cs}} \leq \sigma_{cc}; b_{cs} = 100cm$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{b_{cs} t_{cs}} \leq \sigma_{cc}; b_{cs} = 100cm$$

Donde:

σ_1 = esfuerzo meridional;

σ_2 = esfuerzo anular;

σ_{cc} = esfuerzo admisible del concreto a compresión.

Viga anular superior, tiene como función soportar las cargas horizontales provenientes de la cúpula superior, por lo tanto, se diseña el elemento con el fin que soporte la fuerza horizontal resultante de los esfuerzos meridianos y un determinado momento flector. Además, se realiza una verificación de esfuerzos de tracción para el concreto.

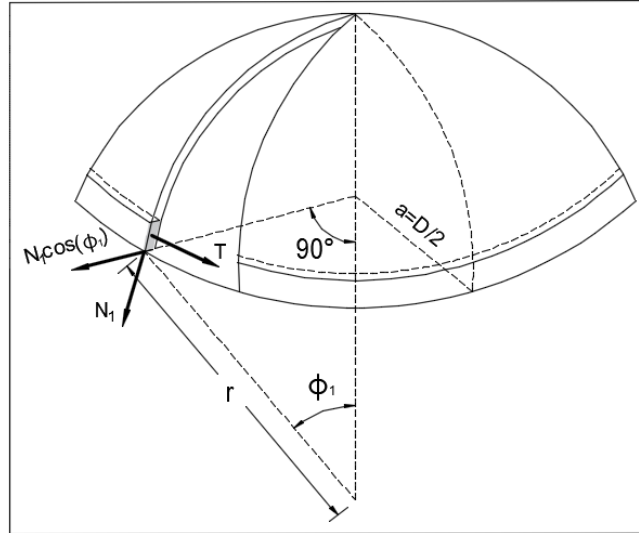


Figura 28. Esfuerzos sobre la viga anular superior

Fuente: Huamani (2015, p. 28).

La carga total actuante sobre la viga es el siguiente:

$$W_{total} = \left(\frac{e + t_{cs}}{2} \right) * \gamma_c + W_{acabados} + W_{sobrecarga}$$

La tensión anular máxima en la viga se calcula con:

$$T = N_1 * \cos(\phi_1) * \frac{D}{2}$$

Donde:

N_1 = fuerza meridional por unidad de longitud.

$$N_1 = \frac{W_{total} * r}{1 + \cos(\phi_1)}$$

Por lo tanto, el área de la sección transversal requerido es:

$$A_c = b_s * h_s = T \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

Donde:

σ_{ct} = esfuerzo admisible del concreto a tracción;

σ_{at} = esfuerzo admisible del concreto a compresión.

Posteriormente, son las siguientes expresiones se estiman las dimensiones de la viga superior:

$$A_c = b_s * h_s$$

$$b_s \approx 1.20h_s$$

$$b_s = \sqrt{1.20A_c}$$

$$h_s = \sqrt{\frac{A_c}{1.20}}$$

El peso de la viga superior termina siendo:

$$W_s = [\pi(D + b_s) * b_s * h_s] * \gamma_c$$

Cuba cilíndrica, corresponde a la pared exterior del contenedor soportando la presión del líquido, por lo cual se diseña a flexión y tensión. Además, el máximo esfuerzo de tensión anular se produce en la base del muro.

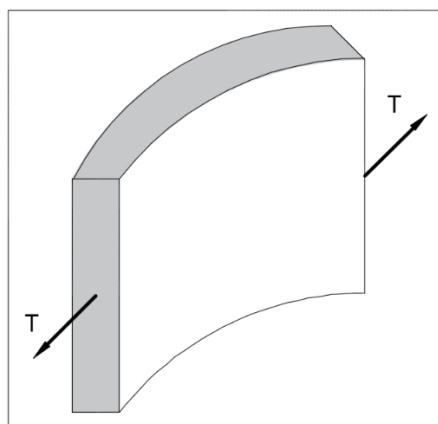


Figura 29. Esfuerzos sobre el muro de la cuba

Fuente: Huamani (2015, p. 30).

Dicha tensión se calcula con la siguiente fórmula:

$$T = \gamma_a * H * a$$

Donde:

γ_a = peso específico del agua (1 ton/m³).

Consecuentemente, el espesor requerido se obtiene con:

$$A_c = b_c * t_c = T \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right); b_s = 100cm$$

Además, el peso de la cuba cilíndrica es:

$$W_c = [\pi(D + t_c) * t_c * H] * \gamma_c$$

Viga anular inferior, está ubicado de tal forma que une la pared de la cuba cilíndrica con el tronco cónico. Por ello, para su diseño se toman en cuenta la totalidad de cargas actuantes sobre esta viga, las cuales son el peso de la cobertura superior, el peso de la viga superior y el peso de la cuba cilíndrica. Obteniendo la carga vertical por unidad de longitud:

$$V_{total} = \frac{W_{cs} + W_s + W_c + W_{acabados} + W_{sobrecarga}}{\pi D}$$

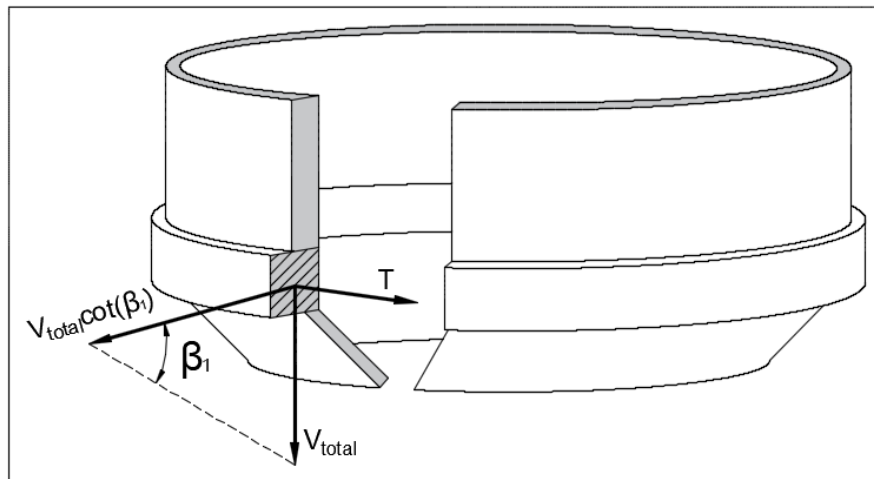


Figura 30. Esfuerzos sobre la viga anular inferior

Fuente: Huamani (2015, p. 31).

La tensión anular máxima producto de las cargas verticales es:

$$T = H_g + H_a$$

$$H_g = V_{total} * \cot(\beta_1) * \frac{D}{2}$$

$$H_a = \gamma_a * h_c * h_i * \frac{D}{2}$$

Donde:

H_g = tensión debido a cargas verticales;

H_a = fuerza por presión del agua.

Luego, el área transversal requerida del concreto es:

$$A_c = b_i * h_i = T \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

$$b_i \approx 1.20h_i$$

El peso de la viga inferior es:

$$W_i = [\pi(D + b_i) * b_i * h_i] * \gamma_c$$

Tronco cónico, el fondo inclinado en voladizo del contenedor. Se diseña considerando esfuerzos de tracción y verificación por flexión, por lo que se distinguen esfuerzos meridianos y anulares y esfuerzos de flexión en los bordes.

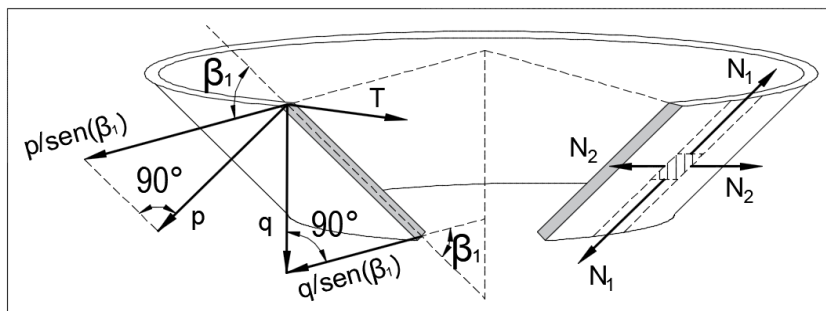


Figura 31. Esfuerzos sobre el tronco cónico

Fuente: Huamani (2015, p. 32).

Primeramente, se puede calcular el peso del tronco cónico con:

$$W_{tc} = [\pi * t_{tc} * h * (a + b + t)] * \gamma_c$$

Además, el peso del agua sobre el fondo del tronco es:

$$W_{agua} = V_1 * \gamma_a$$

Se obtiene el esfuerzo meridional por unidad de longitud en la base.

$$V_{total} = \frac{W_{tc} + W_i + W_{cs} + W_s + W_c + W_{acabados} + W_{sobrecarga}}{\pi * D_f}$$

Se pueden obtener el empuje y esfuerzo meridional máximo con:

$$N_1 = \frac{V_{total}}{\text{sen}(\beta_1)};$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_{tc} * t_{tc}} \leq \sigma_{cc}; b_{tc} = 100cm$$

Además, la tensión anular máxima en la parte superior del tronco:

$$T = \left[\frac{p}{\text{sen}(\beta_1)} + \frac{q}{\tan(\beta_1)} \right] * \frac{D}{2}$$

$$p = \gamma_a * h_c; q = \gamma_c * t_{tc}$$

Donde:

p = presión del agua por unidad de área;

q = peso propio del cono por unidad de área.

Luego, el espesor del tronco se obtiene con:

$$A_c = b_{tc} * h_{tc} = T \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right); b_{tc} = 100cm$$

Chimenea, es un elemento tipo chimenea que sirve para el acceso al contenedor. ACI recomienda un espesor mínimo de 20cm. El peso de la chimenea se calcula con:

$$W_{chi} = [\pi(2 * c) * t_{chi} * h_{chi}] * \gamma_c; h_{chi} = h_1 + h_2 + \frac{BL}{2} - f'$$

Donde:

h_{chi} = altura de la chimenea

Viga de chimenea, es el elemento que recibe a la chimenea y transmite los esfuerzos a la cúpula inferior.

$$V_{total} = \frac{W_{ch}}{2 * \pi * c}$$

La tensión anular máxima producto de las cargas verticales es:

$$T = H_g + H_a$$

$$H_g = V_{total} * \cot(\phi_3) * c$$

$$H_a = \gamma_a * h_{chi} * h_{ch} * c$$

Donde:

H_g = tensión debido a cargas verticales;

H_a = fuerza por presión del agua.

Luego, el área transversal requerida del concreto es:

$$A_c = b_{ch} * h_{ch} = T \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

$$b_{ch} \approx h_{ch}$$

El peso de la viga de chimenea es:

$$W_{ch} = [\pi(2 * c + b_{ch}) * b_{ch} * h_{ch}] * \gamma_c$$

Cúpula inferior, es la otra parte del fondo del contenedor que se encarga de transmitir los esfuerzos para compensar los del tronco cónico sobre la viga de apoyo. Para el diseño de esta cúpula se deben considerar esfuerzos de tracción, flexión y pandeo en la zona de apoyo. El peso aproximado de la cúpula y la carga total por unidad de área son:

$$W_{cs} = \frac{\pi * t_{ci}}{3} [6 * f' * r' + 2 * t_{ci}^2 - 3 * t_{ci} * (f' + r')] * \gamma_c$$

$$W_{total} = \frac{4 * (W_{ci} + W_{agua})}{\pi * D_f^2}; W_{agua} = V_2 * \gamma_a$$

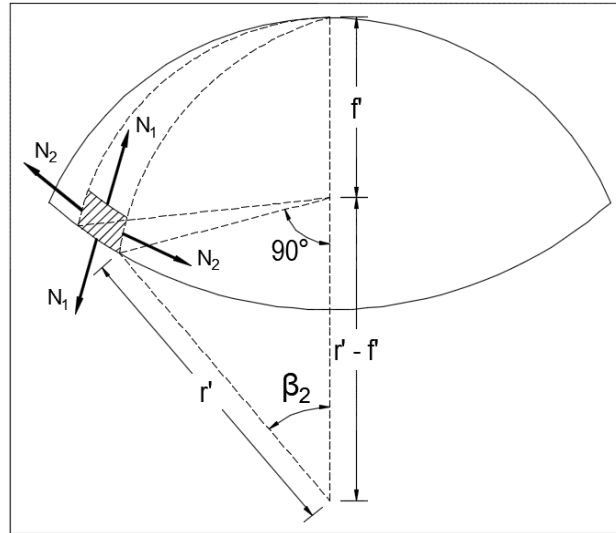


Figura 32. Esfuerzos sobre la cúpula inferior

Fuente: Huamani (2015, p. 34).

La fuerza meridional y anular se calculan con:

$$N_1 = \frac{-W_{total} * r'}{1 + \cos(\phi_2)} \text{ (compresión); } \cos(\phi_2) = \frac{r' - f'}{r'}; \phi_2 = \beta_2$$

$$N_2 = -W_{total} * r \left(\cos(\phi_2) - \frac{1}{1 + \cos(\phi_2)} \right) \text{ (compresión)}$$

Por lo cual se debe verificar si los esfuerzos en el concreto son admisibles según la tabla 13 contrastada con las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_{ci} * t_{ci}} \leq \sigma_{cc}; b_{ci} = 100cm$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{b_{ci} * t_{ci}} \leq \sigma_{cc}; b_{ci} = 100cm$$

Viga de apoyo, es el elemento estructural que une al tronco cónico y la cúpula inferior. Se debe considerar que los tres elementos mencionados deben anular las cargas horizontales, por lo cual esta viga está sometida a compresiones debido a los esfuerzos que se le transmiten. Se tiene que, el esfuerzo meridional por unidad de longitud en la base del tronco es:

$$V_{total} = \frac{W_{tc} + W_i + W_{cs} + W_s + W_c + W_{acabados} + W_{sobrecarga}}{\pi * D_f}$$

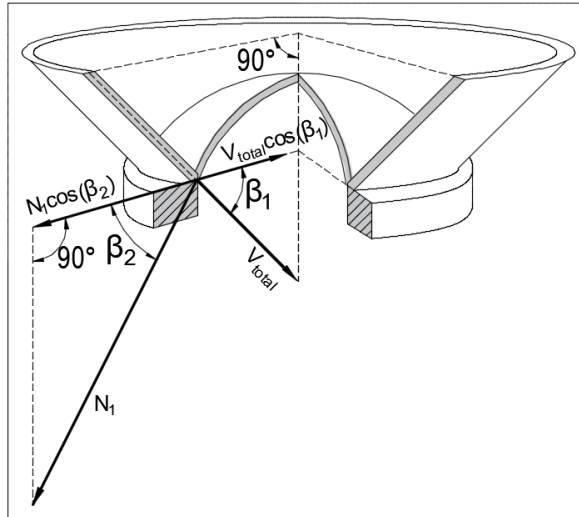


Figura 33. Esfuerzos sobre la viga de apoyo

Fuente: Huamani (2015, p. 35).

En cambio, el empuje meridional por unidad de longitud en la base de la cúpula es:

$$N_1 = \frac{-4 * (W_{ci} + W_{agua})}{\pi * D_f^2} * \frac{r'}{1 + \cos(\phi_2)} \text{ (compresión); } \cos(\phi_2) = \frac{r' - f'}{r'}$$

Por lo tanto, el empuje horizontal neto y tensión anular en la viga son:

$$F_H = N_1 * \cos(\phi_2) - V_{total} * \cos(\beta_1)$$

$$T_{anular} = F_H * \frac{D_f}{2}$$

Hay que considerar que, si F_H es positivo, el esfuerzo es a tracción y el área de concreto requerida es:

$$A_c = T_{anular} * \left(\frac{1}{\sigma_{ct}} - \frac{n}{\sigma_{at}} \right)$$

En cambio, si es negativo, es a compresión y el área de concreto sería:

$$A_c = \frac{\frac{T_{anular}}{\phi * 0.8}}{[\rho * (fy - 0.85 * f'c) + 0.85 * f'c]}$$

Se recomienda asumir un área de concreto mayor para disminuir los esfuerzos de flexión en el tronco cónico y la cúpula inferior. Normalmente hasta el doble de lo calculado.

$$A_c = b_a * h_a; h_a \approx 1.50 * b_a$$

El peso de la viga de apoyo está dado por:

$$W_a = [\pi(D_f + b_a) * b_a * h_a] * \gamma_c$$

Fuste cilíndrico, es el soporte primordial al cual se le aplican las cargas permanentes y sobrecargas de todos los elementos estructurales mencionados anteriormente. Además, se diseña en base a los esfuerzos de tracción y compresión con las consideraciones de un elemento tipo chimenea, es decir cilíndrico y hueco de gran altura.

El peso del fuste se calcula con la siguiente expresión:

$$W_f = [\pi(D_f + t_f) * t_f * h_f] * \gamma_c$$

Para predimensionar el espesor, el ACI brinda algunas recomendaciones en base al diámetro:

El espesor mínimo del fuste se considera 20cm.

$$t_f \geq 20cm$$

Si el diámetro interno del fuste excede 8.53m, el espesor aumenta en 0.32cm por cada 30.5cm adicional.

$$t_f \geq 20 + 0.32 * \frac{D_f - 8.53}{0.305}$$

Donde:

D_f = diámetro del fuste (en metros);

t_f = espesor del fuste (en centímetros).

Cálculo del acero de refuerzo

El siguiente procedimiento de cálculo ha sido expuesto por Huamani (2015, p. 79-84) donde se considera el refuerzo para esfuerzos como el cortante, tracción, compresión y flexión.

Para el caso del **refuerzo por cortante**, se fundamenta en la siguiente expresión:

$$\phi V_s \geq S_d * (V_u - \phi V_c)$$

$$\phi V_s \geq 1.30 * (V_u - \phi V_c)$$

Donde:

ϕV_s = resistencia nominal al corte del acero;

ϕV_c = resistencia nominal al corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Para el caso de vigas:

$$\phi V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \geq V_u - \phi V_c$$

Donde:

S = separación o espaciamiento de estribos

$$S \geq \frac{A_v * f_y * d}{V_u - \phi V_c}$$

Por otra parte, el **refuerzo horizontal por tracción anular** se aplica a elementos sometidos a tracción pura, como las vigas superior e inferior y la cuba cilíndrica. Para ello se tiene:

$$\phi T_n = \phi * f_y * A_s \geq T_u;$$

$$A_s = \frac{T_u}{\phi * f_y}$$

Donde:

$$\phi = 0.90;$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

Con respecto al **refuerzo por compresión pura**, la resistencia nominal a la compresión se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [A_s * f_y + 0.85 * (A_c - A_s) * f'_c]$$

Es importante mencionar que la cuantía de acero colocado horizontalmente debe ser como mínimo 0.01 veces el área bruta de la sección de concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.01$$

A su vez, para el **refuerzo por compresión en muros de carga** se permite, para muros de sección rectangular sólida, diseñar mediante disposiciones empíricas cuando la resultante de todas cargas amplificadas no se encuentre fuera del tercio central del espesor total del muro.

$$\phi P_n = \phi * 0.55 * f'_c * A_g * \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right]$$

Donde:

P_n = resistencia de carga axial nominal para un muro;

l_c = distancia vertical entre apoyos;

h = espesor total del elemento

A_g = área bruta de la sección del muro

k = factor de longitud efectiva: (i) para muros arriostrados y restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior), $k = 0.8$; (ii) para muros arriostrados y no restringidos contra la rotación, $k = 1.0$; (iii) para muros no arriostrados, $k = 2.0$.

Además, las cuantías mínimas para el refuerzo vertical son: 0.0012 para barras $\Phi \leq 5/8''$ y 0.0015 para los demás diámetros. Por otro lado, para el refuerzo horizontal se tiene: 0.0020 para barras $\Phi \leq 5/8''$ y 0.0025 para los demás diámetros.

El **refuerzo por flexión**, aplicado a elementos como la viga superior, inferior y de apoyo, se determina con las siguientes expresiones:

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

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b_w}$$

Además, el refuerzo mínimo por flexión es:

$$A_s \geq \frac{14}{f_y} * b_w * d; A_s \geq \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

El refuerzo vertical mínimo en muros es:

$$A_s \geq 0.003 * A_c$$

El refuerzo mínimo por contracción y temperatura es:

$$A_s \geq \rho * A_c; \rho \text{ según tabla 17}$$

Tabla 17. *Cuantía de acero por contracción y temperatura*

Longitud entre juntas de dilatación	Grado 40 $f_y=2800$ kg/cm²	Grado 60 $f_y=4200$ kg/cm²
Menos de 6m	0.0030	0.0030
De 6m a 9m	0.0040	0.0030
De 9m a 12m	0.0050	0.0040
Más de 12m	0.0060	0.0050

Fuente: ACI 350.3 (2006).

En cambio, el refuerzo máximo por flexión es:

$$A_s \leq 0.75 * \left[\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \right] * b_w * d$$

Donde:

β_1 = relación entre la profundidad del bloque en compresión y el eje neutro. Se considera igual a 0.80 cuando f'_c es menor o igual a 280 kg/cm² y disminuye en 0.50 por cada incremento de 70 kg/cm² que presente la resistencia del concreto.

1.4. Formulación del problema

1.4.1. Problema general

¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?

1.4.2. Problemas específicos

Problema específico 1

¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?

Problema específico 2

¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?

Problema específico 3

¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?

Problema específico 4

¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?

1.5. Justificación del estudio

1.5.1. Justificación económica

El presente trabajo de investigación implica un beneficio económico debido al diseño de reservorios elevados, ya que, al realizar el diseño considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, a diferencia de un modelo empotrado en la base, los esfuerzos internos de la estructura se reducen, y, en consecuencia, es predecible que la cuantía de acero también disminuya. Por lo tanto, la aplicación de la interacción suelo-estructura sugiere una optimización en el diseño reduciéndose y economizando al proyecto involucrado.

1.5.2. Justificación técnica

Técnicamente, la investigación se lleva a cabo porque la influencia de la interacción suelo-estructura es un tema no tan aplicado al análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze, pero es necesario para estructuras que situadas sobre suelos blandos. Además, con esto se podrá obtener resultados que reflejen el comportamiento real de la estructura y brindar mayor información sobre este tema al mundo investigativo, que a fin de cuenta servirá de apoyo a estudiantes interesados y profesionales dedicados a este tema de investigación. Por ello, a diferencia de un modelo estructural empotrado en la base, con la interacción suelo-estructura los resultados son más precisos mejorando el proceso técnico de cálculo.

1.5.3. Justificación social

En cuanto a la sociedad, un reservorio elevado diseñado considerando la interacción suelo-estructura brinda una mayor seguridad. Es conocido que, las estructuras analizadas con interacción suelo-estructura presentan mayores desplazamientos en el análisis sísmico. Entonces, dicha respuesta estructural presenta una mayor limitación en lo establecido por el Reglamento Nacional de Edificaciones. En consecuencia, la presente investigación es importante para la sociedad porque implica un mayor control en la respuesta estructural.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

La interacción suelo-estructura influye considerablemente en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

1.6.2. Hipótesis específicas

Hipótesis específica 1

La interacción suelo-estructura prolonga el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Hipótesis específica 2

La interacción suelo-estructura incrementa el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Hipótesis específica 3

La interacción suelo-estructura reduce los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Hipótesis específica 4

La interacción suelo-estructura disminuye la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

1.7.2. Objetivos específicos

Objetivo específico 1

Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Objetivo específico 2

Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Objetivo específico 3

Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Objetivo específico 4

Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

II. Método

2.1. Diseño de investigación

Borja (2012) afirma que los diseños experimentales implican que la hipótesis se verifique a través del manejo intencional de las variables independientes por parte del investigador, se determine la relación causa-efecto de un determinado fenómeno, se mida el efecto de la variable independiente y se realice un control interno de la situación experimental (p. 14-15).

Por lo tanto, en la presente investigación se tiene un diseño de investigación **experimental** ya que, la manipulación de la variable independiente se realiza en la forma de presencia – ausencia y de modalidad porque la variable independiente es aplicada y no aplicada a la variable dependiente y se utilizan diferentes formas de manifestación de la variable independiente, se determina el nivel de influencia y se asegura que las modificaciones que sufra la variable dependiente sean, netamente, producto de la variable independiente.

Además, el tipo de experimento que se plantea en la investigación es **cuasi-experimental**. Este tipo de experimento acoge las mismas consideraciones de los experimentos puros, pero se diferencian básicamente porque los grupos de estudio no son escogidos de manera aleatoria (Borja, 2012, p. 29). En la investigación, el grupo de estudio ya está determinado y no será necesario la elección al azar.

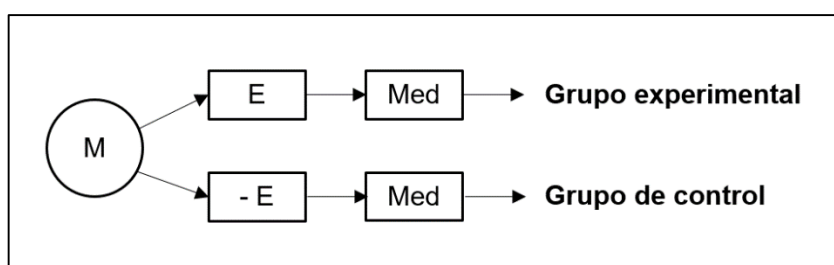


Figura 34. Esquema de estudio únicamente con post-prueba

Fuente: Borja (2012, p. 28)

Donde:

M = muestra

E = Estímulo de la variable independiente

-E = Ausencia del estímulo

Med = Medición de la variable dependiente

Por último, la modalidad del experimento es un **estudio únicamente con post-prueba**, mostrado en la figura 34, que hace referencia a la medición que se hace cuando se presenta la presencia y ausencia del estímulo de la variable independiente sobre la variable dependiente dividiendo los grupos como experimentales y de control. Siendo así que, en esta investigación, a los modelos de análisis y diseño del reservorio elevado se le aplicarán y no la influencia de la interacción suelo-estructura caracterizada en varios modelos dinámicos.

2.1.1. Tipo de investigación

En cuanto al enfoque cuantitativo, Hernández, Fernández y Baptista (2014) definen que es aquel que hace uso de la recolección de información para tratar hipótesis teniendo como sustento la medida numérica y el análisis estadístico, que a su vez tiene como objetivo plantear modelos de comportamiento y la comprobación de teorías (p. 4). Por lo tanto, se cuenta, según su naturaleza, con una investigación **cuantitativa** porque los datos tratados y los resultados son básicamente numéricos.

Vargas (2009) sostiene que la investigación aplicada tiene como característica central la búsqueda de la aplicación o manejo de los conocimientos obtenidos, a su vez que se obtienen más, luego de efectuar y coordinar los procesos prácticos contemplados en la investigación. (p. 159). Entonces, según la finalidad se tiene una investigación **aplicada** ya que además de lo citado, se toma en cuenta que los resultados del estudio, de manera rigurosa, fundada y metódica, implican conocer la realidad.

Por otro lado, García (2004) plantea que la investigación transversal intenta analizar los hechos en un determinado periodo de tiempo, el cual es uno solo denominado “de corte” por ser un punto en el tiempo (p. 1). Entonces, la investigación es **transversal**, según el alcance temporal, debido a que se realiza la toma de datos en un solo instante de tiempo.

2.1.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación que se maneja es **correlacional**. Ya que, evaluar la relación o agrupación que se realiza entre variables, ya sean dos o más, en los mismos sujetos de estudio o unidad de investigación, corresponde a un nivel de investigación correlacional (Abanto, 2014, p. 38). En la figura 35 se muestra la relación que existe entre las variables donde se ve implicada también la muestra.

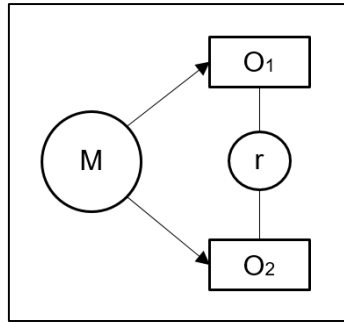


Figura 35. Esquema general de diseño correlacional

Fuente: Abanto (2014, p. 38).

Donde:

M = muestra

O₁ = variable independiente

O₂ = variable dependiente

r = relación de las variables de estudio

2.2. Variables y operacionalización

2.2.1. Definición conceptual

Variable independiente: Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura es la alteración del movimiento del suelo base debido a la presencia de una estructura, puesto que, mientras la presencia de la estructura modifica el movimiento en su base, existe una interacción (Miranda, 1999, p. 103).

Variable dependiente: Análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze

Los reservorios o tanques son estructuras especialmente diseñadas y construidas con el propósito de almacenar fluidos tales como el agua y compensar las variaciones de los consumos. Además, los reservorios tipo Intze, que obtienen ese nombre honrando a Otto Intze, ingeniero hidráulico alemán, poseen una configuración geométrica asegurando que sus elementos estructurales estén sometidos principalmente a compresión, de esa forma de optimizan sus espesores y la capacidad de almacenamiento (Quispe, 2013, pp. 5-38).

2.2.2. Definición operacional

Variable independiente: Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura es intervenida mediante un enfoque de subestructura que implica la evaluación en base a funciones de impedancia que representa la flexibilidad del suelo en coeficientes de rigidez y amortiguamiento, para lo cual se ha considerado los modelos dinámicos propuestos por FEMA 440, D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

Variable dependiente: Análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze

Para el análisis y diseño de los reservorios elevados tipo Intze se evalúan las principales características estructurales, que son el período de vibración, desplazamiento lateral, esfuerzos internos y cuantía de acero, mediante la aplicación de los modelos de análisis sísmico estático y dinámico de acuerdo a las consideraciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y estándar ACI 350.3-06 considerando y no la interacción suelo-estructura.

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

La población, denominada también universo, es el grupo que está compuesto por casos que tienen determinadas características concordantes (Hernández, Fernández y Baptista, 2014, p. 174). Entonces, para el presente trabajo de investigación se considera como población a los reservorios elevados tipo Intze con fuste circular de concreto armado proyectados y existentes en la ciudad de Sechura.

Los mencionados reservorios proyectados son el reservorio elevado Cercado Sechura con capacidad de almacenamiento de 3000 m³, reservorio elevado Los Jardines de 2000 m³, reservorio elevado La Florida de 1500 m³. Además, se cuenta con un reservorio elevado existente, el cual es el reservorio Chunga de 1000 m³.

2.3.2. Muestra

Hernández et al. (2014) afirman que, esencialmente, la muestra es un subgrupo de elementos que casos o elementos que forman parte del conjunto determinado con sus particularidades

llamado población (p. 175). Por lo tanto, en esta investigación, la muestra corresponde al reservorio elevado proyectado Cercado de Sechura de 3000 m³ de capacidad, ubicado en la ciudad de Sechura, Piura, puesto que, es el reservorio de mayor capacidad y es más representativo.

2.3.3. Muestreo

Tipo

Para este estudio, el muestreo correspondiente es **no probabilístico**. Al respecto, se aclara que cuando se trata de muestras no probabilísticas, los elementos seleccionados no están condicionados por la probabilidad, en cambio, sí lo están a causas vinculadas con las particularidades de la investigación o intenciones del investigador (Hernández et al., 2014, p. 176).

Subtipo

Para el subtipo, Namakforoosh (2005) aclara que, en el caso de un muestreo intencional, cada elemento que forma parte de la muestra ha sido seleccionado considerando la reflexión propia del investigador, lo que implica tener un conocimiento previo de los componentes de la población (p. 189). Por lo tanto, en esta investigación se considera un muestreo del subtipo **intencional**.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnicas de recolección de datos

Según Arias (1999), las técnicas de recolección de datos son las diversas maneras o formas de adquirir la información (p. 25). Entonces, se definen las técnicas para esta investigación en base a las acciones que serán necesarias realizar para la intervención de los indicadores de las variables involucradas en el estudio.

La técnica básica empleada será la **observación estructurada**. Al respecto, Gallardo y Moreno (1999) afirman que el mencionado tipo de observación implica una mínima libertad de escoger en relación a los sucesos que componen todo aquello a observar, ya que, el investigador posee un previo conocimiento de cuáles son los aspectos más y menos importantes en los fines investigativos que se ha propuesto (p. 62). Además, es importante

recalcar que, la observación estructurada será llevada a cabo durante todos los procesos de recolección de datos.

Por otro lado, otro tipo de técnica a emplear corresponde al uso de **pruebas estandarizadas**. Esta técnica es mencionada por Borja (2012), quien asegura que, hay una gran cantidad de pruebas llevadas a cabo por diferentes investigadores mundialmente para cuantificar una amplia cantidad de variables, además, las pruebas han de tener una forma particular de interpretación y aplicación, puesto que, de escoger una prueba estandarizada es necesario tener un ajuste al contexto estudiado (p. 33).

Para la presente investigación, las pruebas estandarizadas son: (i) para los indicadores de la flexibilidad del suelo, el estudio de mecánica de suelos, (ii) para los coeficientes de modelamiento estructural de la interacción suelo-estructura, los métodos dinámicos propuestos por FEMA 440, D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, (iii) para la obtención del período de vibración, el desplazamiento lateral y los esfuerzos internos, los métodos de análisis sísmico estático y dinámico propuestos por la norma técnica peruana E.030 en concordancia al estándar internacional ACI 350.3-06 y (iv) para la obtención de la cuantía de acero, el método de diseño propuesto por la norma técnica peruana E.060 aplicando también los estándares del American Concrete Institute para estructuras contenedoras de líquidos.

2.4.2. Instrumentos de recolección de datos

Arias (1999) aclara que, cuando se hace referencia a instrumentos de recolección de datos, se tratan de medios tangibles que son utilizados para obtener y archivar información (p. 25). Entonces, para la presente investigación, se escogen los instrumentos en relación a lo que las técnicas de recolección demandan.

Por lo tanto, los instrumentos de recolección de datos son: (i) para realizar la técnica de observación y la obtención de datos del estudio de mecánica de suelos, **guías de observación** y **listas de chequeo**, (ii) para llevar a cabo los métodos dinámicos de interacción suelo-estructura y el diseño estructural, **hojas de cálculo** y (iii) para realizar el análisis estructural, el **software SAP 2000 v19**.

2.4.3. Validez y confiabilidad

Validez

En términos generales, Hernández et al. (2014) afirma que la validez hace referencia al grado de un instrumento en medir verdaderamente la variable que procura medir (p. 200). Entonces, los instrumentos mencionados anteriormente revelan la validez de acuerdo a su efectividad en medir lo estipulado en la investigación.

Por lo tanto, la validez para cada instrumento utilizado es: (i) para las guías de observación y listas de chequeo se ha realizado su estructuración tomando en cuenta los datos que son necesarios recolectar para la investigación, esto asegura su validez, ya que, al tratarse la técnica de observación estructurada es necesario establecer previamente lo que se observará, (ii) para las hojas de cálculo, la validez en el proceso de desarrollar los cálculos son fiables debido a que se siguen procedimientos establecidos por normativas nacionales e internacionales con respaldo científico y (iii) para el software SAP 2000 v19 se asegura la validez del instrumento de ingeniería por el respaldo que tiene el producto, ya que, lleva 30 años en el mercado y es reconocido como uno de los mejores softwares para el análisis y diseño de estructuras.

Adicionalmente, cabe recalcar que, el estudio de mecánica de suelos cuenta con un certificado de laboratorio, el cual es mostrado en el anexo III, que confirma la validación de los datos de campo obtenidos para su posterior tratamiento en los diversos cálculos de la presente investigación.

Confiabilidad

La confiabilidad se define como el grado de un instrumento de medición en que su reiterada utilización al mismo elemento provoca resultados semejantes (Hernández et al., 2014, p. 200). Siendo así que, la confiabilidad se traduce en la muestra de resultados sólidos y coherentes que aporten a la investigación de manera certera.

Por lo tanto, los instrumentos de recolección de datos, guías de observación, listas de chequeo, hojas de cálculo y software SAP 2000 v19, poseen confiabilidad debido a que, sea cualquiera la circunstancia de aplicación, los resultados medidos son los mismos. Cabe recalcar que, eso no aplica al estudio de mecánica de suelos, debido a que los datos obtenidos

pueden variar de acuerdo al punto de toma de muestra, el tiempo y otros aspectos variables al realizar los ensayos, por lo tanto, en ese caso, se muestra en el anexo VI la comparación entre los datos obtenidos en esta investigación y los que se muestran en el proyecto al que pertenece el reservorio elevado, con el fin de mostrar la confiabilidad de dicho procedimiento.

2.5. Métodos de análisis de datos

Centty (2006) sostiene que el método correlacional posee como objetivo evidenciar el grado de relación entre variables, ya sean dos o más, por lo que se puede estimar el comportamiento de una variable sabiendo cómo se comportan otras variables que tiene una determinada relación (p. 55).

Entonces, para esta investigación se hará uso del **método correlacional**, ya que, los resultados han sido comparados con el fin de establecer una relación, es decir, se determina el grado de influencia de la variable independiente sobre la variable dependiente, esto se determina obteniendo la variación porcentual entre la ausencia y aplicación del fenómeno de interacción suelo-estructura en el análisis y diseño del reservorio elevado.

2.6. Aspectos éticos

Como todo producto científico, se deben cumplir ciertos aspectos, relacionados al tema que caractericen a la investigación como un trabajo que se desarrolla en base a principios éticos. Para la presente investigación se considera a la **originalidad** y **veracidad** como los fundamentos principales para establecer los principios de ética investigativa.

Por lo tanto, se ha realizado una declaración jurada que compromete al investigador a cumplir con la normatividad de la Universidad César Vallejo en su Reglamento de grados y títulos. Siendo así que el investigador evita la falsificación (representación falsa de las ideas de otros), la piratería (uso ilegal de la información ajena), el auto plagio (presentación de algún trabajo de investigación propio que antes ya haya sido publicado como nuevo), plagio (información no citada de autores) y fraude (presentación de resultados falsos).

Para la originalidad se hizo uso del servicio de prevención de plagio Turnitin, por lo tanto, en el anexo VII, se presenta un informe de originalidad que certifica a este trabajo de investigación como único al tener un porcentaje de similitud menor al 25%.

En cuanto a la veracidad, se contemplan resultados auténticos que tienen como sustento la realización de un estudio de mecánica de suelos certificado a nivel profesional, el cual se muestra en el anexo III. Además, se hace uso de un software de diseño profesional para ingeniería, SAP 2000 v19, y los procedimientos de cálculo están respaldados por el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente y por diversos códigos de diseño pertenecientes al Instituto Americano del Concreto (ACI), Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) y Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos (NEHRP) reconocidos internacionalmente por la comunidad científica.

III. Resultados

3.1. Predimensionamiento

3.1.1. Configuración geométrica

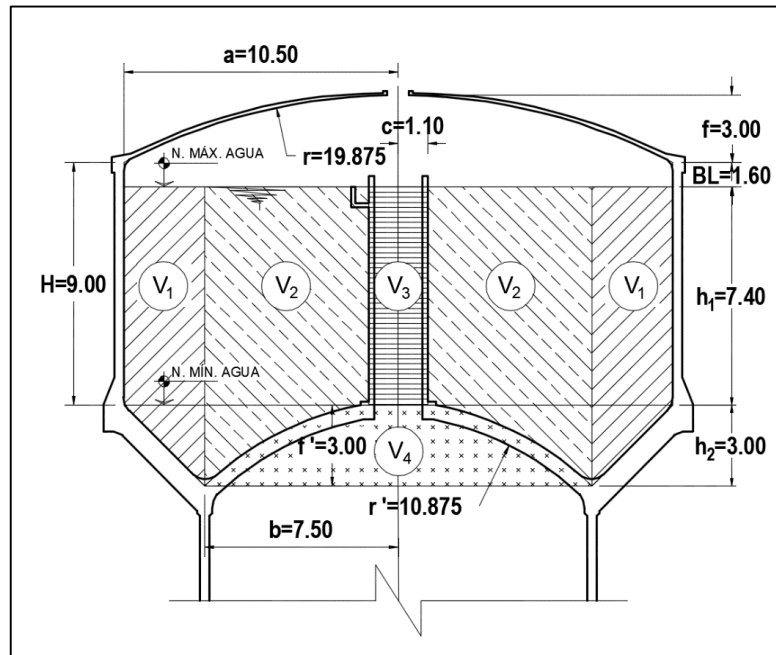


Figura 36. Dimensiones geométricas del reservorio Cercado de Sechura

Fuente: elaboración propia.

Tabla 18. Dimensiones geométricas del reservorio Cercado de Sechura

Dimensión		Recomendada	Asumida
Radio interior de la cuba cilíndrica	a	10.41 m	10.50 m
Radio medio del fuste cilíndrico	b	7.42 m	7.50 m
Radio exterior de la chimenea	c	-	1.10 m
Flecha interior de la cúpula superior	f	3.00 m	3.00 m
Flecha exterior de la cúpula inferior	f'	3.00 m	3.00 m
Borde libre	BL	-	1.60 m
Altura mojada de la cuba cilíndrica	h_1	7.50 m	7.40 m
Altura del tronco cónico	h_2	-	3.00 m
Altura de la cuba cilíndrica	H	-	9.00 m
Radio de la cúpula superior	r	-	19.875 m
Radio de la cúpula inferior	r'	-	10.875 m

Fuente: elaboración propia.

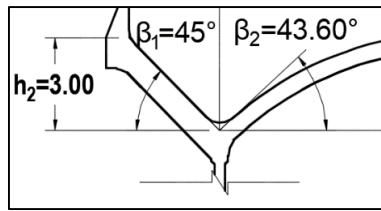


Figura 37. Ángulos de inclinación del tronco cónico y cúpula inferior en el reservorio Cercado de Sechura
Fuente: elaboración propia.

Tabla 19. Volúmenes del reservorio Cercado de Sechura

Sector 1	V_1	1495.71 m ³
Sector 2	V_2	1530.49 m ³
Sector 3	V_3	28.13 m ³
Sector 4	V_4	279.21 m ³
Almacenamiento total	V_A	3026.21 m³
Almacenamiento proyectado	V_P	2534.94 m³

Fuente: elaboración propia.

Mediante la compensación de volúmenes se obtiene que la viga de apoyo recibe mayores fuerzas horizontales hacia el exterior.

$$\frac{V_1}{\tan \beta_1} = \frac{1495.71}{\tan(45^\circ)} = 1495.71 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_2}{\tan \beta_2} = \frac{1530.49}{\tan(43.60^\circ)} = 1607.02 \text{ m}^3$$

La variación entre fuerzas es solo de 6.93 %, por lo cual, el dimensionamiento se considera aceptable.

3.1.2. Estimación de espesores

El cálculo de espesores de los elementos estructurales, lo que también implica las dimensiones de la base y altura de las vigas, se llevó a cabo en base a lo expuesto en las teorías relacionadas al tema. Por lo tanto, en las siguientes tablas se muestra el resumen del procedimiento de cálculo previo para cada elemento estructural del reservorio elevado Cercado de Sechura.

Tabla 20. *Cálculo del espesor de la cúpula superior*

Radio de la cúpula superior	r	19.875 m
Radio interior de la cuba cilíndrica	a	10.50 m
Flecha interior de la cúpula superior	f	3.00 m
Ángulo de inclinación de la cúpula sup.	ϕ_1	31.89 °
Área de la cúpula	A_{cs}	346.36 m ²
Espesor mínimo de la cúpula superior	$t_{cs\ mín}$	7.50 cm
Espesor de la cúpula superior asumido	t_{cs}	7.50 cm
Longitud de ensanche mínima	$L_{mín}$	1.20 m
Longitud de ensanche asumido	L	1.20 m
Ensanche mínimo	$e_{mín}$	11.25 cm
Ensanche máximo	$e_{máx}$	15.00 cm
Ensanche asumido	e	15.00 cm
Espesor medio de la cúpula superior	t_m	11.25 cm
Peso de la cúpula	W_{cs}	103.34 ton
Carga muerta de acabados	$W_{acabados}$	0.12 ton/m ²
Carga viva de sobrecarga	$W_{sobrecarga}$	0.10 ton/m ²
Carga total sobre la cúpula	W_{total}	0.52 ton/m ²
Esfuerzo meridional máximo en la cúpula	N_1	5.57 ton/m
Fuerza circunferencial en la cúpula	N_2	3.18 ton/m
Esfuerzo meridional de compresión	σ_1	74.29 kg/cm²
Esfuerzo anular máximo de compresión	σ_2	42.34 kg/cm²
Esfuerzo adm. del concreto a compresión	σ_{cc}	126.00 kg/cm²

Fuente: elaboración propia.

Tabla 21. *Cálculo de las dimensiones de la viga anular superior*

Flecha interior de la cúpula superior	f	3.00 m
Peso propio, acabados y sobrecarga	W_{total}	0.49 ton/m ²
Esfuerzo meridional máximo en la cúpula	N_1	5.27 ton/m
Tensión anular máxima en la viga	T	46.95 ton
Esfuerzo admisible en tracción del concreto	c_t	35.00 kg/cm²
Esfuerzo admisible en tracción del acero	a_t	1400 kg/cm²
Relación modular	n	7.00
Área de la sección transversal de la viga	A_c	1660.18 cm ²
Base de la viga recomendada	b_s	44.63 cm
Base de la viga asumida	b_s	45.00 cm
Altura de la viga recomendada	h_s	37.20 cm
Altura de la viga asumida	h_s	40.00 cm
Peso de la viga anular superior	W_s	29.11 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 22. Cálculo del espesor de la cuba cilíndrica

Altura de la cuba cilíndrica	H	9.00 m
Radio interior de la cuba cilíndrica	a	10.50 m
Esfuerzo máximo en tensión en la base	T	94.50 ton
Área de la sección transversal de concreto	A_c	3341.25 cm ²
Base considerada	b_c	100.00 cm
Espesor de la pared de la cuba recomendado	t_c	33.41 cm
Espesor de la pared de la cuba asumido	t_c	35.00 cm
Peso de la cuba cilíndrica	W_c	507.07 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 23. Cálculo de las dimensiones de la viga anular inferior

Carga vertical sobre el anillo	V_{total}	10.85 ton/m
Ángulo de inclinación del tronco cónico	β_1	45.00 °
Tensión debido a cargas verticales	H_g	113.91 ton
Relación área de concreto-tensión angular	A_c/T	0.035 cm ² /kg
Relación presión de agua-altura de viga	H_a/h	945.00 kg/cm
Base de la viga asumida	b_i	90.00 cm
Tensión admisible por cargas verticales	$H_{g adm}$	120.03 ton
Altura de la viga sugerida	h_i	75.00 cm
Altura de la viga asumida	h_i	75.00 cm
Peso de la viga anular inferior	W_i	111.46 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 24. Cálculo del espesor del tronco cónico

Altura del tronco cónico	h_2	3.00 m
Radio interior de la cuba cilíndrica	a	10.50 m
Radio medio del fuste cilíndrico	b	7.50 m
Presión de agua por unidad de área	p	90.00 kg/cm ²
Relación área de concreto-tensión angular	A_c/T	0.035 cm ² /kg
Presión de agua admisible por área	p_{adm}	95.15 kg/cm²
Espesor del tronco cónico asumido	t_{tc}	50.00 cm
Base considerada	b_{tc}	100.00 cm
Peso del tronco cónico	W_{tc}	209.23 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 25. Cálculo del espesor de la chimenea

Radio exterior de la chimenea	c	1.10 m
Altura de la chimenea	h_{ch}	8.20 m
Espesor de la chimenea mínimo	$t_{ch\ mín}$	20.00 cm
Espesor de la chimenea asumido	t_{ch}	20.00 cm
Peso de la chimenea	W_{ch}	24.73 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 26. Cálculo de las dimensiones de la viga de chimenea

Carga vertical sobre el anillo	V_{total}	3.58 ton
Radio de la cúpula inferior	r'	10.875 m
Ángulo de inclinación con cúpula	β_0	5.8054 °
Tensión debido a cargas verticales	H_g	38.71 ton
Relación área de concreto-tensión angular	A_c/T	0.035 cm ² /kg
Relación presión de agua-altura de viga	H_a/h_{vch}	90.20 kg/cm
Base de la viga asumida	b_{vch}	45.00 cm
Tensión admisible por cargas verticales	$H_{g\ adm}$	44.34 ton
Altura de la viga sugerida	h_{vch}	37.50 cm
Altura de la viga asumida	h_{vch}	45.00 cm
Peso de la viga de chimenea	W_{vch}	4.05 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 27. Cálculo del espesor de la cúpula inferior

Radio medio del fuste cilíndrico	b	7.50 m
Flecha exterior de la cúpula inferior	f'	3.00 m
Radio de la cúpula inferior	r'	10.875 m
Peso de agua sobre la cúpula	W_{agua}	1530.49 ton
Peso de la cúpula	W_{ci}	180.37 ton
Peso total sobre la cúpula por área	W_{total}	9.68 ton/m ²
Área de la cúpula	A_{cs}	176.71 m ²
Empuje meridional	N_1	61.07 ton/m
Fuerza circunferencial	N_2	15.18 ton/m
Esfuerzo adm. del concreto a compresión	σ_{cc}	157.50 kg/cm²
Espesor de la cúpula asumido	t_{ci}	40.00 cm
Base considerada	b_{ci}	100.00 cm
Esfuerzo meridional de compresión	σ_1	152.67 kg/cm²
Esfuerzo anular de compresión	σ_2	37.94 kg/cm²

Fuente: elaboración propia.

Tabla 28. *Cálculo de las dimensiones de la viga de apoyo*

Esfuerzo meridional en la base del tronco	V_{total}	53.73 ton/m
Esfuerzo meridional en la base de la cúpula	N_1	62.09 ton/m
Esfuerzo horizontal neto en la viga de apoyo	F_H	6.97 ton/m
Fuerza de tensión anular (Tracción)	T_{anular}	52.27 ton/m
Área de la viga de apoyo	A_c	1848.01 cm ²
Área de la viga de apoyo asumida	A_c	3696.01 cm ²
Base de la viga sugerida	b_a	49.64 cm
Base de la viga asumida	b_a	50.00 cm
Altura de la viga sugerida	h_a	74.46 cm
Altura de la viga asumida	h_a	75.00 cm
Peso de la viga de apoyo	W_a	42.41 ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla 29. *Cálculo del espesor del fuste cilíndrico*

Radio medio del fuste cilíndrico	b	7.50 m
Espesor del fuste mínimo	$t_{f\text{ mín}}$	27.04 cm
Espesor del fuste asumido	t_f	30.00 cm
Altura del fuste	h_f	24.00 m
Peso del fuste	W_f	814.30 ton

Fuente: elaboración propia.

3.1.3. Esquema estructural

Tabla 30. *Secciones y concreto para cada elemento estructural*

Elemento	t (m)	b (m)	h (m)	$f'c$ (kg/cm ²)
Cúpula superior	0.11	-	-	280.00
Viga anular superior	-	0.45	0.40	350.00
Cuba cilíndrica	0.35	-	-	350.00
Viga anular inferior	-	0.90	0.75	350.00
Tronco cónico	0.50	-	-	350.00
Chimenea	0.20	-	-	350.00
Viga de Chimenea	-	0.45	0.45	350.00
Cúpula inferior	0.40	-	-	350.00
Viga de apoyo	-	0.50	0.75	350.00
Fuste	0.30	-	-	280.00

Fuente: elaboración propia.

Finalmente, se presentan los resultados del predimensionamiento, tabla 30, y las medidas obtenidas, figura 38, para la correcta modelación en el programa SAP 2000.

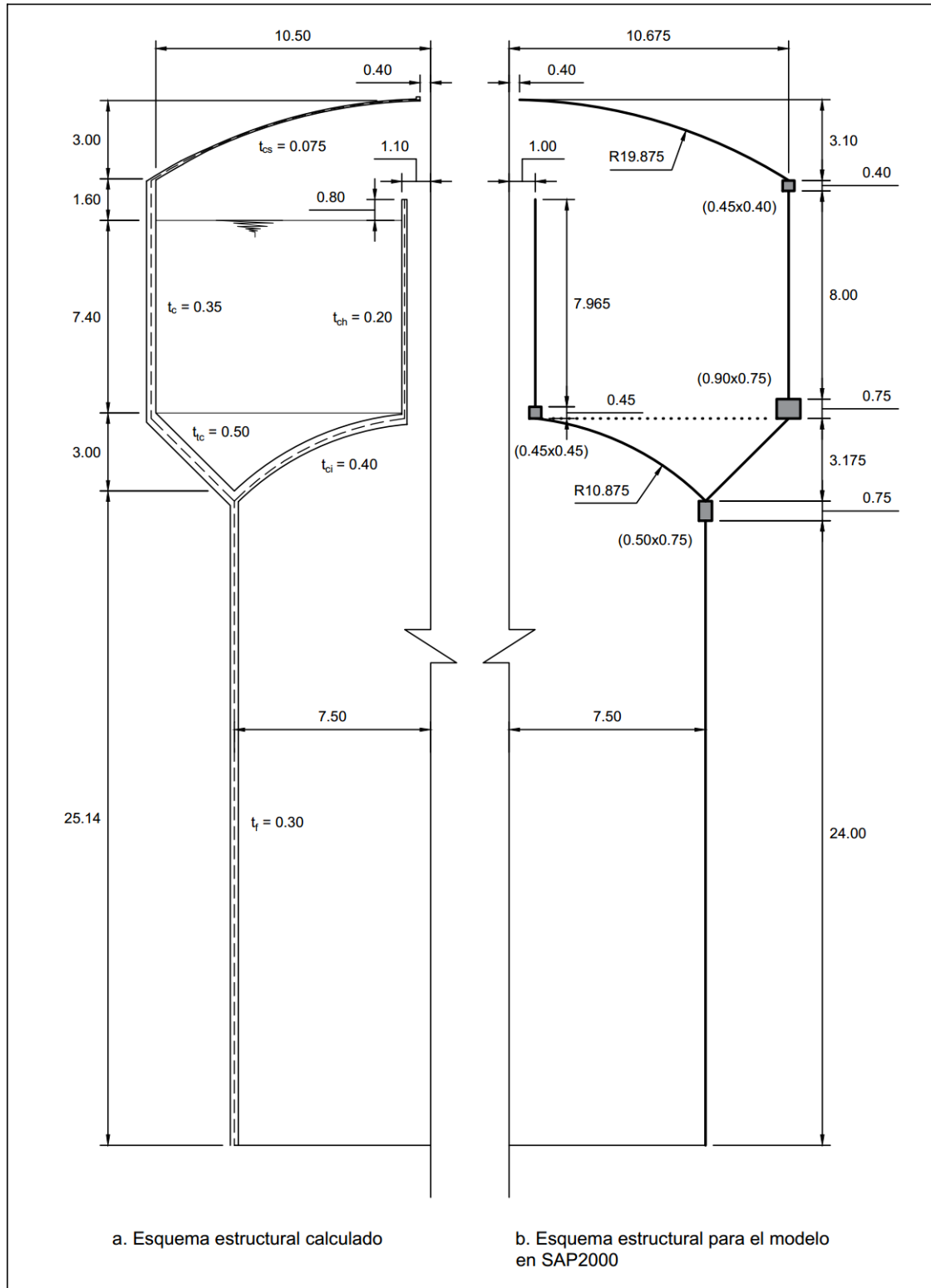


Figura 38. Esquema estructural del reservorio Cercado de Sechura

Fuente: elaboración propia.

3.2. Modelo de interacción fluido-estructura

El cálculo del tanque equivalente para representar las masas componentes del líquido almacenado y sus propiedades se realizó con la norma ACI 350.3, cuyo esquema final se muestra en figura 39. Primero se obtuvieron la altura equivalente H_L y el coeficiente de masa efectiva ε .

$$H_L = \frac{4V_A}{\pi D^2} = \frac{4 * 3026.21}{\pi * 21^2} = 8.74 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{21}{8.74} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{21}{8.74} \right) + 1.021 \right] = 0.65 \leq 1.0$$

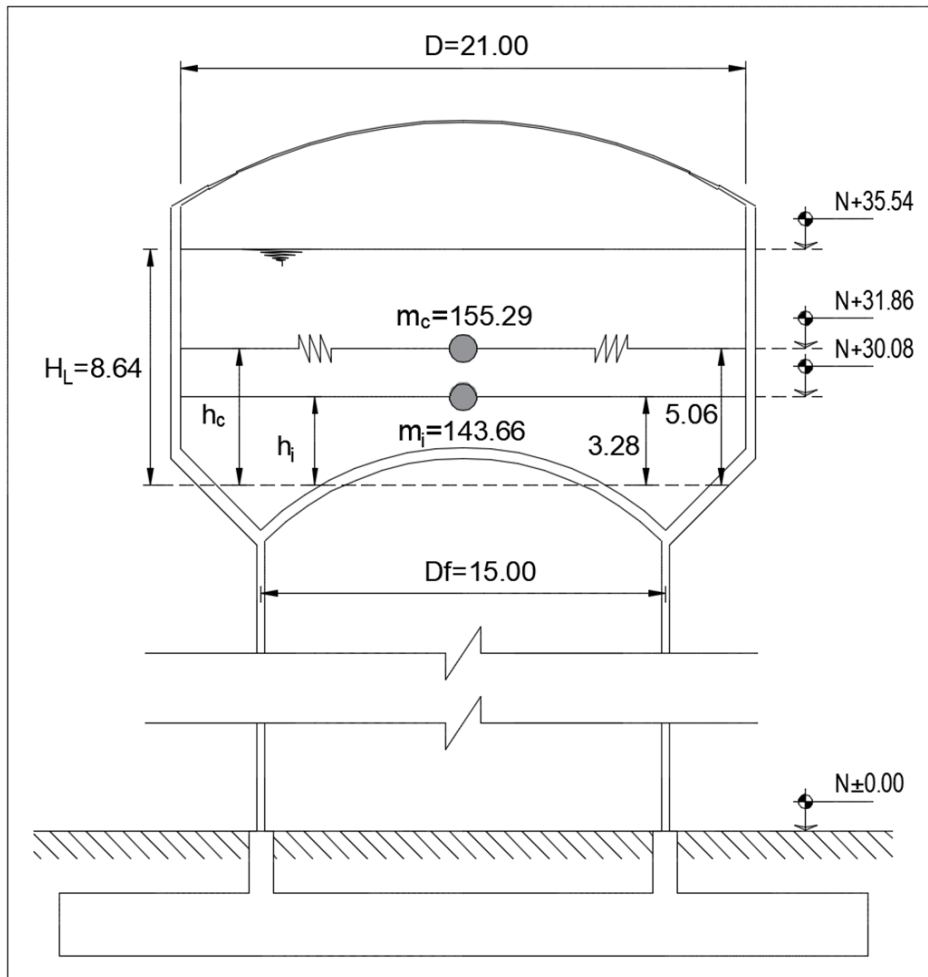


Figura 39. Tanque equivalente del reservorio Cercado de Sechura

Fuente: elaboración propia.

Posteriormente, se calcularon todas las propiedades correspondientes al componente impulsivo y convectivo del líquido, tal cual se muestra en la tabla 31.

Tabla 31. *Propiedades de los componentes impulsivo y convectivo*

Propiedades	Componente	
	Impulsivo	Convectivo
Peso	1409.33 Tonf	1523.38 Tonf
Masa	143.66 Tonf	155.29 Tonf
Altura	3.28 m	5.06 m
Nivel	30.08 m	31.86 m
Rigidez	108299.43 Tonf/m	243.09 Tonf/m
Periodo	0.32 s	5.02 s

Fuente: elaboración propia.

El 46.57 % del líquido es excitado en el modo impulsivo. El 50.34 % del líquido es excitado en el modo convectivo. La masa convectiva más la impulsiva es 3.09 % menor que la masa del líquido.

3.3. Análisis sísmico estático

3.3.1. Parámetros sísmicos

De acuerdo con la Norma E.030, contrastada con lo que establece el ACI 350.3, se obtuvieron los siguientes parámetros sísmicos.

Tabla 32. *Parámetros sísmicos del reservorio Cercado de Sechura*

Zona sísmica	ZONA	4
Factor de zonificación	Z	0.45
Factor de importancia	I	1.25
Clasificación del suelo	Perfil	S_3
Factor de suelo	S	1.10
Periodo T_P	T_P	1.00
Periodo T_L	T_L	1.60
Factor de respuesta impulsivo	R_i	2.00
Factor de respuesta convectivo	R_c	1.00
Factor de amplificación impulsivo	C_i	2.50
Factor de amplificación convectivo	C_c	0.24
Peso estimado ($P = CM + \% CV$)	$\%$	50%

Fuente: elaboración propia.

3.3.2. Metrado de cargas

Para este procedimiento se precisaron los pesos de cada elemento estructural obteniendo las reacciones por peso propio en el modelo en SAP 2000. Los resultados se muestran en la tabla 33, incluyendo los centros de gravedad.

Tabla 33. *Peso y nivel del centro de gravedad de cada elemento*

Elemento estructural		P_i (Tonf)	NCG (m)	$P_i * NCG$ (Tonf-m)
Parte 1 del Tanque	Cúpula superior	102.18	38.12	3895.36
	Viga anular superior	28.98	36.88	1068.64
	Cuba cilíndrica	450.54	32.68	14721.39
	Viga anular inferior	108.60	28.30	3073.38
	Tronco cónico	307.32	26.34	8094.04
Σ		997.62		30852.81
Parte 2 del Tanque	Chimenea	24.00	32.36	776.58
	Viga de Chimenea	5.09	28.15	143.19
	Cúpula inferior	197.34	25.84	5098.65
	Viga de apoyo	42.42	24.38	1033.99
Σ		268.85		7052.41
Fuste		813.90	12.00	9766.80
Carga muerta de acabados		46.45		
Carga viva de sobrecarga		38.70		

Fuente: elaboración propia.

Posteriormente se calcularon los niveles del centro de gravedad de las partes del tanque, obteniéndose:

$$NCG1 = \frac{\sum P_i * NCG_i}{\sum P_i} = \frac{30852.81}{997.62} = 30.93 \text{ m}$$

$$NCG2 = \frac{\sum P_i * NCG_i}{\sum P_i} = \frac{7052.41}{268.85} = 26.23 \text{ m}$$

Finalmente, el peso del reservorio elevado para el análisis sísmico es:

$$W_e = 0.65 * (28.98 + 450.54 + 108.6 + 307.32 + 24 + 5.09) + 102.18 + 197.34 + 42.42 + 813.9 + 46.45 + 0.5 * 38.7 = 1822.25 \text{ Tonf}$$

3.3.3. Cortante basal

Con los parámetros sísmicos calculados y así como los componentes del líquido y el peso sísmico de la estructura, se calcularon las siguientes cargas laterales:

$$P_w = ZSIC_i \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = 0.45 * 1.1 * 1.25 * 2.5 * \left(\frac{1822.25}{2} \right) = 1409.39 \text{ Tonf}$$

$$P_i = ZSIC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = 0.45 * 1.1 * 1.25 * 2.5 * \left(\frac{1409.33}{2} \right) = 1090.03 \text{ Tonf}$$

$$P_c = ZSIC_c \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = 0.45 * 1.1 * 1.25 * 0.24 * \left(\frac{1523.38}{1} \right) = 224.26 \text{ Tonf}$$

Se pudo calcular también la altura de oleaje máximo del líquido almacenado, siendo menor al borde libre:

$$d_{m\acute{a}x} = \left(\frac{D}{2} \right) (ZSIC_c) = 10.5 * (0.45 * 1.1 * 1.25 * 0.24) = 1.55 \text{ m}$$

$$d_{m\acute{a}x} \leq BL = 1.60 \text{ m}$$

En cuanto al cortante basal, se obtuvo:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w)^2 + P_c^2} = \sqrt{(1090.03 + 1409.39)^2 + 224.26^2} = 2509.46 \text{ Tonf}$$

Se tuvo que el peso total de la estructura es:

$$P_{total} = W_e + W_i + W_c = 1822.25 + 1409.33 + 1523.38 = 4754.95 \text{ Tonf}$$

Por lo tanto, el cortante basal representa el 52.78% del peso total. Por otro lado, la distribución del cortante se especifica en la tabla 34 y tabla 35, para lo cual primero se establecieron los siguientes parámetros:

$$T_i = 0.32 \leq 0.5 \rightarrow k = 1.00$$

$$D_c = 21.35 \text{ m}; \text{ diámetro medio de la cuba cilíndrica}$$

$$D_f = 15.00 \text{ m}; \text{ diámetro medio del fuste cilíndrico}$$

Tabla 34. *Distribución del cortante basal del modelo empotrado en la base*

Nivel	Pi (Tonf)	hi (m)	Pi*hi^k	α	Fi (Tonf)
Convectivo	1523.38	31.86	48539.59	0.3720	933.40
Tanque 1	749.69	30.93	23185.23	0.1777	445.85
Impulsivo	1409.33	30.08	42391.65	0.3248	815.18
Tanque 2	258.66	25.58	6615.96	0.0507	127.22
Fuste 6	135.65	22.00	2984.30	0.0229	57.39
Fuste 5	135.65	18.00	2441.70	0.0187	46.95
Fuste 4	135.65	14.00	1899.10	0.0146	36.52
Fuste 3	135.65	10.00	1356.50	0.0104	26.09
Fuste 2	135.65	6.00	813.90	0.0062	15.65
Fuste 1	135.65	2.00	271.30	0.0021	5.22
Σ	4754.95	190.45	130499.22	1.0000	2509.46

Fuente: elaboración propia.

Tabla 35. *Distribución perimetral del cortante basal del modelo empotrado en la base*

Nivel	hi (m)	Fi (Tonf)	L (m)	Fi/L (Tonf/m)
Convectivo	31.86	932.19	67.07	13.898
Tanque 1	30.93	445.27	67.07	6.639
Impulsivo	30.08	814.12	67.07	12.138
Tanque 2	26.23	130.31	56.44	2.309
Fuste 6	22.00	57.31	47.12	1.216
Fuste 5	18.00	46.89	47.12	0.995
Fuste 4	14.00	36.47	47.12	0.774
Fuste 3	10.00	26.05	47.12	0.553
Fuste 2	6.00	15.63	47.12	0.332
Fuste 1	2.00	5.21	47.12	0.111

Fuente: elaboración propia.

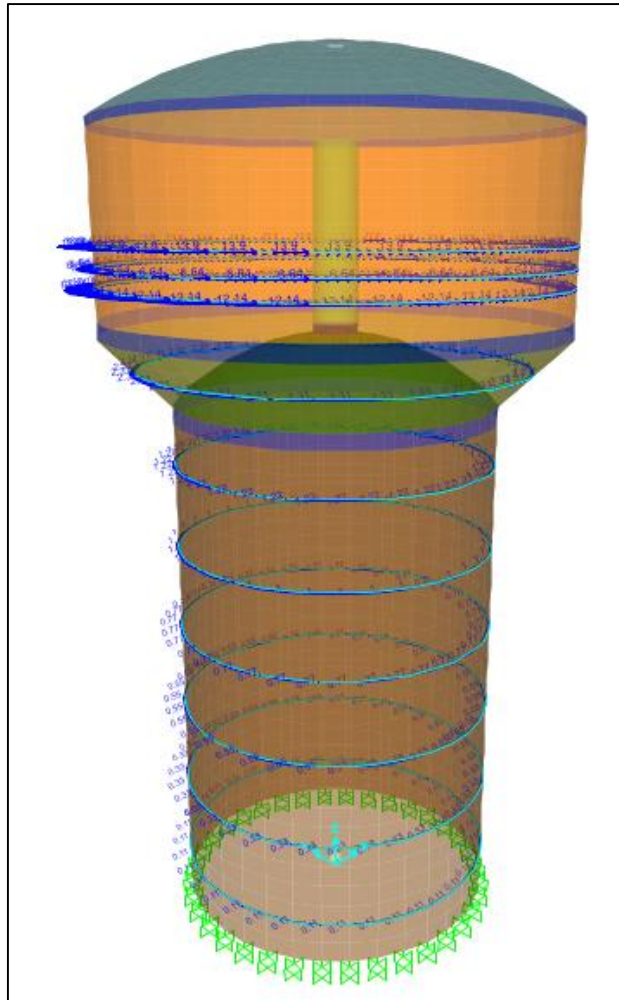


Figura 40. Distribución del cortante basal en el modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

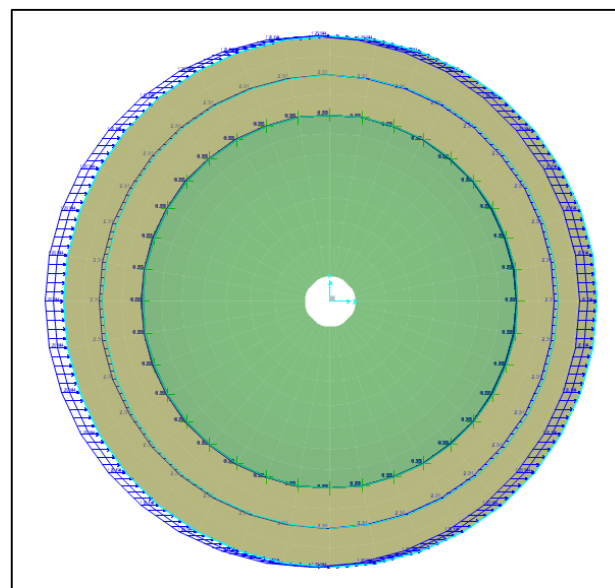


Figura 41. Dirección de las cargas laterales en el modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

3.4. Análisis sísmico dinámico

3.4.1. Espectro de pseudoaceleraciones

Se hizo uso de solo el espectro de pseudoaceleraciones impulsivo $S_a(t_i)$. Por lo tanto, para la integración del modo convectivo en el modelo en SAP 2000 se crea un artificio multiplicando por $1.5 \cdot R_i$ a la rigidez y masa convectiva.

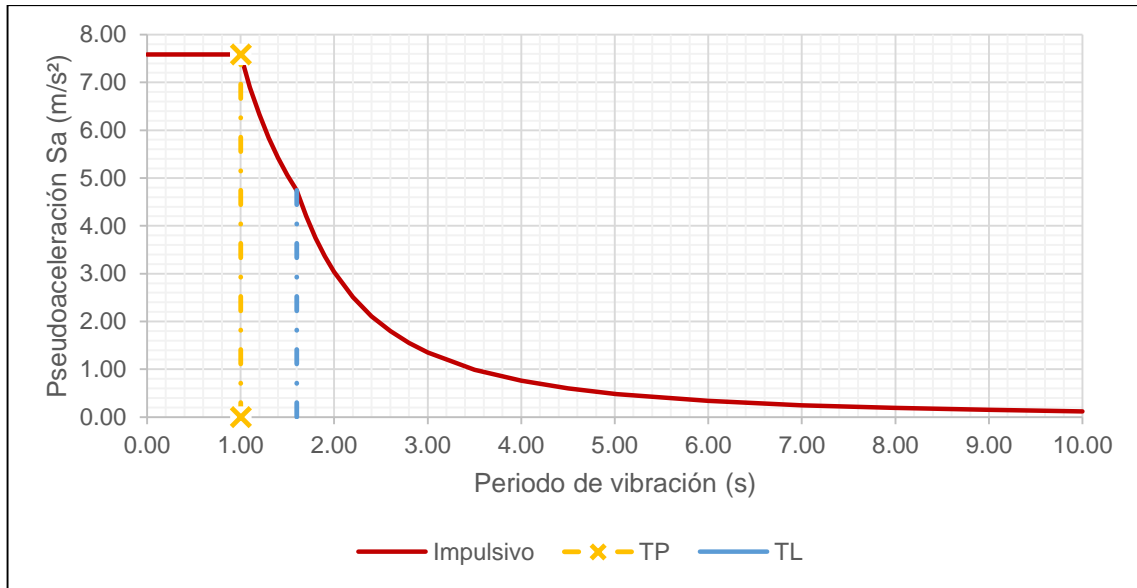


Figura 42. Espectro de pseudoaceleraciones para el reservorio elevado Cercado de Sechura

Fuente: elaboración propia.

Tabla 36. Espectro de pseudoaceleraciones del reservorio Cercado de Sechura

T	Ci	Sa(ti)	T	Ci	Sa(ti)
0.00	2.50	7.587	1.90	1.11	3.363
0.05	2.50	7.587	2.00	1.00	3.035
0.10	2.50	7.587	2.20	0.83	2.508
0.15	2.50	7.587	2.40	0.69	2.108
0.20	2.50	7.587	2.40	0.69	2.108
0.32	2.50	7.587	2.60	0.59	1.796
0.40	2.50	7.587	2.80	0.51	1.548
0.50	2.50	7.587	3.00	0.44	1.349
1.00	2.50	7.587	3.50	0.33	0.991
1.10	2.27	6.898	4.00	0.25	0.759
1.20	2.08	6.323	4.50	0.20	0.600
1.30	1.92	5.836	5.02	0.16	0.481
1.40	1.79	5.420	6.00	0.11	0.337
1.50	1.67	5.058	7.00	0.08	0.248
1.60	1.56	4.742	8.00	0.06	0.190
1.70	1.38	4.201	9.00	0.05	0.150
1.80	1.23	3.747	10.00	0.04	0.121

Fuente: elaboración propia.

3.4.2. Aplicación al modelo estructural

Para modelar los componentes impulsivo y convectivo del líquido almacenado, se realizó el procedimiento previamente indicado, cuyos resultados para el modelo estructural se muestran en la tabla 37.

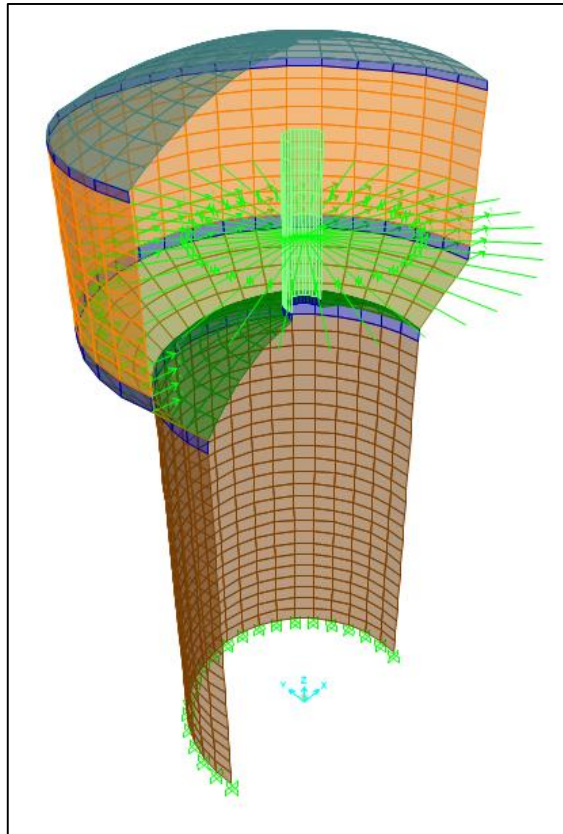


Figura 43. Vista en corte del modelo para análisis dinámico en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Tabla 37. Cálculo de los componentes impulsivo y convectivo para el modelo en SAP 2000

Parámetro	Calculado	Puntos a aplicar	Conversión	Para el modelo
Masa impulsiva	143.66 Tonf-s ² /m	144.00	-	0.9977 Tonf-s ² /m
Masa convectiva	155.29 Tonf-s ² /m	1.00	3.00	465.86 Tonf-s ² /m
Rigidez del resorte convectiva	243.09 Tonf/m	36.00	6.00	40.52 Tonf/m

Fuente: elaboración propia.

3.4.3. Corrección por factor de escala

Obtenido un cortante estático igual a 2509.46 Tonf de los cálculos anteriores, y un dinámico igual a 2051.87 Tonf del modelo estructural, el factor de escala, cuya aplicación se muestra en la figura 44, que incremente el cortante dinámico al 90% del cortante estático, se obtuvo de la siguiente manera:

$$escala = \frac{V_{dinámico}}{0.90 * V_{estático}} = \frac{2051.87}{0.90 * 2509.46} = 1.101$$

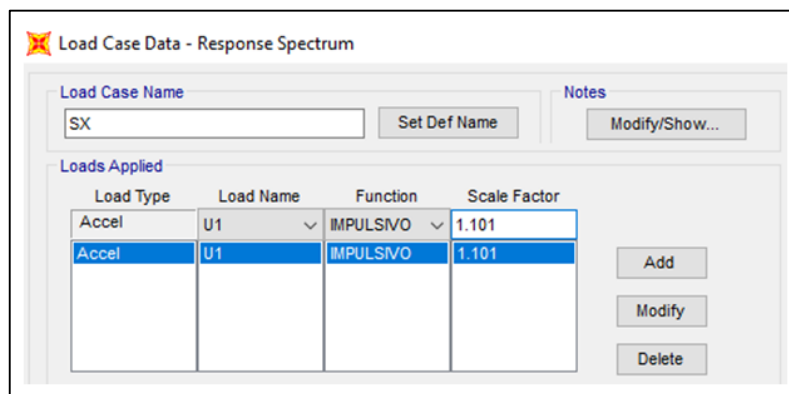


Figura 44. Factor de escala aplicado al modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

3.5. Presión de agua

Para la asignación de presiones se calcularon los coeficientes C y D, mediante la figura 45, cuya modelación en SAP 2000 se muestra en la figura 46.

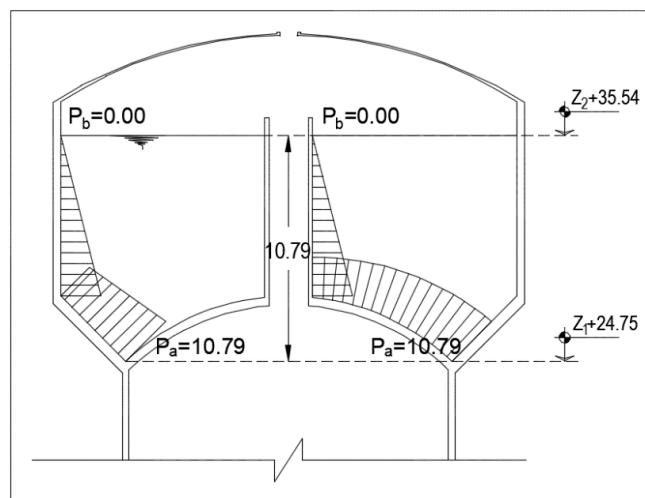


Figura 45. Diagrama de presiones del reservorio Cercado de Sechura

Fuente: elaboración propia.

$$P_a = (Z_2 - Z_1) * \gamma_a = (35.54 - 24.75) * 1 = 10.79 \text{ Tonf/m}^2$$

$$C = \frac{P_a - P_b}{Z_1 - Z_2} = \frac{10.79 - 0.00}{24.75 - 35.54} = -1.00$$

$$D = P_a - C * Z_1 = 10.79 - (-1.00) * 24.75 = 35.54$$

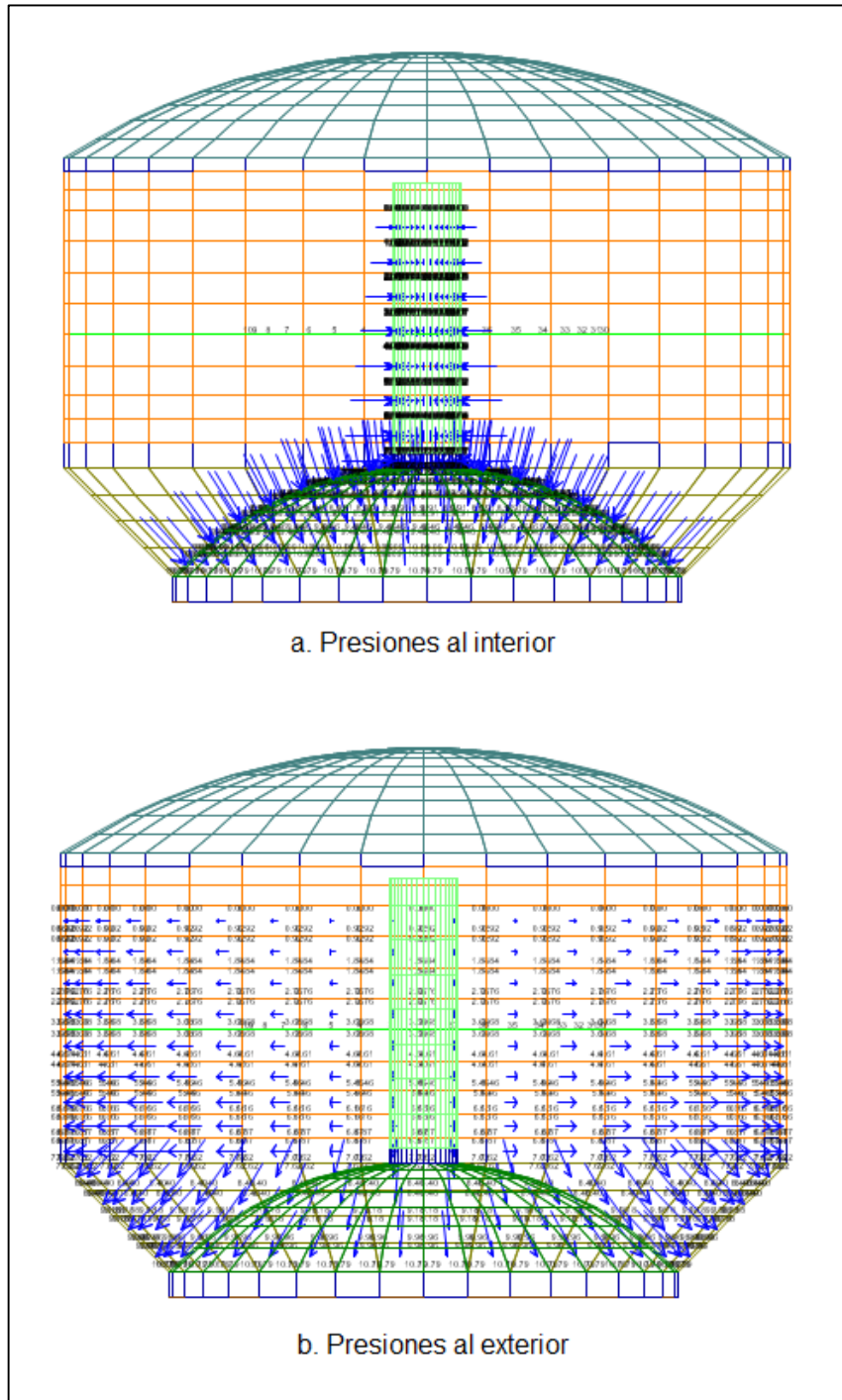


Figura 46. Presión del agua en el modelo en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

3.6. Estudio del suelo y cimentación

La recolección de la muestra de suelo para el estudio se realizó al interior del establecimiento ubicado en la Calle Huáscar cuadra 6 del distrito de Sechura. Además, se hizo un Sondeo SPT con una excavación de 6.45 m de profundidad, recolectando una muestra del suelo.



Figura 47. Recolección de la muestra de suelo en el reservorio Cercado de Sechura

Fuente: elaboración propia.

Los datos obtenidos del estudio de suelos para el desarrollo de la investigación se muestran en la tabla 38. Cabe mencionar que esta investigación se realiza para el tipo de suelo SP-SM (arena mal graduada con limos), cuyas propiedades son analizadas para el cálculo de los coeficientes de cada modelo de interacción suelo-estructura.

Tabla 38. *Parámetros del suelo para el cálculo estructural*

Tipo de suelo	SUCS	SP-SM
Módulo de elasticidad	E_s	1000.00 Ton/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	0.25
Peso específico	γ_s	1.67 Ton/m ³
Capacidad portante	q_a	14.18 Ton/m ²
Ángulo de fricción interna	ψ_s	30 °

Fuente: elaboración propia.

La cimentación se puede considerar como una gran zapata circular para los posteriores cálculos de los modelos de interacción suelo-estructura. Por otro lado, las dimensiones de la zapata se obtuvieron considerando que el peso total de la estructura no ejerza una presión mayor a la capacidad portante del suelo, obteniéndose un diámetro de 30 m y un peralte de 2.30 m.

$$\rho = \frac{P_{total} + P_{zapata}}{A} = \frac{4754.95 + (\pi * 30.00^2 * 2.30) * 2.4}{\pi * 30.00^2 * 2.30} = 12.25 \text{ Tonf/m}^2$$

$$\rho = 12.25 \text{ Tonf/m}^2 \leq q_{adm} = 14.18 \text{ Tonf/m}^2$$

En lo respecta al modelamiento de la cimentación, se consideró como un elemento infinitamente rígido. Tal como lo recomienda Villareal (2009), la zapata se modeló con un módulo de elasticidad igual a 9.10E+08 Tonf/m² y un coeficiente de Poisson igual 0.05. En la figura 48 se puede apreciar el modelamiento en el programa SAP 2000, en el cual se extendió el fuste cilíndrico hasta la profundidad del centroide de la zapata.

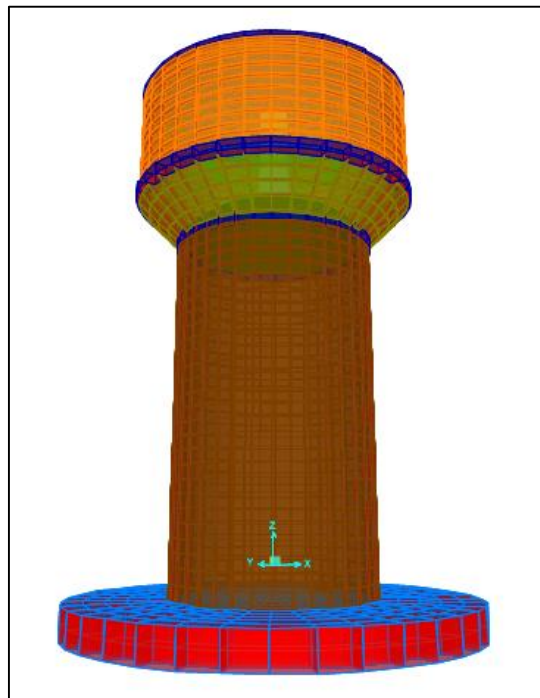


Figura 48. Modelamiento de la cimentación en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Cabe mencionar que, los coeficientes de rigidez, amortiguamiento y masas obtenidos en los cálculos son divididos en 36 para la modelación, ya que ese es el número de puntos en los que se aplican.

3.7. Modelos de interacción suelo-estructura

3.7.1. Modelo dinámico FEMA 440

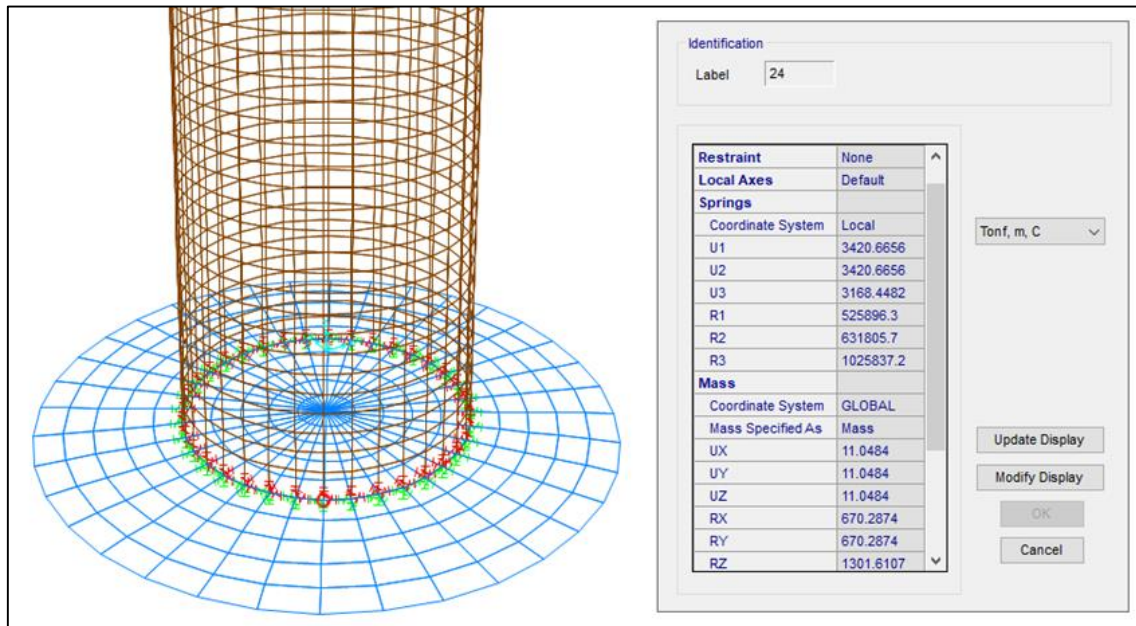


Figura 49. Modelo dinámico FEMA 440 en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Para el modelo que propone FEMA 440 se consideró que la base no tenga ninguna restricción, ya que en todos los grados de libertad se aplican coeficientes de rigidez y la masa de la cimentación. Estos coeficientes se calculan en base a los parámetros iniciales para el cálculo de la tabla 39, cuyos resultados, que serían los coeficientes de rigidez de la tabla 40.

Tabla 39. Características de la cimentación para el modelo FEMA 440

Módulo de elasticidad del suelo	E_s	1000.00 Ton/m²
Coefficiente de Poisson del suelo	ν	0.25
Peso específico del suelo	γ_s	1.67 Ton/m³
Densidad del suelo	ρ	0.17 Tonf-s ² /m ⁴
Velocidad de propagación de ondas de corte	V_s	84 m/s
Módulo de cortante	G_o	1200.00 Ton/m ²
Diámetro de la cimentación	D	30.00 m
Ancho equivalente	B, L	26.59 m
Peralte de la cimentación	c	2.30 m

Fuente: elaboración propia.

Tabla 40. Coeficientes de rigidez para el modelo FEMA 440

Grado de libertad	Superficial (k_i)	Factor (n_i)	Corregido (K_i)
Traslacional respecto al eje Z	99966.40 Ton/m	1.14	114064.13 Ton/m
Traslacional respecto al eje Y	83862.39 Ton/m	1.47	123143.96 Ton/m
Traslacional respecto al eje X	83862.39 Ton/m	1.47	123143.96 Ton/m
Torsional respecto al eje Z	23453797.52 Ton-m	1.57	36930138.53 Ton-m
Rotacional respecto al eje Y	15154761.48 Ton-m	1.50	22745006.99 Ton-m
Rotacional respecto al eje X	15034485.59 Ton-m	1.26	18932265.09 Ton-m

Fuente: elaboración propia.

En lo que respecta a la masa de la cimentación, se calculó de acuerdo a sus dimensiones, los cuales también se aplican al modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov:

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{zapata}}{g} = \frac{\pi * (D/2)^2 * c * \gamma_c}{g}$$

$$M_t = \frac{\pi * (30.00/2)^2 * 2.30 * 2.4}{9.81} = 397.74 \text{ Tonf} - s^2/m$$

$$M_{\phi x} = M_{\phi y} = M_t * \left(\frac{c^2}{2}\right) + \frac{M_t(B^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{\phi x} = M_{\phi y} = 397.74 * \left(\frac{2.30^2}{2}\right) + \frac{397.74(26.59^2 + 2.30^2)}{12}$$

$$M_{\phi x} = M_{\phi y} = 24130.35 \text{ Tonf} - s^2/m$$

$$M_{\psi z} = \frac{M_t(2 * B^2)}{12}$$

$$M_{\psi z} = \frac{397.74(2 * 26.59^2)}{12} = 46857.98 \text{ Tonf} - s^2/m$$

Efecto cinemático de interacción suelo-estructura

Teniendo como datos: i) el ancho equivalente $b_e = 26.59$ m; ii) la profundidad de la cimentación $e = 4.60$ m; iii) velocidad de ondas de corte $V_s = 84$ m/s y iv) un factor de reducción $n = 0.65$; se obtienen los factores RRS_{bsa} y RRS_e para modificar el espectro de pseudoaceleración considerando la interacción cinemática. Dichos resultados se muestran en la tabla 41.

Tabla 41. Espectro de pseudoaceleraciones considerando solo la interacción cinemática del modelo FEMA 440

Periodo	Impulsivo				Periodo	Impulsivo			
T	Sa(ti)	RRS_{bsa}	RRS_e	Sa FIM	T	Sa(ti)	RRS_{bsa}	RRS_e	Sa FIM
0.00	7.587	0.8957	0.4530	3.079	1.90	3.363	0.9930	0.9614	3.210
0.05	7.587	0.8957	0.4530	3.079	2.00	3.035	0.9934	0.9651	2.910
0.10	7.587	0.8957	0.4530	3.079	2.20	2.508	0.9941	0.9712	2.422
0.15	7.587	0.8957	0.4530	3.079	2.40	2.108	0.9947	0.9758	2.046
0.20	7.587	0.8957	0.4530	3.079	2.40	2.108	0.9947	0.9758	2.046
0.32	7.587	0.9398	0.4530	3.230	2.60	1.796	0.9952	0.9793	1.750
0.50	7.587	0.9653	0.4895	3.585	0.50	7.587	0.9653	0.4895	3.585
0.91	7.587	0.9830	0.8345	6.224	0.91	7.587	0.9830	0.8345	6.224
1.00	7.587	0.9849	0.8630	6.449	3.50	0.991	0.9966	0.9886	0.976
1.10	6.898	0.9865	0.8863	6.031	4.00	0.759	0.9971	0.9912	0.750
1.20	6.323	0.9879	0.9042	5.648	4.50	0.600	0.9975	0.9931	0.594
1.30	5.836	0.9890	0.9182	5.300	5.02	0.481	0.9978	0.9944	0.478
1.40	5.420	0.9899	0.9293	4.986	6.00	0.337	0.9982	0.9961	0.335
1.50	5.058	0.9907	0.9383	4.702	7.00	0.248	0.9985	0.9971	0.247
1.60	4.742	0.9914	0.9457	4.446	8.00	0.190	0.9988	0.9978	0.189
1.70	4.201	0.9920	0.9519	3.966	9.00	0.150	0.9989	0.9983	0.149
1.80	3.747	0.9925	0.9570	3.559	10.00	0.121	0.9990	0.9986	0.121

Fuente: elaboración propia.

Luego, en la tabla 42, se calculó la modificación que se realiza al espectro de pseudoaceleraciones debido a la amortiguación de la base por el suelo flexible. Siendo así que, se obtuvo el espectro final mostrado en la figura 51.

Tabla 42. Cálculo del amortiguamiento del modelo FEMA 440

Peso sísmico total	P_{total}	4848.45 Ton
Masa sísmica total	M	494.24 Tonf-s ² /m
Periodo de vibración con base rígida	T	0.37 s
Porcentaje de participación de masa en el primer modo	$\%P$	33.67%
Periodo fundamental de la estructura flexible	\tilde{T}	0.91 s
Amortiguamiento de la estructura empotrada	β_1	5.00 %
Módulo de cortante inicial	G_o	1200.00 Ton/m ²
Coefficiente de Poisson del suelo	μ_s	0.25
Demanda de ductilidad	R	2.00
Área de la cimentación	A	706.86 m ²
Altura total del reservorio	h	40.18 m
Masa efectiva	M^*	166.41 Tonf-s ² /m
Rigidez efectiva de la estructura empotrada	K^*_{fixed}	48758.03 Ton/m
Radio equivalente de la cimentación	r_x	15.00 m
Rigidez traslacional	K_x	82285.71 Ton/m
Rigidez rotacional efectiva	K_θ	17416458.08 Ton-m
Radio de rotación equivalente	r_θ	15.98 m
Relación periodo-alargamiento efectivo	\tilde{T}_{eff}/T_{eff}	1.886
Coefficiente de empotramiento	c_e	1.46
Coefficiente de amortiguamiento 1	a_1	2.88
Coefficiente de amortiguamiento 2	a_2	10.29
Amortiguamiento de la cimentación	β_f	10.61 %
Amortiguamiento flexible de la cimentación	β_o	11.36 %
Factor de escala	B	1.26

Fuente: elaboración propia.

Complementariamente, en la figura 50 se muestra la reducción completa para el espectro de pseudoaceleraciones impulsivo y en la tabla 43 los valores específicos por periodo.

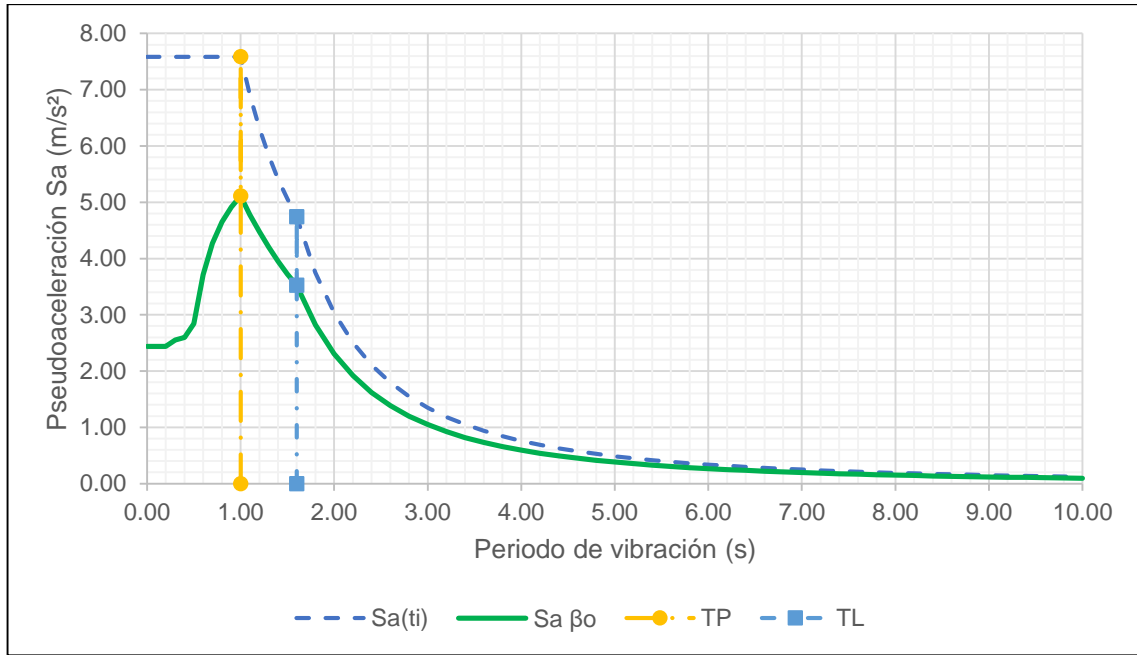


Figura 50. Espectro de pseudoaceleraciones considerando la interacción suelo-estructura para el modelo FEMA 440

Fuente: elaboración propia.

Tabla 43. Espectro de pseudoaceleraciones del modelo FEMA 440

Periodo	Impulsivo			Periodo	Impulsivo		
T	Sa(ti)	Sa FIM	Sa βo	T	Sa(ti)	Sa FIM	Sa βo
0.00	7.587	3.079	2.440	1.90	3.363	3.210	2.544
0.05	7.587	3.079	2.440	2.00	3.035	2.910	2.306
0.10	7.587	3.079	2.440	2.20	2.508	2.422	1.919
0.15	7.587	3.079	2.440	2.40	2.108	2.046	1.621
0.20	7.587	3.079	2.440	2.40	2.108	2.046	1.621
0.32	7.587	3.230	2.560	2.60	1.796	1.750	1.387
0.50	7.587	3.585	2.841	0.50	7.587	3.585	2.841
0.91	7.587	6.224	4.932	0.91	7.587	6.224	4.932
1.00	7.587	6.449	5.111	3.50	0.991	0.976	0.774
1.10	6.898	6.031	4.779	4.00	0.759	0.750	0.594
1.20	6.323	5.648	4.476	4.50	0.600	0.594	0.471
1.30	5.836	5.300	4.200	5.02	0.481	0.478	0.379
1.40	5.420	4.986	3.951	6.00	0.337	0.335	0.266
1.50	5.058	4.702	3.726	7.00	0.248	0.247	0.195
1.60	4.742	4.446	3.523	8.00	0.190	0.189	0.150
1.70	4.201	3.966	3.143	9.00	0.150	0.149	0.118
1.80	3.747	3.559	2.820	10.00	0.121	0.121	0.096

Fuente: elaboración propia.

Es necesario mencionar que esta reducción afecta también al análisis sísmico estático. Por tal motivo, se tuvo que recalcular el cortante basal considerando que, según el análisis dinámico con interacción suelo-estructura se tuvo un periodo impulsivo $T_i = 0.907$ y un periodo convectivo $T_c = 5.173$, por lo tanto, según el espectro de pseudoaceleraciones, se obtiene la aceleración sísmica impulsiva igual a 4.932 m/s^2 y convectiva igual a 1.136 m/s^2 .

$$P_w = ZSIC_i \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{4.932}{9.81} * \left(\frac{1822.25}{2} \right) = 916.18 \text{ Tonf}$$

$$P_i = ZSIC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{4.932}{9.81} * \left(\frac{1409.33}{2} \right) = 708.58 \text{ Tonf}$$

$$P_c = ZSIC_c \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{Sa(tc)}{g} * \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{1.136}{9.81} * \left(\frac{1523.38}{1} \right) = 176.35 \text{ Tonf}$$

En cuanto al cortante basal para FEMA 440, se obtuvo:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w)^2 + P_c^2} = \sqrt{(916.18 + 708.58)^2 + 176.35^2} = 1634.30 \text{ Tonf}$$

Para este caso, el cortante representa el 34.37 % del peso total de la estructura. Complementariamente, en la tabla 44 se muestra el cálculo para la distribución en altura del cortante basal con un factor $k = 1.2037$.

Tabla 44. Distribución del cortante basal estático del modelo FEMA 440

Nivel	P_i (Tonf)	h_i (m)	$P_i * h_i^k$	α	F_i (Tonf)	L (m)	F_i/L (Tonf/m)
Convectivo	1523.38	31.86	98248.29	0.3782	618.04	67.07	9.2144
Tanque 1	749.69	30.93	46644.50	0.1795	293.42	67.07	4.3747
Impulsivo	1409.33	30.08	84803.20	0.3264	533.46	67.07	7.9534
Tanque 2	258.66	26.23	13200.17	0.0508	83.04	56.44	1.4713
Fuste 6	135.65	22.00	5601.47	0.0216	35.24	47.12	0.7477
Fuste 5	135.65	18.00	4399.45	0.0169	27.68	47.12	0.5873
Fuste 4	135.65	14.00	3251.03	0.0125	20.45	47.12	0.4340
Fuste 3	135.65	10.00	2168.33	0.0083	13.64	47.12	0.2895
Fuste 2	135.65	6.00	1172.43	0.0045	7.38	47.12	0.1565
Fuste 1	135.65	2.00	312.44	0.0012	1.97	47.12	0.0417
Σ	4754.95	191.10	259801.31	1.0000	1634.30		

Fuente: elaboración propia.

3.7.2. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

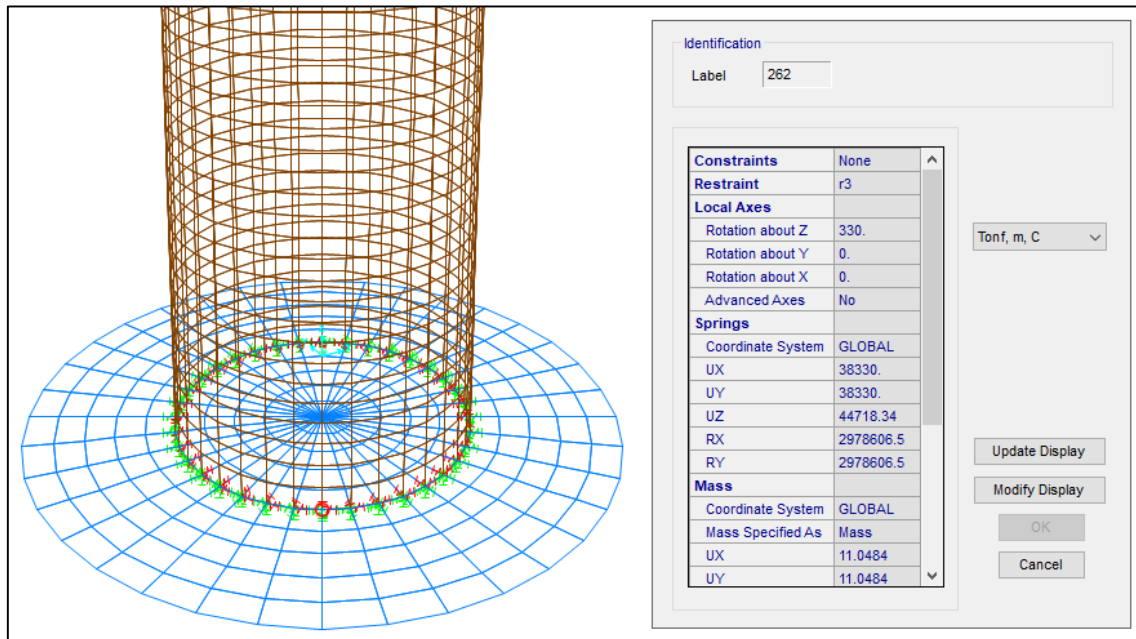


Figura 51. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Para este modelo estructural, la aplicación de resortes y masas es similar a FEMA 440 pero con la diferencia que la única restricción es RZ ya que no se considera el coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme ($K\psi z$).

Tabla 45. Características de la cimentación del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Diámetro de la cimentación	D	30.00 m
Ancho equivalente	a, b	26.59 m
Peralte de la zapata	c	2.30 m
Módulo de elasticidad de la zapata	E_z	9.00E+08 Ton/m ²
Coefficiente de Poisson de la zapata	ν_c	0.05
Coefficiente de Poisson del suelo	ν	0.25
Coefficiente de balasto inicial	C_0	800.00 Ton/m³
Coefficiente empírico	A	1.00 m-1
Peso sísmico total	P_{total}	4754.95 Ton
Presión estática de la estructura	ρ	12.25 Ton/m ²
Coefficiente ρ_0	ρ_0	2.00 Ton/m ²
Coefficiente D_0	D_0	685.71 Ton/m ³
Momento de inercia de la cimentación	I_x	41637.39 m ⁴

Fuente: elaboración propia.

Tabla 46. Coeficientes de rigidez del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Grado de libertad	Coefficiente inicial (C_i)	Coefficiente de rigidez (K_i)
Desplazamiento elástico uniforme en X	1952.13 Ton/m ³	1379880.16 Ton/m
Desplazamiento elástico uniforme en Y	1952.13 Ton/m ³	1379880.16 Ton/m
Compresión elástica uniforme en Z	2277.49 Ton/m ³	1609860.19 Ton/m
Compresión elástica no uniforme en X	2575.33 Ton/m ³	107229833.67 Ton-m
Compresión elástica no uniforme en Y	2575.33 Ton/m ³	107229833.67 Ton-m

Fuente: elaboración propia.

Además, como los periodos de vibración también se modifican, se tuvo que volver a recalcular el cortante basal considerando que, según el análisis dinámico con interacción suelo-estructura se tuvo un periodo impulsivo $T_i = 0.514$ y un periodo convectivo $T_c = 5.077$, por lo tanto, según el espectro de pseudoaceleraciones, se obtiene la aceleración sísmica impulsiva igual a 7.587 m/s^2 y convectiva igual a 1.413 m/s^2 .

$$P_w = ZSIC_i \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{7.587}{9.81} * \left(\frac{1822.25}{2} \right) = 1409.39 \text{ Tonf}$$

$$P_i = ZSIC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{7.587}{9.81} * \left(\frac{1409.33}{2} \right) = 1090.03 \text{ Tonf}$$

$$P_c = ZSIC_c \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{Sa(tc)}{g} * \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{1.413}{9.81} * \left(\frac{1523.38}{1} \right) = 219.43 \text{ Tonf}$$

En cuanto al cortante basal para D.D. Barkan – O.A. Savinov, se obtuvo:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w)^2 + P_c^2} = \sqrt{(1409.39 + 1090.03)^2 + 219.43^2} = 2509.04 \text{ Tonf}$$

Por lo tanto, el cortante basal representa el 52.77 % del peso total de la estructura que se distribuye según la tabla 47 con un factor $k=1.0072$.

Tabla 47. Distribución del cortante basal estático del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Nivel	P_i (Tonf)	h_i (m)	$P_i * h_i^k$	α	F_i (Tonf)	L (m)	F_i / L (Tonf/m)
Convectivo	1523.38	31.86	49758.40	0.3717	932.66	67.07	13.9051
Tanque 1	749.69	30.93	23762.32	0.1775	445.39	67.07	6.6404
Impulsivo	1409.33	30.08	43438.15	0.3245	814.19	67.07	12.1389
Tanque 2	258.66	26.23	6945.77	0.0519	130.19	56.44	2.3069
Fuste 6	135.65	22.00	3051.13	0.0228	57.19	47.12	1.2136
Fuste 5	135.65	18.00	2492.79	0.0186	46.72	47.12	0.9915
Fuste 4	135.65	14.00	1935.35	0.0145	36.28	47.12	0.7698
Fuste 3	135.65	10.00	1379.06	0.0103	25.85	47.12	0.5485
Fuste 2	135.65	6.00	824.42	0.0062	15.45	47.12	0.3279
Fuste 1	135.65	2.00	272.65	0.0020	5.11	47.12	0.1084
Σ	4754.95	191.10	133860.03	1.0000	2509.04		

Fuente: elaboración propia.

3.7.3. Modelo dinámico V.A. Ilichev

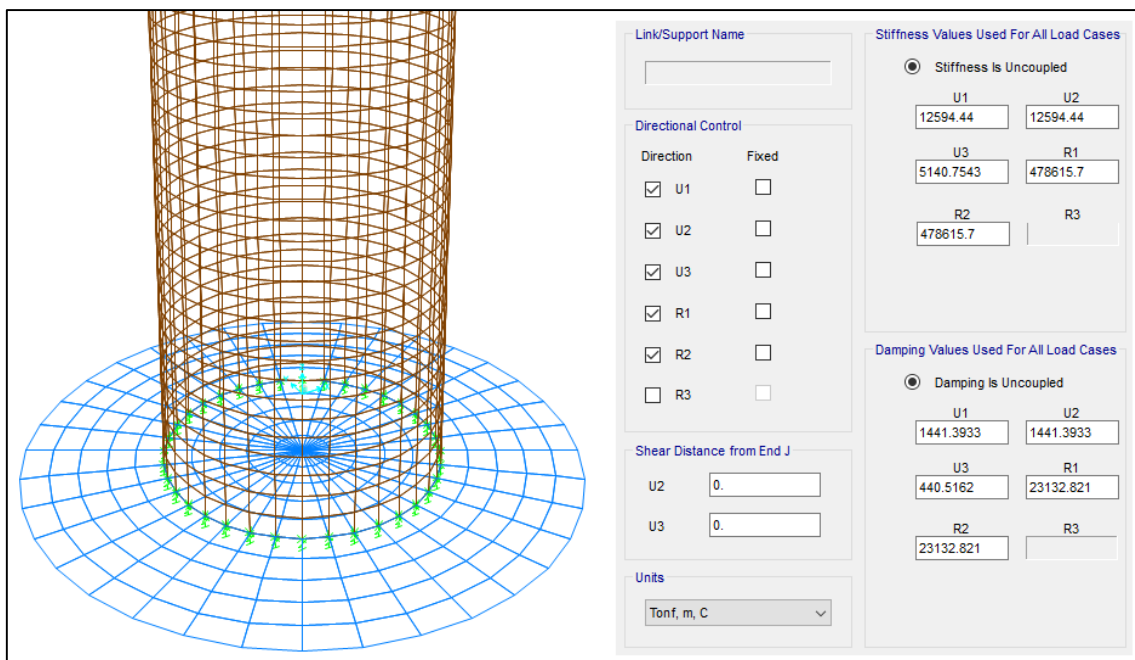


Figura 52. Modelo dinámico V.A. Ilichev en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

En este modelo se consideran coeficientes de rigidez y de amortiguación. Por tal motivo, se hizo uso de la función *Link/Support Properties*. Además, se consideró la restricción rotacional en Z.

Tabla 48. Características de la cimentación del modelo V.A. Ilichev

Módulo de elasticidad del suelo	E	1000.00 Ton/m ²
Coefficiente de Poisson del suelo	ν	0.25
Densidad del suelo	ρ	0.17 Tonf-s ² /m ⁴
Ángulo de fricción interna del suelo	ψ_s	30.00 °
Área de la cimentación	A	706.86 m ²
Radio de la cimentación	a	15.00 m
Velocidad de propagación de ondas longitudinales	C_1	84 m/s
Velocidad de propagación de ondas transversales	C_2	48 m/s

Fuente: elaboración propia.

Tabla 49. Coeficientes de rigidez para vibraciones rotacionales para un coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0.25$

Coeficientes de rigidez para las vibraciones horizontales	K_{0X1}	12.40
	K_{0X2}	7.60
	K_{1X1}	2.09
	K_{1X2}	1.53
Coeficientes de rigidez para las vibraciones verticales	K_{0Z1}	21.80
	K_{0Z2}	7.50
	K_{1Z1}	3.56
	K_{1Z2}	2.88
Parámetros análogos de rigidez para las vibraciones rotacionales	$K_{0\phi1}$	5.60
	$K_{0\phi2}$	7.50
	$K_{1\phi1}$	1.16
	$K_{1\phi2}$	1.34

Fuente: elaboración propia.

Tabla 50. Coeficientes de rigidez del modelo V.A. Ilichev

Grado de libertad	Coef. k_{i1}	Coef. k_{i2}	Coef. k_i	Rigidez (K_i)
Compresión elástica uniforme en Z	76.45	51.71	30.84	185067.15 Ton/m
Desplazamiento elástico uniforme en X y Y	44.48	31.09	75.57	453399.84 Ton/m
compresión elástica no uniforme en X y Y	23.41	28.07	12.76	17230165.58 Ton-m

Fuente: elaboración propia.

Tabla 51. *Coefficientes de amortiguación para vibraciones rotacionales para un coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0.25$*

Coeficientes de amortiguación para las vibraciones horizontales	b_{0X1}	3.10
	b_{0X2}	5.70
	b_{1X1}	0.53
	b_{1X2}	0.84
Coeficientes de amortiguación para las vibraciones verticales	b_{0Z1}	6.44
	b_{0Z2}	6.90
	b_{1Z1}	1.06
	b_{1Z2}	0.78
Parámetros análogos de amortiguación para las vibraciones rotacionales	$b_{0\phi1}$	1.63
	$b_{0\phi2}$	1.70
	$b_{1\phi1}$	0.28
	$b_{1\phi2}$	0.12

Fuente: elaboración propia.

Tabla 52. *Coefficientes de amortiguación del modelo V.A. Ilichev*

Grado de libertad	Coef. b_{i1}	Coef. b_{i2}	Coef. b_i	Amortiguación (B_i)
Compresión elástica uniforme en Z	22.55	18.75	10.24	16286.34 Ton-s/m
Desplazamiento elástico uniforme en X y Y	11.15	18.46	29.62	47116.39 Ton-s/m
compresión elástica no uniforme en X y Y	5.88	3.52	2.20	788843.67 Ton-s-m

Fuente: elaboración propia.

Tabla 53. *Coefficientes de masa para vibraciones rotacionales para un coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0.25$*

Coeficientes de masa para las vibraciones horizontales	m_{0X}	1.90
	m_{1X}	0.31
Coeficientes de masa para las vibraciones verticales	m_{0Z}	3.12
	m_{1Z}	0.62
Parámetros análogos de masa para las vibraciones rotacionales	$m_{0\phi}$	1.03
	$m_{1\phi}$	0.16

Fuente: elaboración propia.

Tabla 54. Masas de la cimentación del modelo V.A. Ilichev

Grado de libertad	Coef. m_{i1}	Masa (M_i)
Compresión elástica uniforme en Z	12.54	3667.46 Ton-s ² /m
Desplazamiento elástico uniforme en X y Y	6.61	1933.16 Ton-s ² /m
compresión elástica no uniforme en X y Y	3.46	227743.09 Ton-s ² -m

Fuente: elaboración propia.

Para el análisis sísmico estático se tuvo que volver a recalcular el cortante basal considerando un periodo impulsivo $T_i = 1.601$ y un periodo convectivo $T_c = 5.261$, por lo tanto, se obtiene la aceleración sísmica impulsiva igual a 4.738 m/s^2 y convectiva igual a 1.316 m/s^2 , además del cortante basal para V.A. Ilichev.

$$P_w = ZSIC_i \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{4.738}{9.81} * \left(\frac{1822.25}{2} \right) = 880.19 \text{ Tonf}$$

$$P_i = ZSIC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{4.738}{9.81} * \left(\frac{1409.33}{2} \right) = 680.74 \text{ Tonf}$$

$$P_c = ZSIC_c \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{Sa(tc)}{g} * \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{1.316}{9.81} * \left(\frac{1523.38}{1} \right) = 204.37 \text{ Tonf}$$

$$V = \sqrt{(P_i + P_w)^2 + P_c^2} = \sqrt{(880.19 + 680.74)^2 + 204.37^2} = 1574.26 \text{ Tonf}$$

Tabla 55. Distribución del cortante basal estático del modelo V.A. Ilichev

Nivel	P_i (Tonf)	h_i (m)	$P_i * h_i^k$	α	F_i (Tonf)	L (m)	F_i / L (Tonf/m)
Convectivo	1523.38	31.86	326112.71	0.3882	611.12	67.07	9.1113
Tanque 1	749.69	30.93	153232.77	0.1824	287.15	67.07	4.2812
Impulsivo	1409.33	30.08	275919.68	0.3284	517.06	67.07	7.7090
Tanque 2	258.66	26.23	40959.04	0.0488	76.76	56.44	1.3601
Fuste 6	135.65	22.00	16352.66	0.0195	30.64	47.12	0.6503
Fuste 5	135.65	18.00	11980.61	0.0143	22.45	47.12	0.4764
Fuste 4	135.65	14.00	8114.68	0.0097	15.21	47.12	0.3227
Fuste 3	135.65	10.00	4816.46	0.0057	9.03	47.12	0.1915
Fuste 2	135.65	6.00	2181.69	0.0026	4.09	47.12	0.0868
Fuste 1	135.65	2.00	397.29	0.0005	0.74	47.12	0.0158
Σ	4754.95	191.10	840067.58	1.0000	1574.26		

Fuente: elaboración propia.

Para este caso, el cortante representa el 33.11 % del peso total de la estructura. Complementariamente, en la tabla 55 se muestra el cálculo para la distribución en altura del cortante basal con un factor $k = 1.5503$.

3.7.4. Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

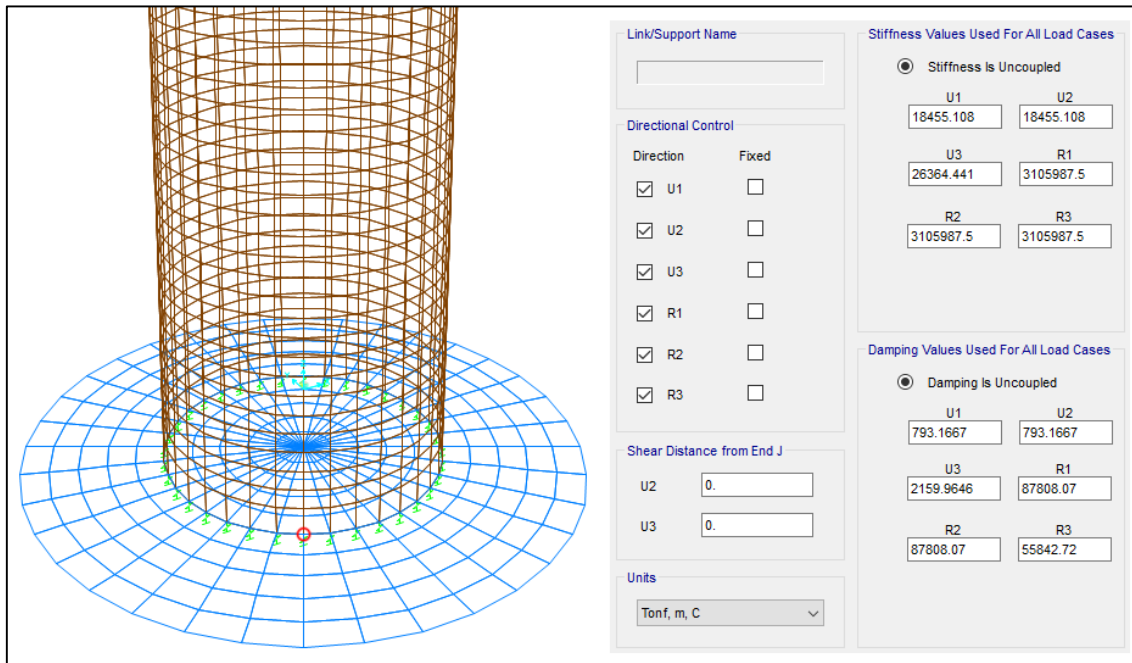


Figura 53. Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

El modelamiento en SAP 2000 en este caso es similar a V.A. Ilichev, ya que también se considera la amortiguación. Pero ya no se considera ninguna restricción en la base, puesto que, los coeficientes de rigidez y de amortiguación ocupan todos los grados de libertad.

Tabla 56. Características de la cimentación del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Módulo de elasticidad del suelo	E	7000.00 Ton/m ²
Área de la cimentación	A	706.86 m ²
Coeficiente b_0	b_0	1.5
Presión estática media en la base	ρ_m	12.38 Ton/m ²
Capacidad portante del suelo	q_a	60.00 Ton/m²
Coef. condición del suelo	γ_{ts}	1
Momento de inercia respecto a x y y	I_ϕ	41637.39 m ⁴
Momento de inercia respecto a z	I_ψ	83274.79 m ⁴

Fuente: elaboración propia.

Tabla 57. *Coefficientes de rigidez del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87*

Grado de libertad	Coefficiente inicial (C_i)	Coefficiente de rigidez (K_i)
Desplazamiento elástico uniforme en X y Y	1409.87 Ton/m ³	996575.85 Ton/m
Compresión elástica uniforme en Z	2014.09 Ton/m ³	1423679.79 Ton/m
Compresión elástica no uniforme en X y Y	4028.19 Ton/m ³	167723323.56 Ton-m
Desplazamiento elástico no uniforme en Z	2014.09 Ton/m ³	167723323.56 Ton-m

Fuente: elaboración propia.

Tabla 58. *Coefficientes de amortiguación del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87*

Grado de libertad	Coef. (ξ_i)	Masa de la cimentación (M_i)	Coefficiente de amortiguación (B_i)
Desplazamiento elástico uniforme en X y Y	0.29	1933.16 Ton-s ² /m	25838.08 Ton-s/m
Compresión elástica uniforme en Z	0.49	3667.46 Ton-s ² /m	70893.94 Ton-s/m
Compresión elástica no uniforme en X y Y	0.25	227743.09 Ton-s ² -m	3031862.41 Ton-s-m
Desplazamiento elástico no uniforme en Z	0.15	227744.73 Ton-s ² -m	1819124.00 Ton-s-m

Fuente: elaboración propia.

Además, como los periodos de vibración también se modifican, se tuvo que volver a recalcular el cortante basal considerando que, según el análisis dinámico con interacción suelo-estructura se tuvo un periodo impulsivo $T_i = 0.651$ y un periodo convectivo $T_c = 5.081$, por lo tanto, según el espectro de pseudoaceleraciones, se obtiene la aceleración sísmica impulsiva igual a 7.587 m/s^2 y convectiva igual a 1.411 m/s^2 .

$$P_w = ZSIC_i \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_e}{R_i} \right) = \frac{7.587}{9.81} * \left(\frac{1822.25}{2} \right) = 1409.39 \text{ Tonf}$$

$$P_i = ZSIC_i \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{Sa(ti)}{g} * \left(\frac{W_i}{R_i} \right) = \frac{7.587}{9.81} * \left(\frac{1409.33}{2} \right) = 1090.03 \text{ Tonf}$$

$$P_c = ZSIC_c \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{Sa(tc)}{g} * \left(\frac{W_c}{R_c} \right) = \frac{1.411}{9.81} * \left(\frac{1523.38}{1} \right) = 219.07 \text{ Tonf}$$

En cuanto al cortante basal para Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, se obtuvo:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w)^2 + P_c^2} = \sqrt{(1409.39 + 1090.03)^2 + 219.07^2} = 2509.00 \text{ Tonf}$$

Por lo tanto, el cortante basal representa el 52.77 % del peso total de la estructura que se distribuye según la tabla 59 con un factor $k = 1.0757$.

Tabla 59. Distribución del cortante basal estático del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Nivel	P_i (Tonf)	h_i (m)	$P_i * h_i^k$	α	F_i (Tonf)	L (m)	F_i/L (Tonf/m)
Convectivo	1523.38	31.86	63089.55	0.3740	938.48	67.07	13.9919
Tanque 1	749.69	30.93	30067.07	0.1783	447.26	67.07	6.6682
Impulsivo	1409.33	30.08	54858.82	0.3252	816.04	67.07	12.1665
Tanque 2	258.66	26.23	8689.99	0.0515	129.27	56.44	2.2905
Fuste 6	135.65	22.00	3771.55	0.0224	56.10	47.12	1.1905
Fuste 5	135.65	18.00	3039.26	0.0180	45.21	47.12	0.9594
Fuste 4	135.65	14.00	2319.30	0.0138	34.50	47.12	0.7321
Fuste 3	135.65	10.00	1614.96	0.0096	24.02	47.12	0.5098
Fuste 2	135.65	6.00	932.20	0.0055	13.87	47.12	0.2943
Fuste 1	135.65	2.00	285.92	0.0017	4.25	47.12	0.0903
Σ	4754.95	191.10	168668.64	1.0000	2509.00		

Fuente: elaboración propia.

3.8. Diseño estructural

En las siguientes tablas se presentan los resultados del diseño estructural de cada elemento estructural para cada modelo de interacción suelo-estructura considerando el diseño por resistencia última y el factor de durabilidad propuesto por el ACI 350.3.

3.8.1. Diseño del reservorio con el modelo empotrado en la base

Tabla 60. Datos para el diseño del modelo empotrado en la base

Elem.	b	h	r	d	f _c	Mu	Tu	Cu	Vu	Acero colocado			
	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	Ton-m/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	n°	Ø (in)	S (cm)	As (cm ²)
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional			
C sup	100	11	2	9.25	280	0.17	20.11	12.59	0.03		Ø 1/2"	@ 14	9.05
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular			
	100	11	2	9.25	280.00	0.81	3.20	10.20	0.80		Ø 1/2"	@ 20	6.33
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V sup	45	40	6	34	350.00	0.79	97.70	42.88	0.72	10	Ø 5/8"		19.79
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	45	40	6	34	350.00	0.95	2.97	8.08	4.53		Ø 1/2"	@ 11	11.52
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Cuba	100	35	6	29	350.00	1.50	113.32	71.40	0.26		Ø 1 "	@ 10	50.67
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	35	6	29	350.00	7.19	13.54	26.17	5.09		Ø 3/4"	@ 13	21.92
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V inf	90	75	6	69	350.00	9.30	305.61	184.08	8.31	13	Ø 1 3/8"		124.54
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	90	75	6	69	350.00	17.24	20.73	33.58	16.96		Ø 1 "	@ 11	46.06
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Tronco	100	50	6	44	350.00	7.20	170.26	165.54	3.49		Ø 1 3/8"	@ 12	79.83
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	50	6	44	350.00	24.80	75.14	110.67	20.46		Ø 1 "	@ 15	33.78
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Chim	100	20	6	14	350.00	0.34	30.17	38.28	1.36		Ø 5/8"	@ 15	13.20
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	20	6	14	350.00	1.23	37.31	42.77	1.69		Ø 5/8"	@ 12	16.49
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V chim	45	45	6	39	350.00	3.81	58.59	108.92	18.50	7	Ø 5/8"		13.86
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	45	45	6	39	350.00	15.22	37.42	42.33	30.65		Ø 5/8"	@ 15	13.20
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional			
C inf	100	40	2	38	350	6.79	91.68	121.82	11.05		Ø 1 "	@ 12	42.23
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular			
	100	40	2	38	350.00	14.14	21.49	69.38	12.84		Ø 3/4"	@ 10	28.50
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V apo	50	75	6	69	350.00	8.04	137.93	186.63	6.82	11	Ø 3/4"		31.35
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	50	75	6	69	350.00	26.78	75.35	138.00	25.50		Ø 1 "	@ 20	25.34
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Fuste	100	30	5	25	280.00	1.92	83.87	113.65	1.13		Ø 1 "	@ 13	38.98
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	30	5	25	280.00	9.58	374.52	431.94	9.45		Ø 1 "	@ 10	50.67

Fuente: elaboración propia.

Tabla 61. Diseño por flexión y tracción del modelo empotrado en la base

Elem.	$\beta 1$	Verificación por flexión							Verificación por tracción				
		Md	As cal	As mín	As máx	As col	ϕMn	Verif.	Td	As cal	As col	ϕTn	Verif.
		Ton- m/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	Ton-m		Ton/m	cm ²	cm ²	Ton	
C sup	0.85	0.22	0.63	3.08	19.82	4.52	1.51	SI	33.18	8.78	9.05	34.20	SI
	0.85	1.05	0.78	3.08	19.82	3.17	1.07	SI	5.28	1.40	6.33	23.94	SI
V sup	0.8	0.46	0.36	5.45	38.56	9.90	12.14	SI	72.54	19.19	19.79	74.82	SI
	0.8	0.55	0.11	5.45	38.56	5.76	7.20	SI	2.21	0.58	11.52	43.53	SI
Cuba	0.8	1.95	1.79	10.33	73.09	25.34	26.06	SI	186.98	49.47	50.67	191.54	SI
	0.8	9.35	2.18	10.33	73.09	10.96	11.70	SI	22.34	5.91	21.92	82.88	SI
V inf	0.8	10.88	4.19	22.13	156.51	62.27	150.92	SI	453.83	120.06	124.54	470.76	SI
	0.8	20.17	1.95	22.13	156.51	23.03	58.50	SI	30.78	8.14	46.06	174.12	SI
Tronco	0.8	9.36	5.68	15.68	110.90	39.92	62.14	SI	280.93	74.32	79.83	301.77	SI
	0.8	32.23	5.01	15.68	110.90	16.89	27.33	SI	123.98	32.80	33.78	127.69	SI
Chim	0.8	0.44	0.83	4.99	35.28	6.60	3.38	SI	49.79	13.17	13.20	49.88	SI
	0.8	1.60	0.77	4.99	35.28	8.25	4.18	SI	61.56	16.29	16.49	62.35	SI
V chim	0.8	2.23	1.52	6.25	44.23	6.93	9.93	SI	43.50	11.51	13.86	52.37	SI
	0.8	8.90	1.55	6.25	44.23	6.60	9.47	SI	27.79	7.35	13.20	49.88	SI
C inf	0.8	8.83	6.22	13.54	95.77	21.11	29.14	SI	151.26	40.02	42.23	159.61	SI
	0.8	18.39	3.28	13.54	95.77	14.25	19.93	SI	35.46	9.38	28.50	107.74	SI
V apo	0.8	5.23	2.01	12.29	86.95	15.68	39.58	SI	113.79	30.10	31.35	118.51	SI
	0.8	17.40	1.69	12.29	86.95	12.67	32.18	SI	62.16	16.44	25.34	95.77	SI
Fuste	0.85	2.49	2.66	8.33	53.56	19.49	17.15	SI	138.38	36.61	38.98	147.33	SI
	0.85	12.45	3.46	8.33	53.56	25.34	21.80	SI	185.39	49.04	50.67	191.54	SI

Fuente: elaboración propia.

Tabla 62. Diseño por compresión y cortante del modelo empotrado en la base

Verificación por compresión					Verificación por corte							
Elem.	Cd	σ_u	$\phi\sigma_{cc}$	Verif.	Vd	ϕV_c	Acero calculado			As col	ϕV_n	Verif.
	Ton/m	kg/cm ²	kg/cm ²		Ton/m	Ton	ϕ (in)	S (cm)	As (cm ²)	cm ²	Ton	
C sup	12.59	11.19	88.20	SI	0.04	6.97					6.97	SI
	10.20	9.07	88.20	SI	1.04	6.97					6.97	SI
V sup	19.30	10.72	73.50	SI	0.42	12.89					12.89	SI
	3.63	2.02	73.50	SI	2.65	12.89	1/2	-17.66	-7.17	11.52	29.34	SI
Cuba	71.40	20.40	73.50	SI	0.33	24.44					24.44	SI
	26.17	7.48	73.50	SI	6.62	24.44					24.44	SI
V inf	165.68	24.54	73.50	SI	9.72	52.34					52.34	SI
	30.22	4.48	73.50	SI	19.84	52.34	1	-45.19	-11.21	46.06	185.83	SI
Tronco	165.54	33.11	73.50	SI	4.53	37.08					37.08	SI
	110.67	22.13	73.50	SI	26.60	37.08					37.08	SI
Chim	38.28	19.14	73.50	SI	1.77	11.80					11.80	SI
	42.77	21.38	73.50	SI	2.19	11.80					11.80	SI
V chim	49.01	24.20	73.50	SI	10.82	14.79					14.79	SI
	19.05	9.41	73.50	SI	17.93	14.79	5/8	103.31	1.92	13.20	36.41	SI
C inf	121.82	30.45	73.50	SI	14.37	32.03					32.03	SI
	69.38	17.34	73.50	SI	16.69	32.03					32.03	SI
V apo	93.31	24.88	73.50	SI	4.43	29.08					29.08	SI
	69.00	18.40	73.50	SI	16.57	29.08	1	-117.45	-4.31	25.34	102.50	SI
Fuste	113.65	37.88	58.80	SI	1.47	18.85					18.85	SI
	431.94	43.19	58.80	SI	12.28	18.85					18.85	SI

Fuente: elaboración propia.

3.8.2. Diseño del reservorio con el modelo FEMA 440

Tabla 63. Datos para el diseño del modelo FEMA 440

Elem.	b	h	r	d	f'c	Mu	Tu	Cu	Vu	Acero colocado		
	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	Ton-m/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	n°	Ø (in)	S (cm)
C sup	100	11	2	9.25	280	M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional		
						0.14	16.89	12.59	0.02	Ø 1/2" @ 17	7.45	
	100	11	2	9.25	280.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular		
						0.68	1.67	8.60	0.68	Ø 1/2" @ 20	6.33	
V sup	45	40	6	34	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
						0.60	82.10	27.28	0.52	9 Ø 5/8"	17.81	
	45	40	6	34	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
						0.78	1.70	6.80	3.84	Ø 1/2" @ 11	11.52	
Cuba	100	35	6	29	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
						1.26	113.32	52.78	0.21	Ø 1 " @ 10	50.67	
	100	35	6	29	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
						6.06	8.62	21.19	4.00	Ø 3/4" @ 13	21.92	
V inf	90	75	6	69	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
						7.16	305.61	135.99	6.09	13 Ø 1 3/8"	124.54	
	90	75	6	69	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
						13.98	13.96	26.81	13.45	Ø 1 " @ 11	46.06	
Tronco	100	50	6	44	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
						5.76	170.26	125.98	2.72	Ø 1 3/8" @ 12	79.83	
	100	50	6	44	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
						23.82	52.51	88.05	20.46	Ø 1 " @ 16	31.67	
Chim	100	20	6	14	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
						0.15	12.29	20.39	0.51	Ø 5/8" @ 19	10.42	
	100	20	6	14	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
						0.75	14.78	20.24	0.86	Ø 5/8" @ 19	10.42	
V chim	45	45	6	39	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
						1.85	24.05	108.92	6.18	7 Ø 5/8"	13.86	
	45	45	6	39	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
						8.07	15.28	20.18	16.53	Ø 5/8" @ 15	13.20	
C inf	100	40	2	38	350	M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional		
						3.92	62.52	100.33	6.02	Ø 1 " @ 18	28.15	
	100	40	2	38	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular		
						14.14	9.76	69.38	11.76	Ø 3/4" @ 10	28.50	
V apo	50	75	6	69	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
						6.19	94.03	142.73	5.05	9 Ø 3/4"	25.65	
	50	75	6	69	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
						20.72	53.60	138.00	19.78	Ø 1 " @ 20	25.34	
Fuste	100	30	5	25	280.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
						1.50	66.12	87.44	0.83	Ø 1 " @ 17	29.81	
	100	30	5	25	280.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
						7.51	330.54	391.19	7.16	Ø 1 " @ 11	46.06	

Fuente: elaboración propia.

Tabla 64. Diseño por flexión y tracción del modelo FEMA 440

Verificación por flexión									Verificación por tracción				
Elem.	$\beta 1$	Md	As cal	As mín	As máx	As col	ϕMn	Verif.	Td	As cal	As col	ϕTn	Verif.
		Ton-m/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	Ton-m		Ton/m	cm ²	cm ²	Ton	
C sup	0.85	0.18	0.53	3.08	19.82	3.73	1.26	SI	27.88	7.37	7.45	28.17	SI
	0.85	0.89	0.65	3.08	19.82	3.17	1.07	SI	2.76	0.73	6.33	23.94	SI
V sup	0.8	0.35	0.28	5.45	38.56	8.91	10.98	SI	60.96	16.13	17.81	67.34	SI
	0.8	0.46	0.09	5.45	38.56	5.76	7.20	SI	1.26	0.33	11.52	43.53	SI
Cuba	0.8	1.63	1.50	10.33	73.09	25.34	26.06	SI	186.98	49.47	50.67	191.54	SI
	0.8	7.88	1.83	10.33	73.09	10.96	11.70	SI	14.22	3.76	21.92	82.88	SI
V inf	0.8	8.38	3.23	22.13	156.51	62.27	150.92	SI	453.83	120.06	124.54	470.76	SI
	0.8	16.36	1.58	22.13	156.51	23.03	58.50	SI	20.73	5.48	46.06	174.12	SI
Tronco	0.8	7.49	4.53	15.68	110.90	39.92	62.14	SI	280.93	74.32	79.83	301.77	SI
	0.8	30.97	4.80	15.68	110.90	15.83	25.67	SI	86.64	22.92	31.67	119.71	SI
Chim	0.8	0.20	0.37	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	20.28	5.36	10.42	39.38	SI
	0.8	0.98	0.47	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	24.38	6.45	10.42	39.38	SI
V chim	0.8	1.08	0.73	6.25	44.23	6.93	9.93	SI	17.86	4.72	13.86	52.37	SI
	0.8	4.72	0.81	6.25	44.23	6.60	9.47	SI	11.34	3.00	13.20	49.88	SI
C inf	0.8	5.09	3.57	13.54	95.77	14.08	19.69	SI	103.16	27.29	28.15	106.41	SI
	0.8	18.39	3.28	13.54	95.77	14.25	19.93	SI	16.11	4.26	28.50	107.74	SI
V apo	0.8	4.02	1.55	12.29	86.95	12.83	32.57	SI	77.58	20.52	25.65	96.96	SI
	0.8	13.47	1.30	12.29	86.95	12.67	32.18	SI	44.22	11.70	25.34	95.77	SI
Fuste	0.85	1.95	2.08	8.33	53.56	14.90	13.34	SI	109.09	28.86	29.81	112.67	SI
	0.85	9.76	2.68	8.33	53.56	23.03	20.00	SI	163.62	43.29	46.06	174.12	SI

Fuente: elaboración propia.

Tabla 65. Diseño por compresión y cortante del modelo FEMA 440

Verificación por compresión					Verificación por corte							
Elem.	Cd	σ_u	$\phi\sigma_{cc}$	Verif.	Vd	ϕV_c	Acero calculado			As col	ϕV_n	Verif.
	Ton/m	kg/cm ²	kg/cm ²		Ton/m	Ton	\emptyset (in)	S (cm)	As (cm ²)	cm ²	Ton	
C sup	12.59	11.19	88.20	SI	0.03	6.97					6.97	SI
	8.60	7.64	88.20	SI	0.89	6.97					6.97	SI
V sup	12.27	6.82	73.50	SI	0.30	12.89					12.89	SI
	3.06	1.70	73.50	SI	2.25	12.89	1/2	-16.99	-7.46	11.52	29.34	SI
Cuba	52.78	15.08	73.50	SI	0.27	24.44					24.44	SI
	21.19	6.05	73.50	SI	5.20	24.44					24.44	SI
V inf	122.39	18.13	73.50	SI	7.12	52.34					52.34	SI
	24.13	3.57	73.50	SI	15.73	52.34	1	-40.12	-12.63	46.06	185.83	SI
Tronco	125.98	25.20	73.50	SI	3.53	37.08					37.08	SI
	88.05	17.61	73.50	SI	26.60	37.08					37.08	SI
Chim	20.39	10.20	73.50	SI	0.66	11.80					11.80	SI
	20.24	10.12	73.50	SI	1.12	11.80					11.80	SI
V chim	49.01	24.20	73.50	SI	3.61	14.79					14.79	SI
	9.08	4.49	73.50	SI	9.67	14.79	5/8	-63.28	-3.13	13.20	36.41	SI
C inf	100.33	25.08	73.50	SI	7.82	32.03					32.03	SI
	69.38	17.34	73.50	SI	15.29	32.03					32.03	SI
V apo	71.36	19.03	73.50	SI	3.29	29.08					29.08	SI
	69.00	18.40	73.50	SI	12.85	29.08	1	-90.52	-5.60	25.34	102.50	SI
Fuste	87.44	29.15	58.80	SI	1.07	18.85					18.85	SI
	391.19	39.12	58.80	SI	9.31	18.85					18.85	SI

Fuente: elaboración propia.

3.8.3. Diseño del reservorio con el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Tabla 66. Datos para el diseño del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Elem.	b	h	r	d	f'c	Mu	Tu	Cu	Vu	Acero colocado			
	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	Ton-m/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	n°	Ø (in)	S (cm)	As (cm ²)
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional			
C sup	100	11	2	9.25	280	0.17	20.28	12.59	0.03		Ø 1/2"	@ 14	9.05
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular			
	100	11	2	9.25	280.00	0.80	3.10	10.04	0.80		Ø 1/2"	@ 20	6.33
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V sup	45	40	6	34	350.00	0.81	98.47	43.65	0.74	10	Ø 5/8"		19.79
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	45	40	6	34	350.00	0.95	3.00	8.11	4.56		Ø 1/2"	@ 11	11.52
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Cuba	100	35	6	29	350.00	1.58	113.32	76.28	0.28		Ø 1 "	@ 10	50.67
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	35	6	29	350.00	7.59	14.28	26.91	5.14		Ø 3/4"	@ 13	21.92
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V inf	90	75	6	69	350.00	9.86	305.61	196.90	8.88	13	Ø 1 3/8"		124.54
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	90	75	6	69	350.00	17.90	21.96	34.81	17.55		Ø 1 "	@ 11	46.06
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Tronco	100	50	6	44	350.00	7.56	170.26	172.33	3.75		Ø 1 3/8"	@ 12	79.83
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	50	6	44	350.00	25.91	79.93	115.46	20.46		Ø 1 "	@ 14	36.19
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Chim	100	20	6	14	350.00	0.21	18.62	26.72	0.79		Ø 5/8"	@ 19	10.42
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	20	6	14	350.00	0.79	22.57	28.03	1.12		Ø 5/8"	@ 19	10.42
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V chim	45	45	6	39	350.00	2.52	36.36	108.92	10.03	7	Ø 5/8"		13.86
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	45	45	6	39	350.00	10.64	23.10	28.01	21.60		Ø 5/8"	@ 15	13.20
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional			
C inf	100	40	2	38	350	5.61	96.69	126.83	8.60		Ø 1 "	@ 12	42.23
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular			
	100	40	2	38	350.00	14.14	14.23	69.38	11.76		Ø 3/4"	@ 10	28.50
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
V apo	50	75	6	69	350.00	8.47	145.54	194.24	7.30	12	Ø 3/4"		34.20
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
	50	75	6	69	350.00	27.91	80.53	138.00	26.64		Ø 1 "	@ 20	25.34
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
Fuste	100	30	5	25	280.00	2.18	91.17	118.46	1.21		Ø 1 "	@ 12	42.23
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
	100	30	5	25	280.00	10.88	455.81	516.40	10.10		Ø 1 "	@ 8	63.34

Fuente: elaboración propia.

Tabla 67. Diseño por flexión y tracción del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Verificación por flexión								Verificación por tracción					
Elem.	$\beta 1$	Md	As cal	As mín	As máx	As col	ϕMn	Verif	Td	As cal	As col	ϕTn	Verif
		Ton-m/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	Ton-m		·	Ton/m	cm ²	cm ²	
C sup	0.85	0.22	0.62	3.08	19.82	4.52	1.51	SI	33.47	8.85	9.05	34.20	SI
	0.85	1.04	0.77	3.08	19.82	3.17	1.07	SI	5.11	1.35	6.33	23.94	SI
V sup	0.8	0.48	0.37	5.45	38.56	9.90	12.14	SI	73.11	19.34	19.79	74.82	SI
	0.8	0.56	0.11	5.45	38.56	5.76	7.20	SI	2.23	0.59	11.52	43.53	SI
Cuba	0.8	2.06	1.89	10.33	73.09	25.34	26.06	SI	186.98	49.47	50.67	191.54	SI
	0.8	9.87	2.30	10.33	73.09	10.96	11.70	SI	23.57	6.23	21.92	82.88	SI
V inf	0.8	11.53	4.44	22.13	156.51	62.27	150.92	SI	453.83	120.06	124.54	470.76	SI
	0.8	20.94	2.03	22.13	156.51	23.03	58.50	SI	32.61	8.63	46.06	174.12	SI
Tronco	0.8	9.83	5.97	15.68	110.90	39.92	62.14	SI	280.93	74.32	79.83	301.77	SI
	0.8	33.68	5.24	15.68	110.90	18.10	29.22	SI	131.88	34.89	36.19	136.81	SI
Chim	0.8	0.28	0.53	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	30.72	8.13	10.42	39.38	SI
	0.8	1.03	0.49	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	37.24	9.85	10.42	39.38	SI
V chim	0.8	1.47	1.00	6.25	44.23	6.93	9.93	SI	27.00	7.14	13.86	52.37	SI
	0.8	6.23	1.07	6.25	44.23	6.60	9.47	SI	17.15	4.54	13.20	49.88	SI
C inf	0.8	7.29	5.13	13.54	95.77	21.11	29.14	SI	159.54	42.21	42.23	159.61	SI
	0.8	18.39	3.28	13.54	95.77	14.25	19.93	SI	23.48	6.21	28.50	107.74	SI
V apo	0.8	5.50	2.12	12.29	86.95	17.10	43.04	SI	120.07	31.76	34.20	129.29	SI
	0.8	18.14	1.76	12.29	86.95	12.67	32.18	SI	66.44	17.58	25.34	95.77	SI
Fuste	0.85	2.83	3.02	8.33	53.56	21.11	18.46	SI	150.44	39.80	42.23	159.61	SI
	0.85	14.14	3.96	8.33	53.56	31.67	26.58	SI	225.62	59.69	63.34	239.42	SI

Fuente: elaboración propia.

Tabla 68. *Diseño por compresión y cortante del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov*

Verificación por compresión					Verificación por corte							
Elem.	Cd	σ_u	$\phi\sigma_{cc}$	Verif.	Vd	ϕV_c	Acero calculado			As col	ϕV_n	Verif.
	Ton/m	kg/cm ²	kg/cm ²		Ton/m	Ton	ϕ (in)	S (cm)	As (cm ²)	cm ²	Ton	
C sup	12.59	11.19	88.20	SI	0.04	6.97					6.97	SI
	10.04	8.92	88.20	SI	1.04	6.97					6.97	SI
V sup	19.64	10.91	73.50	SI	0.43	12.89					12.89	SI
	3.65	2.03	73.50	SI	2.67	12.89	1/2	-17.68	-7.16	11.52	29.34	SI
Cuba	76.28	21.79	73.50	SI	0.36	24.44					24.44	SI
	26.91	7.69	73.50	SI	6.68	24.44					24.44	SI
V inf	177.21	26.25	73.50	SI	10.39	52.34					52.34	SI
	31.33	4.64	73.50	SI	20.54	52.34	1	-46.18	-10.97	46.06	185.83	SI
Tronco	172.33	34.47	73.50	SI	4.87	37.08					37.08	SI
	115.46	23.09	73.50	SI	26.60	37.08					37.08	SI
Chim	26.72	13.36	73.50	SI	1.03	11.80					11.80	SI
	28.03	14.02	73.50	SI	1.45	11.80					11.80	SI
V chim	49.01	24.20	73.50	SI	5.87	14.79					14.79	SI
	12.60	6.22	73.50	SI	12.63	14.79	5/8	-150.26	-1.32	13.20	36.41	SI
C inf	126.83	31.71	73.50	SI	11.18	32.03					32.03	SI
	69.38	17.34	73.50	SI	15.29	32.03					32.03	SI
V apo	97.12	25.90	73.50	SI	4.75	29.08					29.08	SI
	69.00	18.40	73.50	SI	17.31	29.08	1	-124.82	-4.06	25.34	102.50	SI
Fuste	118.46	39.49	58.80	SI	1.57	18.85					18.85	SI
	516.40	51.64	58.80	SI	13.12	18.85					18.85	SI

Fuente: elaboración propia.

3.8.4. Diseño del reservorio con el modelo V.A. Ilichev

Tabla 69. Datos para el diseño del modelo V.A. Ilichev

Elem.	b	h	r	d	f'c	Mu	Tu	Cu	Vu	Acero colocado			
	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	Ton-m/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	n°	Ø (in)	S (cm)	As (cm ²)
C sup	100	11	2	9.25	280	M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional			
						0.14	13.89	12.59	0.02		Ø 1/2"	@ 20	6.33
	100	11	2	9.25	280.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular			
						0.68	0.73	8.19	0.68		Ø 1/2"	@ 20	6.33
V sup	45	40	6	34	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
						0.37	67.70	12.88	0.27	7	Ø 5/8"		13.86
	45	40	6	34	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
						0.77	0.75	5.96	3.46		Ø 1/2"	@ 11	11.52
Cuba	100	35	6	29	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
						0.87	113.32	30.47	0.12		Ø 1 "	@ 10	50.67
	100	35	6	29	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
						4.24	4.63	17.06	3.43		Ø 3/4"	@ 13	21.92
V inf	90	75	6	69	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
						4.75	305.61	76.44	3.60	13	Ø 1 3/8"		124.54
	90	75	6	69	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
						10.57	7.69	20.54	10.39		Ø 1 "	@ 11	46.06
Tronco	100	50	6	44	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
						5.76	170.26	89.34	1.67		Ø 1 3/8"	@ 12	79.83
	100	50	6	44	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
						23.82	29.49	86.28	20.46		Ø 1 "	@ 16	31.67
Chim	100	20	6	14	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
						0.15	6.49	15.80	0.26		Ø 5/8"	@ 19	10.42
	100	20	6	14	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
						0.75	7.78	13.24	0.86		Ø 5/8"	@ 19	10.42
V chim	45	45	6	39	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
						1.25	12.71	108.92	3.14	7	Ø 5/8"		13.86
	45	45	6	39	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
						5.68	8.08	13.34	11.81		Ø 5/8"	@ 15	13.20
C inf	100	40	2	38	350	M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional			
						3.15	35.49	100.33	3.57		Ø 1 "	@ 18	28.15
	100	40	2	38	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular			
						14.14	5.36	69.38	11.76		Ø 3/4"	@ 10	28.50
V apo	50	75	6	69	350.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal			
						4.19	53.11	101.81	2.98	9	Ø 3/4"		25.65
	50	75	6	69	350.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal			
						14.85	30.10	138.00	14.07		Ø 1 "	@ 20	25.34
Fuste	100	30	5	25	280.00	M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical			
						1.13	40.61	62.38	0.48		Ø 1 "	@ 28	18.10
	100	30	5	25	280.00	M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal			
						5.63	203.00	263.60	5.29		Ø 1 "	@ 19	26.67

Fuente: elaboración propia.

Tabla 70. Diseño por flexión y tracción del modelo V.A. Ilichev

Verificación por flexión									Verificación por tracción				
Elem.	$\beta 1$	Md	As cal	As mín	As máx	As col	ϕ Mn	Verif.	Td	As cal	As col	ϕ Tn	Verif.
		Ton-m/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	Ton-m		Ton/m	cm ²	cm ²	Ton	
C sup	0.85	0.18	0.51	3.08	19.82	3.17	1.07	SI	22.92	6.06	6.33	23.94	SI
	0.85	0.88	0.64	3.08	19.82	3.17	1.07	SI	1.21	0.32	6.33	23.94	SI
V sup	0.8	0.22	0.17	5.45	38.56	6.93	8.62	SI	50.27	13.30	13.86	52.37	SI
	0.8	0.45	0.09	5.45	38.56	5.76	7.20	SI	0.56	0.15	11.52	43.53	SI
Cuba	0.8	1.14	1.04	10.33	73.09	25.34	26.06	SI	186.98	49.47	50.67	191.54	SI
	0.8	5.52	1.27	10.33	73.09	10.96	11.70	SI	7.64	2.02	21.92	82.88	SI
V inf	0.8	5.55	2.13	22.13	156.51	62.27	150.92	SI	453.83	120.06	124.54	470.76	SI
	0.8	12.36	1.19	22.13	156.51	23.03	58.50	SI	11.42	3.02	46.06	174.12	SI
Tronco	0.8	7.49	4.53	15.68	110.90	39.92	62.14	SI	280.93	74.32	79.83	301.77	SI
	0.8	30.97	4.80	15.68	110.90	15.83	25.67	SI	48.66	12.87	31.67	119.71	SI
Chim	0.8	0.20	0.37	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	10.71	2.83	10.42	39.38	SI
	0.8	0.98	0.47	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	12.84	3.40	10.42	39.38	SI
V chim	0.8	0.73	0.50	6.25	44.23	6.93	9.93	SI	9.44	2.50	13.86	52.37	SI
	0.8	3.32	0.57	6.25	44.23	6.60	9.47	SI	6.00	1.59	13.20	49.88	SI
C inf	0.8	4.10	2.87	13.54	95.77	14.08	19.69	SI	58.57	15.49	28.15	106.41	SI
	0.8	18.39	3.28	13.54	95.77	14.25	19.93	SI	8.85	2.34	28.50	107.74	SI
V apo	0.8	2.73	1.05	12.29	86.95	12.83	32.57	SI	43.81	11.59	25.65	96.96	SI
	0.8	9.65	0.93	12.29	86.95	12.67	32.18	SI	24.83	6.57	25.34	95.77	SI
Fuste	0.85	1.46	1.56	8.33	53.56	9.05	8.28	SI	67.00	17.73	18.10	68.41	SI
	0.85	7.32	1.99	8.33	53.56	13.33	12.01	SI	100.49	26.58	26.67	100.81	SI

Fuente: elaboración propia.

Tabla 71. Diseño por compresión y cortante del modelo V.A. Ilichev

Verificación por compresión					Verificación por corte							
Elem.	Cd	σ_u	$\phi\sigma_{cc}$	Verif.	Vd	ϕV_c	Acero calculado			As col	ϕV_n	Verif.
	Ton/m	kg/cm ²	kg/cm ²		Ton/m	Ton	\emptyset (in)	S (cm)	As (cm ²)	cm ²	Ton	
C sup	12.59	11.19	88.20	SI	0.02	6.97					6.97	SI
	8.19	7.28	88.20	SI	0.89	6.97					6.97	SI
V sup	5.80	3.22	73.50	SI	0.16	12.89					12.89	SI
	2.68	1.49	73.50	SI	2.02	12.89	1/2	-16.64	-7.61	11.52	29.34	SI
Cuba	30.47	8.71	73.50	SI	0.15	24.44					24.44	SI
	17.06	4.88	73.50	SI	4.45	24.44					24.44	SI
V inf	68.79	10.19	73.50	SI	4.21	52.34					52.34	SI
	18.49	2.74	73.50	SI	12.16	52.34	1	-36.54	-13.87	46.06	185.83	SI
Tronco	89.34	17.87	73.50	SI	2.17	37.08					37.08	SI
	86.28	17.26	73.50	SI	26.60	37.08					37.08	SI
Chim	15.80	7.90	73.50	SI	0.34	11.80					11.80	SI
	13.24	6.62	73.50	SI	1.12	11.80					11.80	SI
V chim	49.01	24.20	73.50	SI	1.84	14.79					14.79	SI
	6.00	2.96	73.50	SI	6.91	14.79	5/8	-41.14	-4.81	13.20	36.41	SI
C inf	100.33	25.08	73.50	SI	4.63	32.03					32.03	SI
	69.38	17.34	73.50	SI	15.29	32.03					32.03	SI
V apo	50.90	13.57	73.50	SI	1.94	29.08					29.08	SI
	69.00	18.40	73.50	SI	9.14	29.08	1	-73.66	-6.88	25.34	102.50	SI
Fuste	62.38	20.79	58.80	SI	0.62	18.85					18.85	SI
	263.60	26.36	58.80	SI	6.88	18.85					18.85	SI

Fuente: elaboración propia.

3.8.5. Diseño del reservorio con el modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Tabla 72. Datos para el diseño del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Elem.	b	h	r	d	f _c	Mu	Tu	Cu	Vu	Acero colocado		
	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	Ton-m/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	n°	Ø (in)	S (cm)
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional		
C sup	100	11	2	9.25	280	0.14	18.04	12.59	0.02		Ø 1/2" @ 16	7.92
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular		
	100	11	2	9.25	280.00	0.69	2.00	8.91	0.69		Ø 1/2" @ 20	6.33
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
V sup	45	40	6	34	350.00	0.73	87.60	32.78	0.66	9	Ø 5/8"	17.81
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
	45	40	6	34	350.00	0.85	2.04	7.14	4.10		Ø 1/2" @ 11	11.52
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
Cuba	100	35	6	29	350.00	1.48	113.32	70.00	0.27		Ø 1 " @ 10	50.67
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
	100	35	6	29	350.00	7.08	11.24	23.63	4.55		Ø 3/4" @ 13	21.92
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
V inf	90	75	6	69	350.00	9.13	305.61	178.41	8.16	13	Ø 1 3/8"	124.54
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
	90	75	6	69	350.00	16.22	18.34	31.19	16.07		Ø 1 " @ 11	46.06
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
Tronco	100	50	6	44	350.00	6.89	170.26	153.67	3.58		Ø 1 3/8" @ 12	79.83
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
	100	50	6	44	350.00	23.82	69.33	104.87	20.46		Ø 1 " @ 16	31.67
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
Chim	100	20	6	14	350.00	0.18	15.44	23.54	0.63		Ø 5/8" @ 19	10.42
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
	100	20	6	14	350.00	0.75	18.54	24.00	0.96		Ø 5/8" @ 19	10.42
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
V chim	45	45	6	39	350.00	2.16	30.24	108.92	7.65	7	Ø 5/8"	13.86
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
	45	45	6	39	350.00	9.38	19.19	24.10	19.10		Ø 5/8" @ 15	13.20
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo meridional		
C inf	100	40	2	38	350	5.23	82.96	113.10	8.02		Ø 1 " @ 13	38.98
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo anular		
	100	40	2	38	350.00	14.14	12.73	69.38	11.76		Ø 3/4" @ 10	28.50
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo longitudinal		
V apo	50	75	6	69	350.00	7.76	124.55	173.25	6.76	10	Ø 3/4"	28.50
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo transversal		
	50	75	6	69	350.00	25.05	70.69	138.00	24.05		Ø 1 " @ 20	25.34
						M11	F11	F11	V13	Refuerzo vertical		
Fuste	100	30	5	25	280.00	1.99	88.89	106.15	1.10		Ø 1 " @ 13	38.98
						M22	F22	F22	V23	Refuerzo horizontal		
	100	30	5	25	280.00	9.97	444.40	505.05	8.63		Ø 1 " @ 8	63.34

Fuente: elaboración propia.

Tabla 73. Diseño por flexión y tracción del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Verificación por flexión									Verificación por tracción				
Elem.	β_1	Md	As cal	As mín	As máx	As col	ϕM_n	Verif.	Td	As cal	As col	ϕT_n	Verif.
		Ton-m/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	Ton-m		Ton/m	cm ²	cm ²	Ton	
C sup	0.85	0.19	0.54	3.08	19.82	3.96	1.33	SI	29.76	7.87	7.92	29.93	SI
	0.85	0.90	0.66	3.08	19.82	3.17	1.07	SI	3.30	0.87	6.33	23.94	SI
V sup	0.8	0.43	0.33	5.45	38.56	8.91	10.98	SI	65.04	17.21	17.81	67.34	SI
	0.8	0.50	0.10	5.45	38.56	5.76	7.20	SI	1.51	0.40	11.52	43.53	SI
Cuba	0.8	1.92	1.76	10.33	73.09	25.34	26.06	SI	186.98	49.47	50.67	191.54	SI
	0.8	9.21	2.14	10.33	73.09	10.96	11.70	SI	18.54	4.90	21.92	82.88	SI
V inf	0.8	10.69	4.12	22.13	156.51	62.27	150.92	SI	453.83	120.06	124.54	470.76	SI
	0.8	18.98	1.83	22.13	156.51	23.03	58.50	SI	27.23	7.20	46.06	174.12	SI
Tronco	0.8	8.95	5.43	15.68	110.90	39.92	62.14	SI	280.93	74.32	79.83	301.77	SI
	0.8	30.97	4.80	15.68	110.90	15.83	25.67	SI	114.40	30.26	31.67	119.71	SI
Chim	0.8	0.23	0.44	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	25.48	6.74	10.42	39.38	SI
	0.8	0.98	0.47	4.99	35.28	5.21	2.68	SI	30.60	8.09	10.42	39.38	SI
V chim	0.8	1.26	0.86	6.25	44.23	6.93	9.93	SI	22.45	5.94	13.86	52.37	SI
	0.8	5.49	0.95	6.25	44.23	6.60	9.47	SI	14.25	3.77	13.20	49.88	SI
C inf	0.8	6.80	4.78	13.54	95.77	19.49	26.98	SI	136.88	36.21	38.98	147.33	SI
	0.8	18.39	3.28	13.54	95.77	14.25	19.93	SI	21.00	5.56	28.50	107.74	SI
V apo	0.8	5.04	1.94	12.29	86.95	14.25	36.09	SI	102.75	27.18	28.50	107.74	SI
	0.8	16.28	1.58	12.29	86.95	12.67	32.18	SI	58.32	15.43	25.34	95.77	SI
Fuste	0.85	2.59	2.77	8.33	53.56	19.49	17.15	SI	146.68	38.80	38.98	147.33	SI
	0.85	12.96	3.61	8.33	53.56	31.67	26.58	SI	219.98	58.20	63.34	239.42	SI

Fuente: elaboración propia.

Tabla 74. Diseño por compresión y cortante del modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Verificación por compresión					Verificación por corte							
Elem.	Cd	σ_u	$\phi\sigma_{cc}$	Verif.	Vd	ϕV_c	Acero calculado			As col	ϕV_n	Verif.
	Ton/m	kg/cm ²	kg/cm ²		Ton/m	Ton	\emptyset (in)	S (cm)	As (cm ²)	cm ²	Ton	
C sup	12.59	11.19	88.20	SI	0.03	6.97					6.97	SI
	8.91	7.92	88.20	SI	0.90	6.97					6.97	SI
V sup	14.75	8.19	73.50	SI	0.38	12.89					12.89	SI
	3.21	1.79	73.50	SI	2.40	12.89	1/2	-17.24	-7.35	11.52	29.34	SI
Cuba	70.00	20.00	73.50	SI	0.35	24.44					24.44	SI
	23.63	6.75	73.50	SI	5.92	24.44					24.44	SI
V inf	160.57	23.79	73.50	SI	9.54	52.34					52.34	SI
	28.07	4.16	73.50	SI	18.80	52.34	1	-43.78	-11.57	46.06	185.83	SI
Tronco	153.67	30.73	73.50	SI	4.65	37.08					37.08	SI
	104.87	20.97	73.50	SI	26.60	37.08					37.08	SI
Chim	23.54	11.77	73.50	SI	0.82	11.80					11.80	SI
	24.00	12.00	73.50	SI	1.25	11.80					11.80	SI
V chim	49.01	24.20	73.50	SI	4.48	14.79					14.79	SI
	10.84	5.36	73.50	SI	11.17	14.79	5/8	-89.65	-2.21	13.20	36.41	SI
C inf	113.10	28.28	73.50	SI	10.43	32.03					32.03	SI
	69.38	17.34	73.50	SI	15.29	32.03					32.03	SI
V apo	86.62	23.10	73.50	SI	4.39	29.08					29.08	SI
	69.00	18.40	73.50	SI	15.63	29.08	1	-109.20	-4.64	25.34	102.50	SI
Fuste	106.15	35.38	58.80	SI	1.43	18.85					18.85	SI
	505.05	50.51	58.80	SI	11.22	18.85					18.85	SI

Fuente: elaboración propia.

3.9. Comparación de resultados

3.9.1. Periodo de vibración

A continuación, se presentan los periodos de vibración correspondientes a los dos primeros modos de vibración. Debido a que la estructura posee simetría radial, ha sido analizada en una sola dirección: X. Por tal motivo, el modo 1 corresponde al modo convectivo (líquido móvil) y el modo 2 corresponde al modo impulsivo (estructura y líquido fijo a los muros).

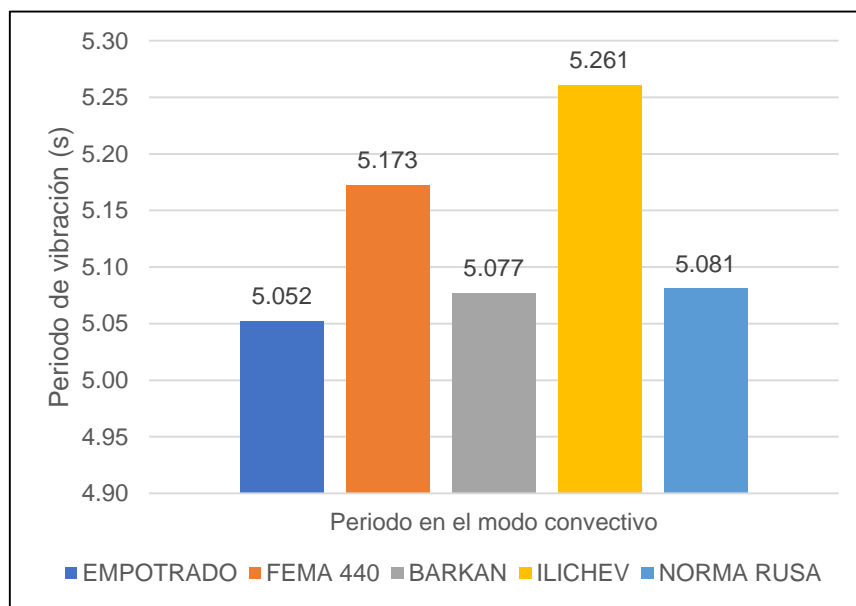


Figura 54. Periodo de vibración en el modo convectivo

Fuente: elaboración propia.

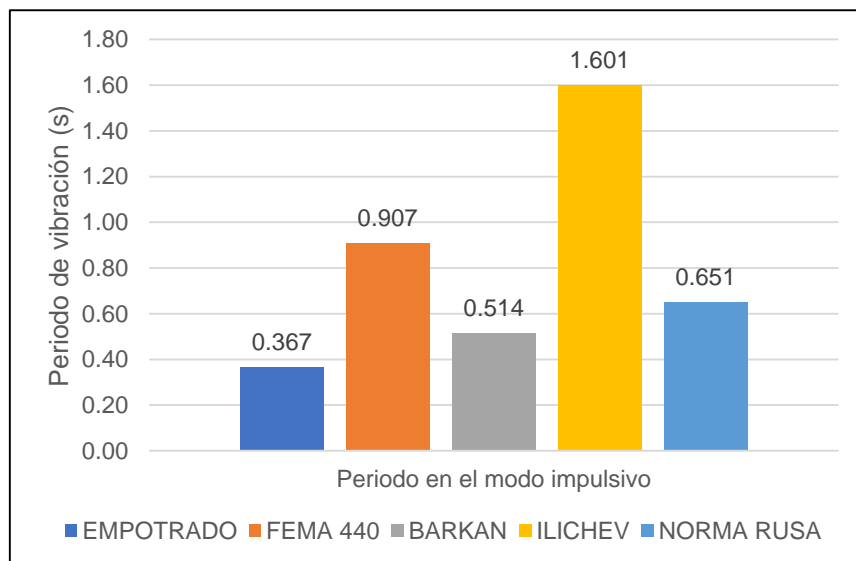


Figura 55. Periodo de vibración en el modo impulsivo

Fuente: elaboración propia.

Se puede apreciar que el modo convectivo tiene una variación relativamente mayor al modo impulsivo. Además, en el modelo V.A. Ilichev se ocurre la mayor prolongación obtenida para ambos periodos.

Tabla 75. *Periodos de vibración impulsivo y convectivo*

Método	Tipo	Periodo (s)	Masa participante	Masa acumulada
Empotrado	Convectivo	5.052	0.594	0.5942
	Impulsivo	0.367	0.337	0.9309
FEMA 440	Convectivo	5.173	0.316	0.316
	Impulsivo	0.907	0.311	0.6266
Barkan	Convectivo	5.077	0.298	0.2983
	Impulsivo	0.514	0.204	0.5021
Ilichev	Convectivo	5.261	0.111	0.1109
	Impulsivo	1.601	0.020	0.1309
Norma Rusa	Convectivo	5.081	0.103	0.1033
	Impulsivo	0.651	0.000	0.1033

Fuente: elaboración propia.

Tabla 76. *Variación porcentual de los periodos de vibración impulsivo y convectivo con respecto al modelo empotrado en la base*

Periodo (s)	Modelo de interacción suelo-estructura			
	FEMA 440	Barkan	Ilichev	Norma Rusa
Convectivo	2.38%	0.49%	4.12%	0.57%
Impulsivo	147.21%	40.12%	336.06%	77.48%

Fuente: elaboración propia.

3.9.2. Desplazamiento lateral

A continuación, en las figuras 56 y 57 se presentan los desplazamientos calculados con el programa SAP 2000, los cuales se analizan en las tablas 74 y 76 si cumplen con la deriva establecida en la Norma E.030. Para lo cual, el desplazamiento inelástico se calculó multiplicando el desplazamiento elástico (SAP 2000) por $R_i = 2.00$.

Análisis sísmico estático

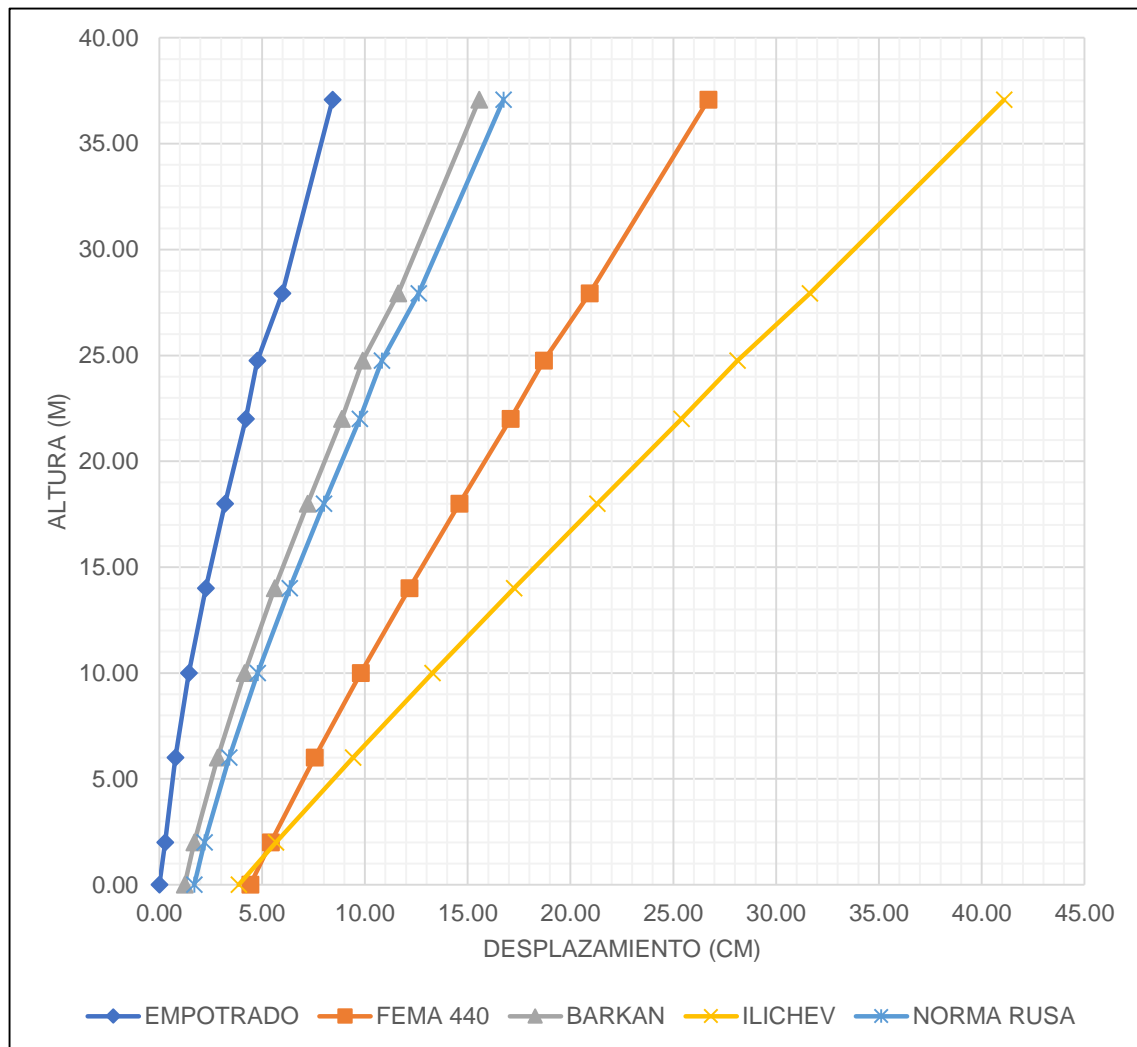


Figura 56. Desplazamientos laterales del análisis estático

Fuente: elaboración propia.

Se puede apreciar que el modelo V.A. Ilichev presenta mayores desplazamientos con respecto a los otros modelos en el análisis estático y que, además, a diferencia del resto, varía en gran parte con los resultados del análisis dinámico. Por lo que el modelo Ilichev muestra cierto indicador de aplicabilidad desfavorable en el análisis estático.

Tabla 77. Desplazamientos laterales del análisis estático

Modelo	Nivel	Altura (m)	Δ_{SAP} (cm)	$\Delta = R_i \cdot \Delta_{SAP}$ (cm)	Deriva ≤ 0.007	Cumple
Empotrado	Viga sup.	37.08	4.2089	8.4178	0.00267	SI
	Viga inf.	27.93	2.9879	5.9758	0.00379	SI
	Viga apo.	24.75	2.3865	4.7730	0.00206	SI
	Fuste 6	22.00	2.1038	4.2076	0.00254	SI
	Fuste 5	18.00	1.5967	3.1934	0.00235	SI
	Fuste 4	14.00	1.1270	2.2540	0.00204	SI
	Fuste 3	10.00	0.7192	1.4384	0.00165	SI
	Fuste 2	6.00	0.3900	0.7800	0.00125	SI
	Fuste 1	2.00	0.1395	0.2790	0.00140	SI
Nivel 0	0.00	0.0000	0.0000			
Fema 440	Viga sup.	37.08	13.3504	26.7008	0.00630	SI
	Viga inf.	27.93	10.4668	20.9336	0.00704	NO
	Viga apo.	24.75	9.3492	18.6984	0.00590	SI
	Fuste 6	22.00	8.5381	17.0762	0.00621	SI
	Fuste 5	18.00	7.2954	14.5908	0.00609	SI
	Fuste 4	14.00	6.0774	12.1548	0.00589	SI
	Fuste 3	10.00	4.9003	9.8006	0.00563	SI
	Fuste 2	6.00	3.7750	7.5500	0.00531	SI
	Fuste 1	2.00	2.7127	5.4254	0.00501	SI
Nivel 0	0.00	2.2120	4.4240			
Barkan	Viga sup.	37.08	7.7768	15.5536	0.00431	SI
	Viga inf.	27.93	5.8067	11.6134	0.00543	SI
	Viga apo.	24.75	4.9454	9.8908	0.00369	SI
	Fuste 6	22.00	4.4376	8.8752	0.00417	SI
	Fuste 5	18.00	3.6031	7.2062	0.00399	SI
	Fuste 4	14.00	2.8059	5.6118	0.00368	SI
	Fuste 3	10.00	2.0707	4.1414	0.00328	SI
	Fuste 2	6.00	1.4139	2.8278	0.00280	SI
	Fuste 1	2.00	0.8530	1.7060	0.00234	SI
Nivel 0	0.00	0.6188	1.2376			
Ilichev	Viga sup.	37.08	20.5415	41.0830	0.01033	NO
	Viga inf.	27.93	15.8160	31.6320	0.01105	NO
	Viga apo.	24.75	14.0617	28.1234	0.00993	NO
	Fuste 6	22.00	12.6958	25.3916	0.01024	NO
	Fuste 5	18.00	10.6479	21.2958	0.01012	NO
	Fuste 4	14.00	8.6244	17.2488	0.00992	NO
	Fuste 3	10.00	6.6410	13.2820	0.00966	NO
	Fuste 2	6.00	4.7083	9.4166	0.00936	NO
	Fuste 1	2.00	2.8371	5.6742	0.00906	NO
Nivel 0	0.00	1.9311	3.8622			
Norma Rusa	Viga sup.	37.08	8.3657	16.7314	0.00450	SI
	Viga inf.	27.93	6.3055	12.6110	0.00563	SI
	Viga apo.	24.75	5.4121	10.8242	0.00389	SI
	Fuste 6	22.00	4.8776	9.7552	0.00437	SI
	Fuste 5	18.00	4.0039	8.0078	0.00418	SI
	Fuste 4	14.00	3.1678	6.3356	0.00387	SI
	Fuste 3	10.00	2.3939	4.7878	0.00348	SI
	Fuste 2	6.00	1.6989	3.3978	0.00299	SI
	Fuste 1	2.00	1.1000	2.2000	0.00253	SI
Nivel 0	0.00	0.8471	1.6942			

Fuente: elaboración propia.

Tabla 78. Variación porcentual de las derivas del análisis estático con respecto al modelo empotrado en la base

Nivel	Modelo de interacción suelo-estructura			
	FEMA 440	Barkan	Ilichev	Norma Rusa
Viga sup.	135.96%	61.42%	286.89%	68.54%
Viga inf.	85.75%	43.27%	191.56%	48.55%
Viga apo.	186.41%	79.13%	382.04%	88.83%
Fuste 6	144.49%	64.17%	303.15%	72.05%
Fuste 5	159.15%	69.79%	330.64%	77.87%
Fuste 4	188.73%	80.39%	386.27%	89.71%
Fuste 3	241.21%	98.79%	485.45%	110.91%
Fuste 2	324.80%	124.00%	648.80%	139.20%
Fuste 1	257.86%	67.14%	547.14%	80.71%
Promedio	191.59%	76.46%	395.77%	86.26%

Fuente: elaboración propia.

Análisis sísmico dinámico

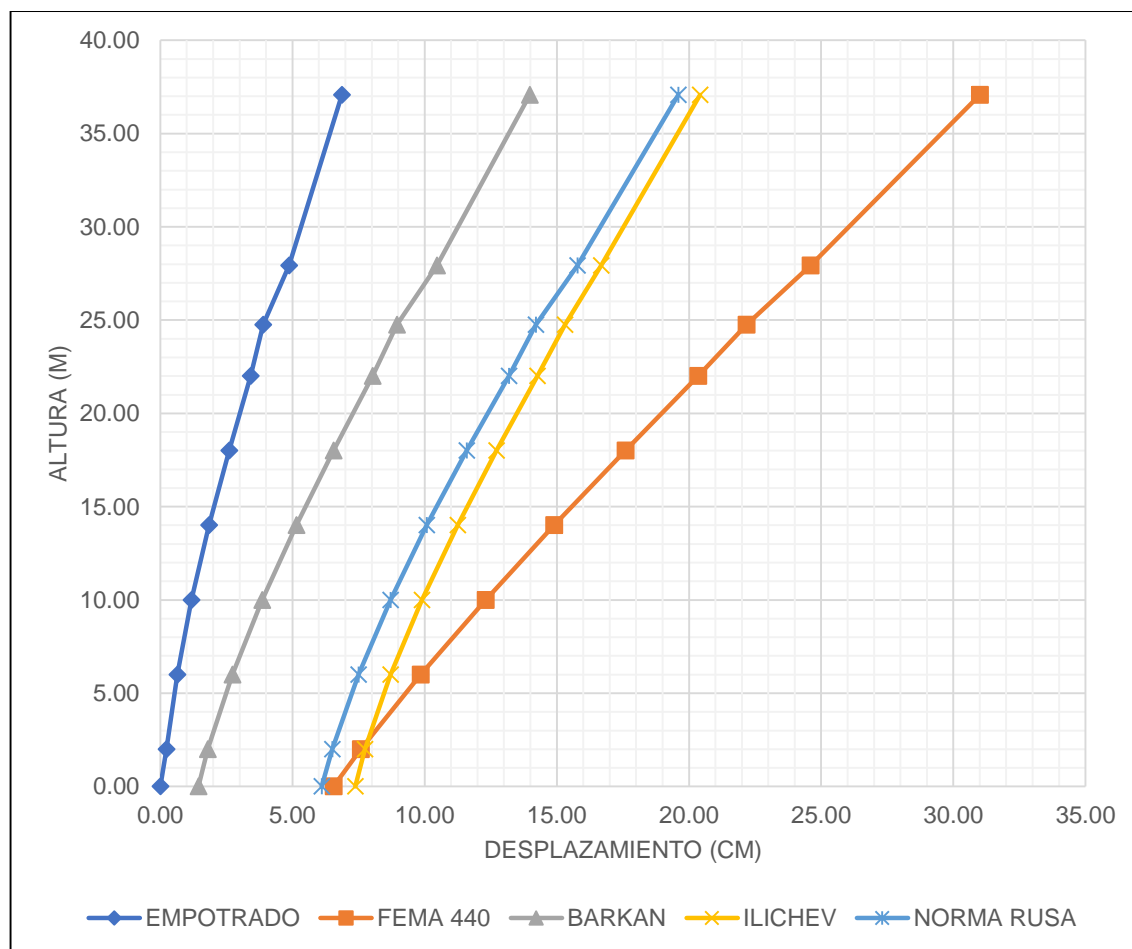


Figura 57. Desplazamientos laterales del análisis dinámico

Fuente: elaboración propia.

Tabla 79. Desplazamientos laterales del análisis dinámico

Modelo	Nivel	Altura (m)	Δ_{SAP} (cm)	$\Delta = R_i * \Delta_{SAP}$ (cm)	Deriva ≤ 0.007	Cumple
Empotrado	Viga sup.	37.08	3.4326	6.8652	0.00219	SI
	Viga inf.	27.93	2.4325	4.8650	0.00306	SI
	Viga apo.	24.75	1.9461	3.8922	0.00171	SI
	Fuste 6	22.00	1.7105	3.4210	0.00206	SI
	Fuste 5	18.00	1.2993	2.5986	0.00191	SI
	Fuste 4	14.00	0.9179	1.8358	0.00166	SI
	Fuste 3	10.00	0.5863	1.1726	0.00134	SI
	Fuste 2	6.00	0.3184	0.6368	0.00102	SI
	Fuste 1	2.00	0.1143	0.2286	0.00114	SI
Nivel 0	0.00	0.0000	0.0000			
Fema 440	Viga sup.	37.08	15.5036	31.0072	0.00700	SI
	Viga inf.	27.93	12.2990	24.5980	0.00762	NO
	Viga apo.	24.75	11.0893	22.1786	0.00666	SI
	Fuste 6	22.00	10.1738	20.3476	0.00688	SI
	Fuste 5	18.00	8.7971	17.5942	0.00673	SI
	Fuste 4	14.00	7.4502	14.9004	0.00649	SI
	Fuste 3	10.00	6.1525	12.3050	0.00615	SI
	Fuste 2	6.00	4.9228	9.8456	0.00567	SI
	Fuste 1	2.00	3.7892	7.5784	0.00515	SI
Nivel 0	0.00	3.2742	6.5484			
Barkan	Viga sup.	37.08	6.9871	13.9742	0.00384	SI
	Viga inf.	27.93	5.2299	10.4598	0.00475	SI
	Viga apo.	24.75	4.4765	8.9530	0.00335	SI
	Fuste 6	22.00	4.0163	8.0326	0.00369	SI
	Fuste 5	18.00	3.2774	6.5548	0.00352	SI
	Fuste 4	14.00	2.5736	5.1472	0.00323	SI
	Fuste 3	10.00	1.9283	3.8566	0.00284	SI
	Fuste 2	6.00	1.3610	2.7220	0.00231	SI
	Fuste 1	2.00	0.8982	1.7964	0.00178	SI
Nivel 0	0.00	0.7206	1.4412			
Ilichev	Viga sup.	37.08	10.2085	20.4170	0.00408	SI
	Viga inf.	27.93	8.3399	16.6798	0.00431	SI
	Viga apo.	24.75	7.6563	15.3126	0.00382	SI
	Fuste 6	22.00	7.1313	14.2626	0.00386	SI
	Fuste 5	18.00	6.3600	12.7200	0.00367	SI
	Fuste 4	14.00	5.6256	11.2512	0.00339	SI
	Fuste 3	10.00	4.9479	9.8958	0.00298	SI
	Fuste 2	6.00	4.3516	8.7032	0.00241	SI
	Fuste 1	2.00	3.8702	7.7404	0.00184	SI
Nivel 0	0.00	3.6862	7.3724			
Norma Rusa	Viga sup.	37.08	9.7989	19.5978	0.00417	SI
	Viga inf.	27.93	7.8894	15.7788	0.00496	SI
	Viga apo.	24.75	7.1020	14.2040	0.00370	SI
	Fuste 6	22.00	6.5926	13.1852	0.00399	SI
	Fuste 5	18.00	5.7956	11.5912	0.00377	SI
	Fuste 4	14.00	5.0408	10.0816	0.00344	SI
	Fuste 3	10.00	4.3523	8.7046	0.00301	SI
	Fuste 2	6.00	3.7499	7.4998	0.00248	SI
	Fuste 1	2.00	3.2536	6.5072	0.00200	SI
Nivel 0	0.00	3.0534	6.1068			

Fuente: elaboración propia.

Tabla 80. Variación porcentual de las derivas del análisis dinámico con respecto al modelo empotrado en la base

Nivel	Modelo de interacción suelo-estructura			
	FEMA 440	Barkan	Ilichev	Norma Rusa
Viga sup.	219.63%	75.34%	86.30%	90.41%
Viga inf.	149.02%	55.23%	40.85%	62.09%
Viga apo.	289.47%	95.91%	123.39%	116.37%
Fuste 6	233.98%	79.13%	87.38%	93.69%
Fuste 5	252.36%	84.29%	92.15%	97.38%
Fuste 4	290.96%	94.58%	104.22%	107.23%
Fuste 3	358.96%	111.94%	122.39%	124.63%
Fuste 2	455.88%	126.47%	136.27%	143.14%
Fuste 1	351.75%	56.14%	61.40%	75.44%
Promedio	289.11%	86.56%	94.93%	101.15%

Fuente: elaboración propia.

3.9.3. Esfuerzos internos

Para analizar los esfuerzos internos se puede apreciar en la figura 58 el esquema de fuerzas actuantes en los elementos tipo Shell con los que se modelo la estructura, además de los ejes locales, donde el eje 1 es paralelo al eje global X y el eje 2 es perpendicular al eje 1 en el plano del elemento.

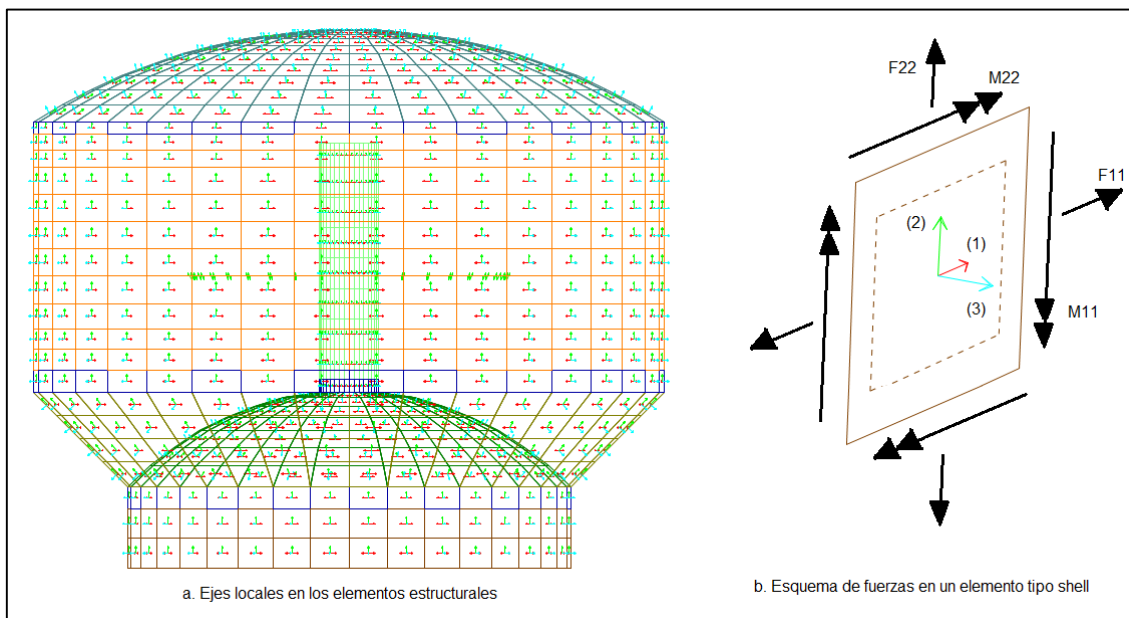


Figura 58. Ejes locales para la interpretación de resultados en SAP 2000

Fuente: elaboración propia.

Fuerzas axiales

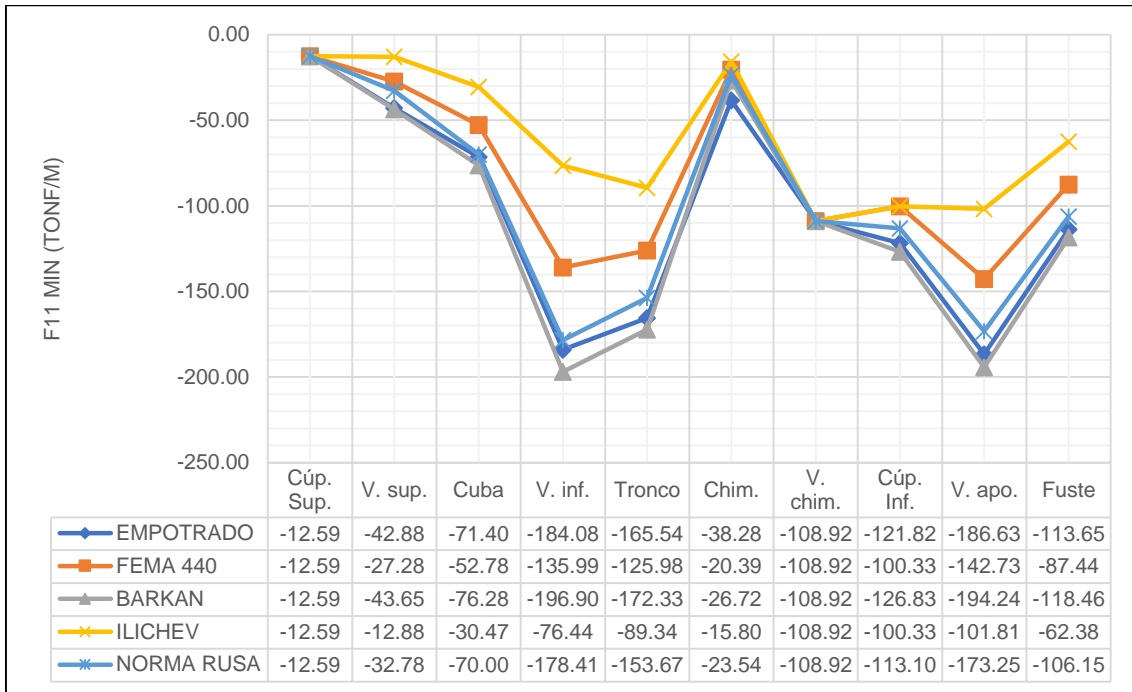


Figura 59. Fuerza axial F11 MIN para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

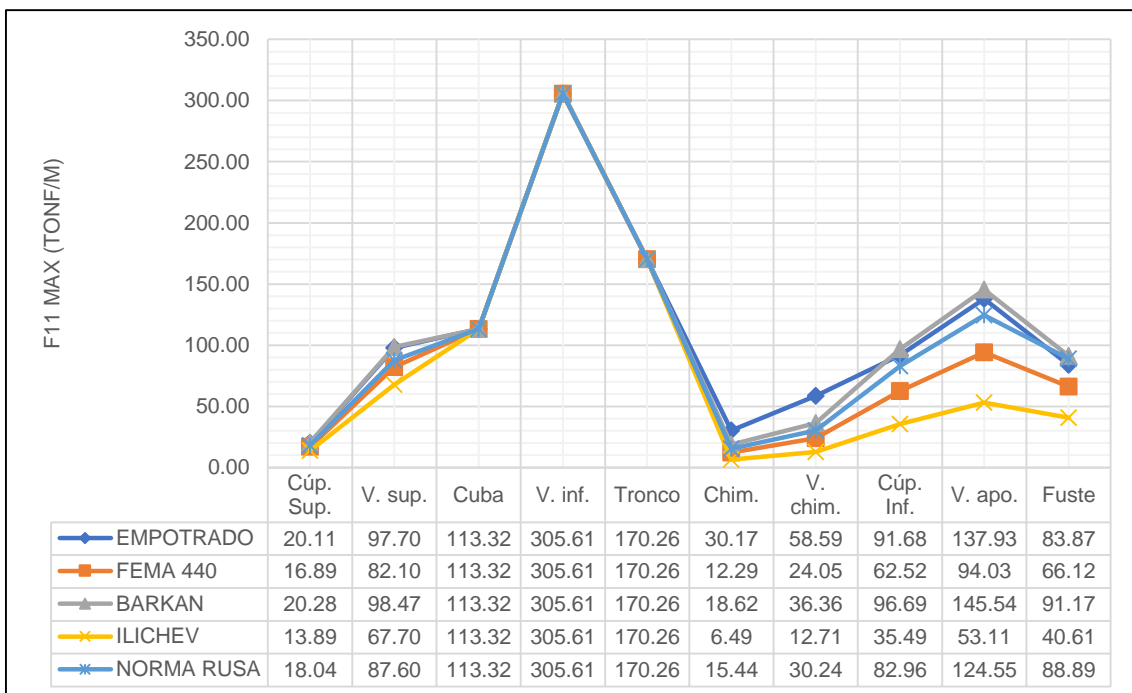


Figura 60. Fuerza axial F11 MAX para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

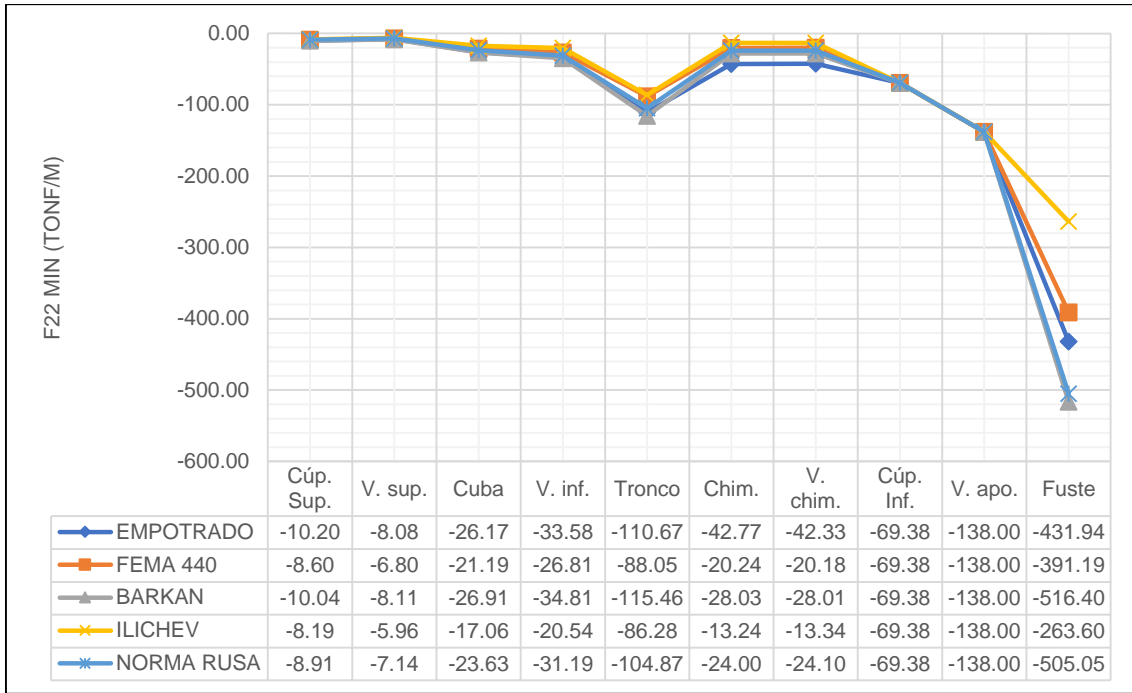


Figura 61. Fuerza axial F22 MIN para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

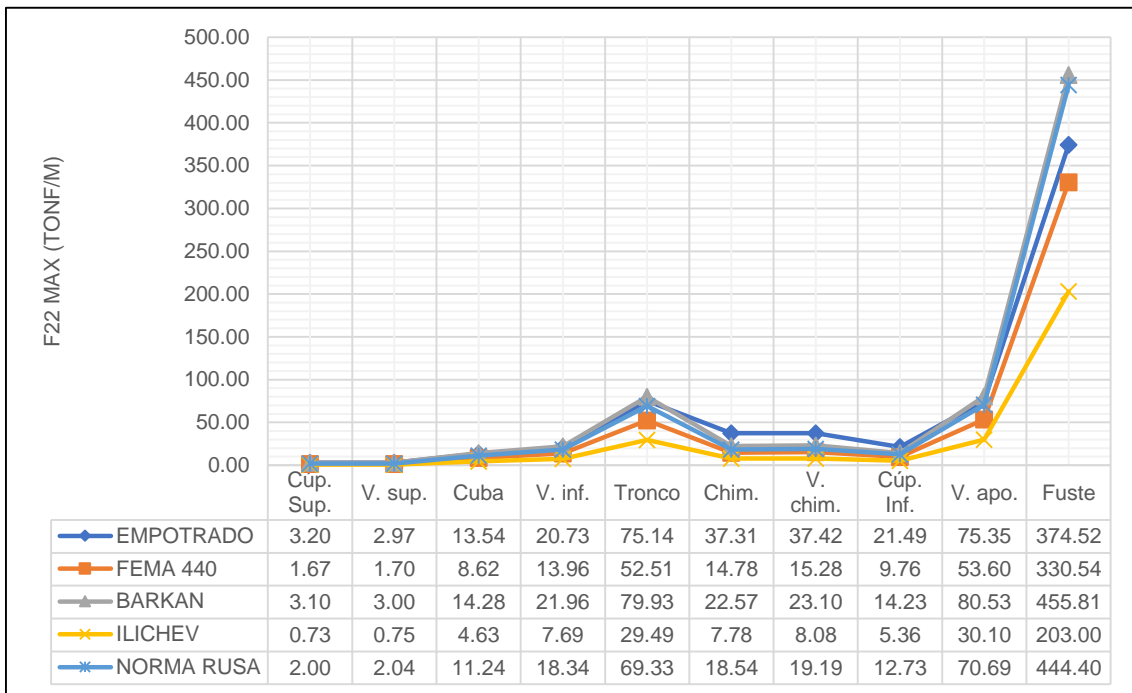


Figura 62. Fuerza axial F22 MAX para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

Momentos flectores

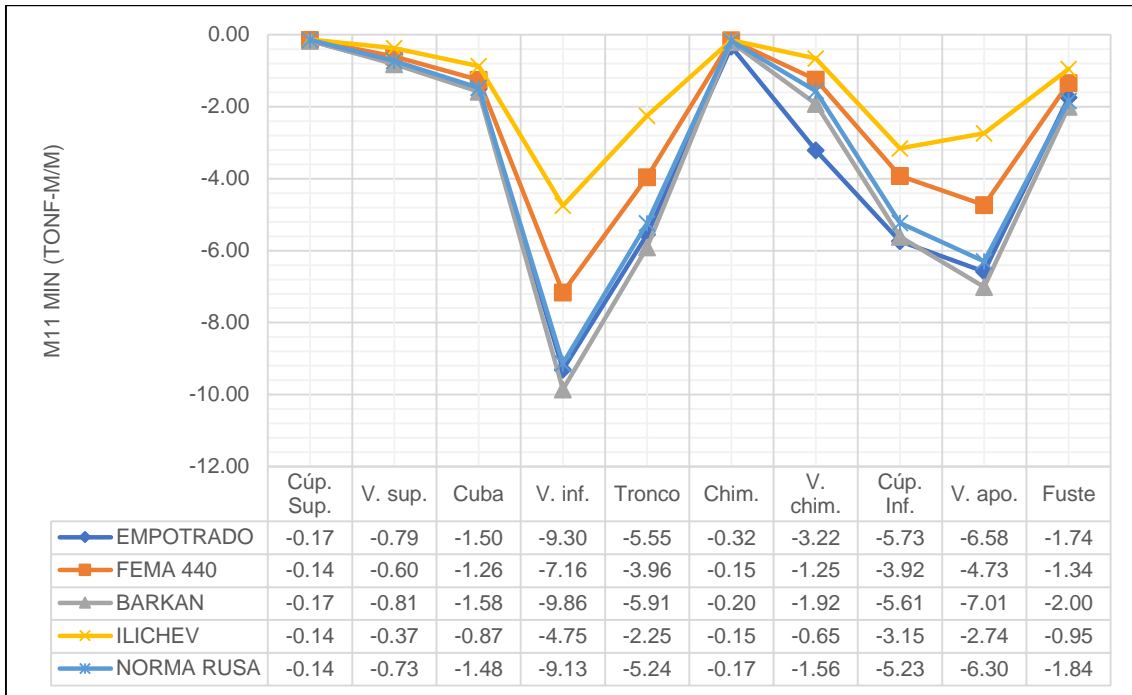


Figura 63. Momento flector M11 MIN para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

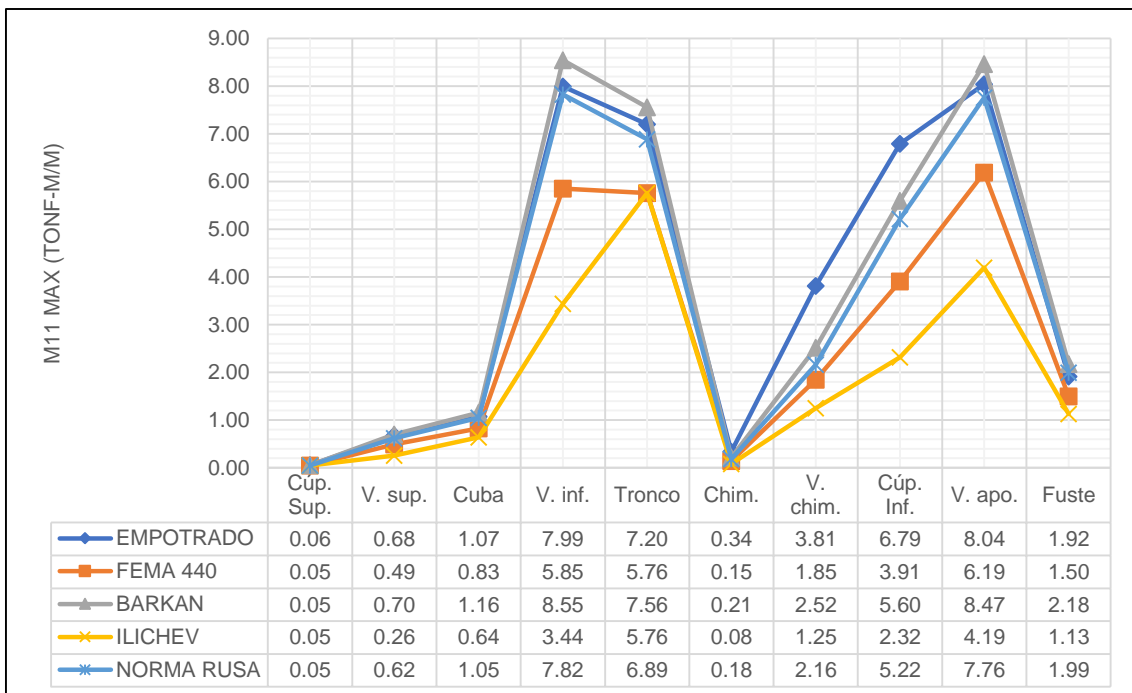


Figura 64. Momento flector M11 MAX para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

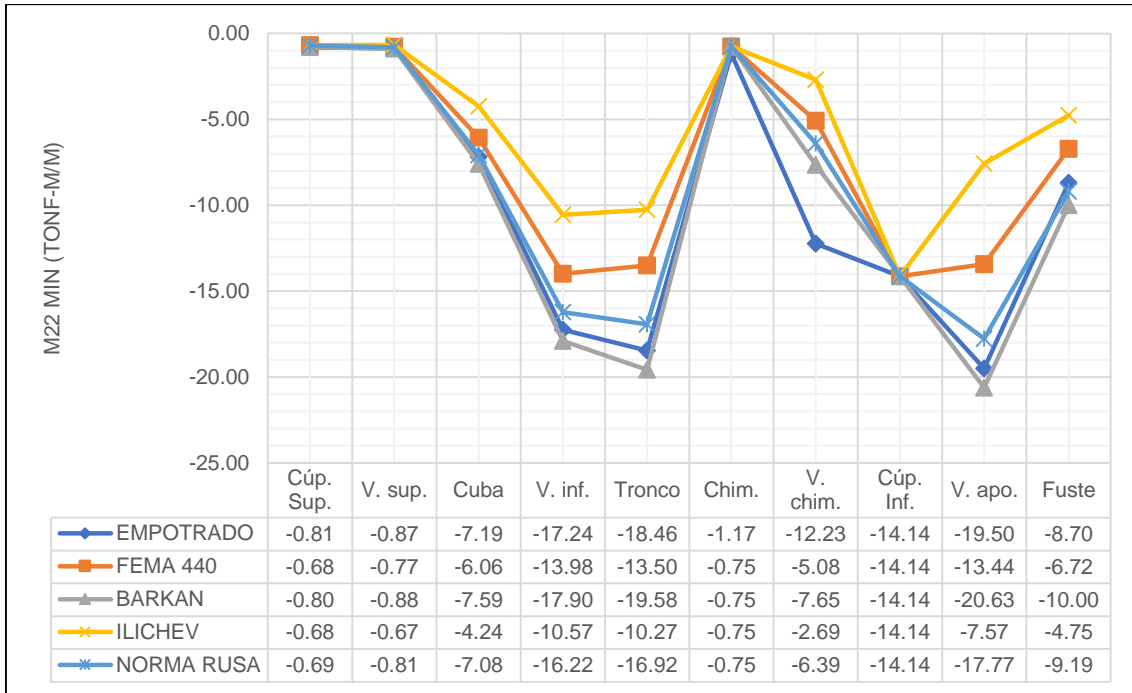


Figura 65. Momento flector M22 MIN para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

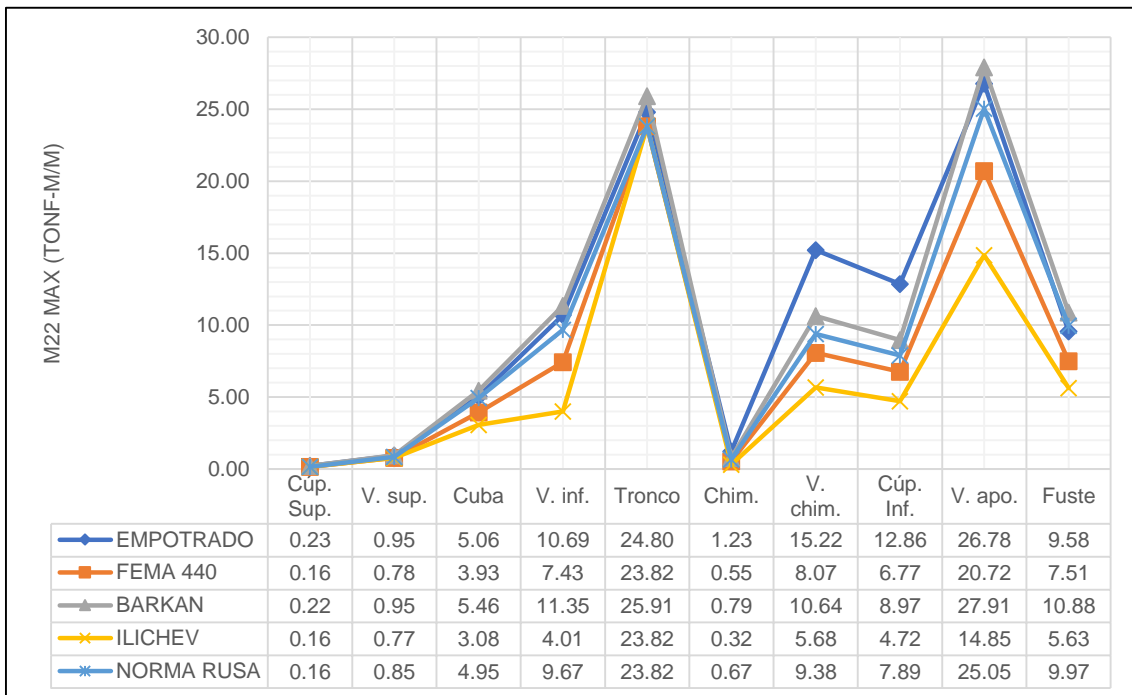


Figura 66. Momento flector M22 MAX para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

Fuerzas cortantes

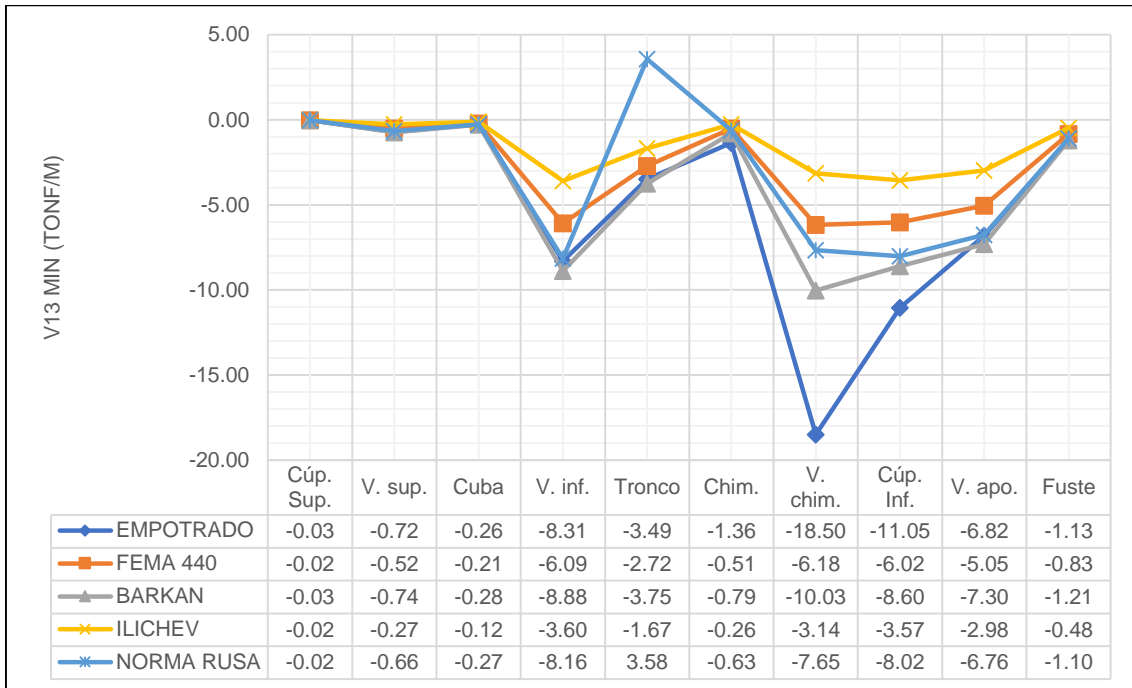


Figura 67. Fuerza cortante V13 MIN para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

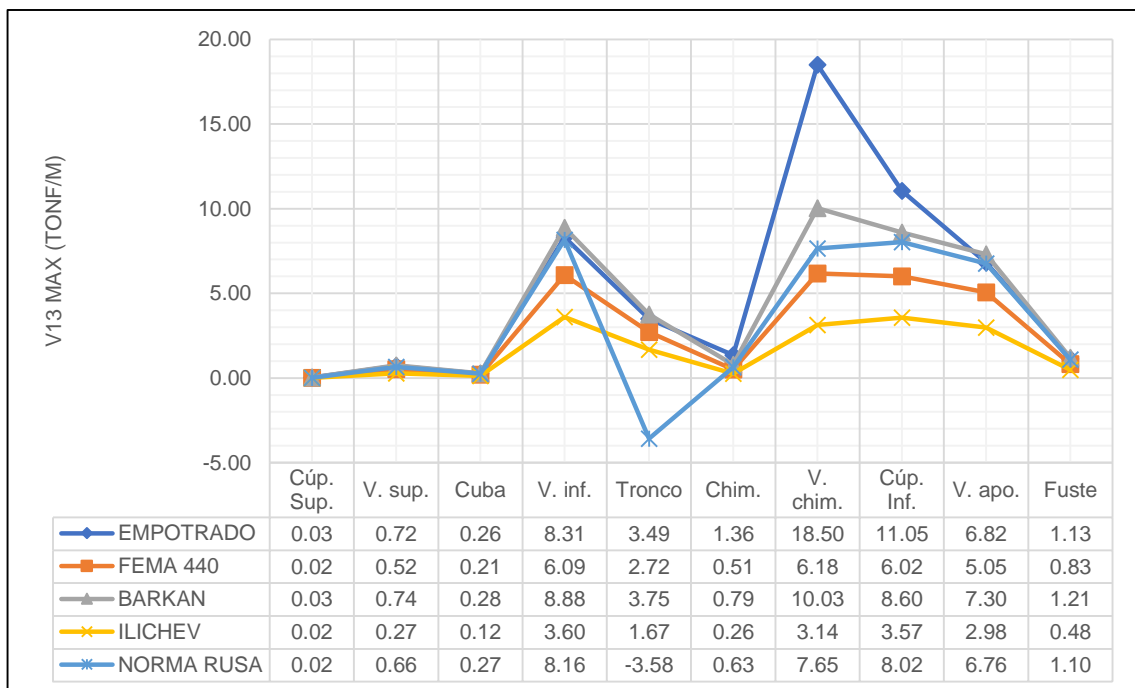


Figura 68. Fuerza cortante V13 MAX para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

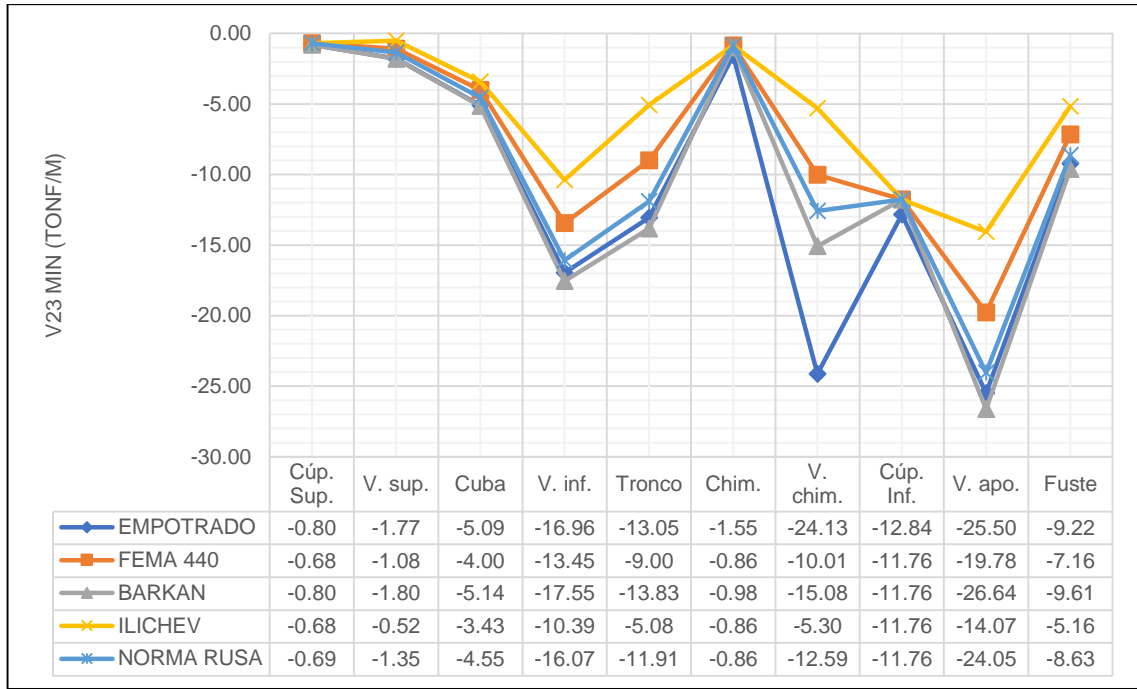


Figura 69. Fuerza cortante V23 MIN para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

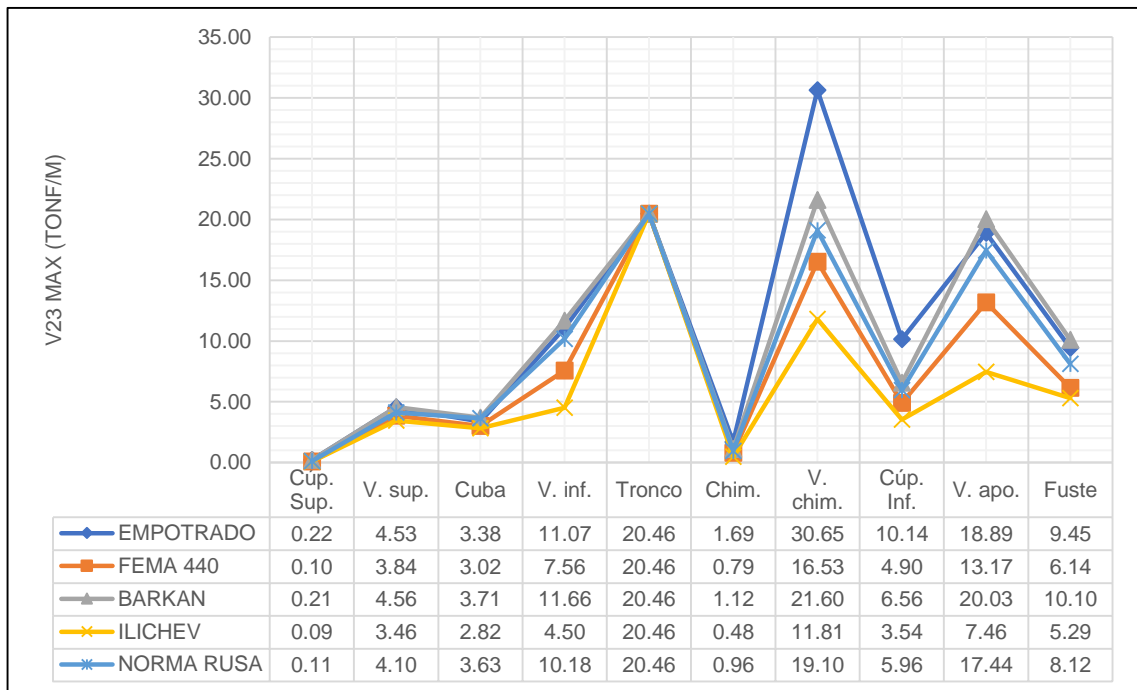


Figura 70. Fuerza cortante V23 MAX para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

Tabla 81. Variación porcentual de los esfuerzos internos con respecto al modelo empotrado en la base

Método	Elemento	F11 (Tonf/m)		F22 (Tonf/m)		M11 (Tonf-m/m)		M22 (Tonf-m/m)		V13 (Tonf/m)		V23 (Tonf/m)	
		MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
FEMA 440	Cúpula superior	0.00%	-16.00%	-15.70%	-47.75%	-15.92%	-18.17%	-15.93%	-33.11%	-25.00%	-25.00%	-14.96%	-56.62%
	Viga anular superior	-36.39%	-15.97%	-15.78%	-42.90%	-23.47%	-27.46%	-12.36%	-17.42%	-27.41%	-27.41%	-38.95%	-15.23%
	Cuba cilíndrica	-26.08%	0.00%	-19.02%	-36.35%	-16.26%	-22.71%	-15.71%	-22.33%	-17.58%	-17.58%	-21.39%	-10.49%
	Viga anular inferior	-26.12%	0.00%	-20.16%	-32.66%	-22.99%	-26.76%	-18.90%	-30.48%	-26.71%	-26.71%	-20.70%	-31.72%
	Tronco cónico	-23.90%	0.00%	-20.44%	-30.11%	-28.72%	-20.01%	-26.87%	-3.94%	-22.07%	-22.07%	-31.05%	0.00%
	Chimenea	-46.73%	-59.27%	-52.68%	-60.39%	-53.59%	-56.68%	-35.56%	-55.39%	-62.89%	-62.89%	-44.65%	-53.20%
	Viga de chimenea	0.00%	-58.94%	-52.32%	-59.18%	-61.17%	-51.58%	-58.43%	-46.96%	-66.61%	-66.61%	-58.52%	-46.08%
	Cúpula inferior	-17.64%	-31.80%	0.00%	-54.58%	-31.66%	-42.50%	0.00%	-47.36%	-45.58%	-45.59%	-8.40%	-51.66%
	Viga de apoyo	-23.52%	-31.83%	0.00%	-28.86%	-28.11%	-23.02%	-31.08%	-22.63%	-25.85%	-25.85%	-22.44%	-30.29%
	Fuste cilíndrico	-23.06%	-21.16%	-9.43%	-11.74%	-22.72%	-21.62%	-22.72%	-21.62%	-26.99%	-26.99%	-22.38%	-35.01%
Barkan	Cúpula superior	0.00%	0.85%	-1.59%	-3.16%	-1.19%	-5.06%	-1.32%	-4.59%	-3.57%	-3.57%	-0.50%	-2.28%
	Viga anular superior	1.79%	0.79%	0.37%	1.01%	3.10%	3.62%	0.98%	0.50%	3.64%	3.64%	1.52%	0.60%
	Cuba cilíndrica	6.83%	0.00%	2.85%	5.50%	5.56%	7.77%	5.54%	7.88%	8.98%	8.98%	0.92%	9.80%
	Viga anular inferior	6.96%	0.00%	3.66%	5.92%	5.96%	6.93%	3.81%	6.14%	6.91%	6.91%	3.51%	5.38%
	Tronco cónico	4.10%	0.00%	4.33%	6.37%	6.49%	5.00%	6.03%	4.49%	7.55%	7.55%	5.98%	0.00%
	Chimenea	-30.18%	-38.29%	-34.46%	-39.51%	-37.66%	-36.38%	-35.56%	-35.32%	-42.03%	-42.03%	-36.73%	-33.87%
	Viga de chimenea	0.00%	-37.94%	-33.83%	-38.27%	-40.28%	-33.97%	-37.41%	-30.07%	-45.79%	-45.79%	-37.52%	-29.54%
	Cúpula inferior	4.12%	5.47%	0.00%	-33.80%	-2.15%	-17.59%	0.00%	-30.26%	-22.18%	-22.18%	-8.40%	-35.29%
	Viga de apoyo	4.08%	5.52%	0.00%	6.88%	6.48%	5.31%	5.80%	4.22%	7.14%	7.14%	4.46%	6.02%
	Fuste cilíndrico	4.24%	8.71%	19.55%	21.70%	14.95%	13.59%	14.94%	13.58%	6.90%	6.90%	4.15%	6.86%
Ilichev	Cúpula superior	0.00%	-30.94%	-19.71%	-77.11%	-17.82%	-18.17%	-16.58%	-33.11%	-32.14%	-32.14%	-14.96%	-58.45%
	Viga anular superior	-69.96%	-30.70%	-26.23%	-74.68%	-52.82%	-61.77%	-23.32%	-18.57%	-61.68%	-61.68%	-70.80%	-23.66%
	Cuba cilíndrica	-57.32%	0.00%	-34.79%	-65.78%	-41.80%	-40.71%	-40.99%	-39.21%	-53.52%	-53.52%	-32.69%	-16.44%
	Viga anular inferior	-58.48%	0.00%	-38.84%	-62.92%	-48.97%	-57.00%	-38.71%	-62.44%	-56.70%	-56.70%	-38.74%	-59.35%
	Tronco cónico	-46.03%	0.00%	-22.04%	-60.75%	-59.46%	-20.01%	-44.38%	-3.94%	-52.05%	-52.05%	-61.07%	0.00%
	Chimenea	-58.73%	-78.50%	-69.04%	-79.15%	-53.59%	-75.47%	-35.56%	-74.14%	-80.75%	-80.75%	-44.65%	-71.41%
	Viga de chimenea	0.00%	-78.30%	-68.48%	-78.41%	-79.64%	-67.16%	-77.98%	-62.68%	-83.03%	-83.03%	-78.04%	-61.45%
	Cúpula inferior	-17.64%	-61.28%	0.00%	-75.05%	-44.97%	-65.91%	0.00%	-63.27%	-67.75%	-67.75%	-8.40%	-65.06%
	Viga de apoyo	-45.45%	-61.50%	0.00%	-60.05%	-58.40%	-47.82%	-61.18%	-44.55%	-56.28%	-56.28%	-44.84%	-60.53%
	Fuste cilíndrico	-45.11%	-51.58%	-38.97%	-45.80%	-45.35%	-41.20%	-45.35%	-41.20%	-57.52%	-57.52%	-44.04%	-44.01%
Norma Rusa	Cúpula superior	0.00%	-10.31%	-12.70%	-37.37%	-14.01%	-18.17%	-14.32%	-33.11%	-21.43%	-21.43%	-14.09%	-52.05%
	Viga anular superior	-23.56%	-10.34%	-11.55%	-31.41%	-7.31%	-8.55%	-7.59%	-9.82%	-8.39%	-8.39%	-24.01%	-9.40%
	Cuba cilíndrica	-1.97%	0.00%	-9.70%	-17.01%	-1.69%	-2.36%	-1.53%	-2.18%	4.30%	4.30%	-10.57%	7.64%
	Viga anular inferior	-3.08%	0.00%	-7.12%	-11.54%	-1.80%	-2.10%	-5.90%	-9.52%	-1.83%	-1.83%	-5.24%	-8.03%
	Tronco cónico	-7.18%	0.00%	-5.24%	-7.72%	-5.60%	-4.32%	-8.33%	-3.94%	-202.67%	-202.67%	-8.73%	0.00%
	Chimenea	-38.49%	-48.83%	-43.88%	-50.30%	-48.03%	-46.39%	-35.56%	-45.05%	-53.71%	-53.71%	-44.65%	-43.18%
	Viga de chimenea	0.00%	-48.39%	-43.07%	-48.71%	-51.35%	-43.30%	-47.72%	-38.35%	-58.62%	-58.62%	-47.85%	-37.67%
	Cúpula inferior	-7.15%	-9.51%	0.00%	-40.78%	-8.78%	-23.18%	0.00%	-38.63%	-27.41%	-27.41%	-8.40%	-41.16%
	Viga de apoyo	-7.17%	-9.70%	0.00%	-6.18%	-4.29%	-3.51%	-8.85%	-6.45%	-0.84%	-0.84%	-5.70%	-7.69%
	Fuste cilíndrico	-6.59%	6.00%	16.93%	18.66%	5.62%	4.13%	5.62%	4.13%	-2.74%	-2.74%	-6.42%	-14.06%

Fuente: elaboración propia.

3.9.4. Cuantía de acero

Tabla 82. Cuantía de acero para cada elemento estructural

Método	Elemento	As (cm ²)	b (cm)	h (cm)	ρ
Empotrado	Cúpula superior	15.38	100.00	11.25	0.0137
	Viga anular superior	31.31	45.00	45.00	0.0155
	Cuba cilíndrica	72.60	100.00	35.00	0.0207
	Viga anular inferior	170.60	90.00	90.00	0.0211
	Tronco cónico	113.61	100.00	50.00	0.0227
	Chimenea	29.69	100.00	20.00	0.0148
	Viga de chimenea	27.05	45.00	45.00	0.0134
	Cúpula inferior	70.73	100.00	40.00	0.0177
	Viga de apoyo	56.69	50.00	50.00	0.0227
Fuste cilíndrico	89.65	100.00	30.00	0.0299	
FEMA 440	Cúpula superior	13.79	100.00	11.25	0.0123
	Viga anular superior	29.33	45.00	45.00	0.0145
	Cuba cilíndrica	72.60	100.00	35.00	0.0207
	Viga anular inferior	170.60	90.00	90.00	0.0211
	Tronco cónico	111.50	100.00	50.00	0.0223
	Chimenea	20.84	100.00	20.00	0.0104
	Viga de chimenea	27.05	45.00	45.00	0.0134
	Cúpula inferior	56.65	100.00	40.00	0.0142
	Viga de apoyo	50.99	50.00	50.00	0.0204
Fuste cilíndrico	75.87	100.00	30.00	0.0253	
Barkan	Cúpula superior	15.38	100.00	11.25	0.0137
	Viga anular superior	31.31	45.00	45.00	0.0155
	Cuba cilíndrica	72.60	100.00	35.00	0.0207
	Viga anular inferior	170.60	90.00	90.00	0.0211
	Tronco cónico	116.03	100.00	50.00	0.0232
	Chimenea	20.84	100.00	20.00	0.0104
	Viga de chimenea	27.05	45.00	45.00	0.0134
	Cúpula inferior	70.73	100.00	40.00	0.0177
	Viga de apoyo	59.54	50.00	50.00	0.0238
Fuste cilíndrico	105.56	100.00	30.00	0.0352	
Ilichev	Cúpula superior	12.67	100.00	11.25	0.0113
	Viga anular superior	25.37	45.00	45.00	0.0125
	Cuba cilíndrica	72.60	100.00	35.00	0.0207
	Viga anular inferior	170.60	90.00	90.00	0.0211
	Tronco cónico	111.50	100.00	50.00	0.0223
	Chimenea	20.84	100.00	20.00	0.0104
	Viga de chimenea	27.05	45.00	45.00	0.0134
	Cúpula inferior	56.65	100.00	40.00	0.0142
	Viga de apoyo	50.99	50.00	50.00	0.0204
Fuste cilíndrico	44.77	100.00	30.00	0.0149	
Norma Rusa	Cúpula superior	14.25	100.00	11.25	0.0127
	Viga anular superior	29.33	45.00	45.00	0.0145
	Cuba cilíndrica	72.60	100.00	35.00	0.0207
	Viga anular inferior	170.60	90.00	90.00	0.0211
	Tronco cónico	111.50	100.00	50.00	0.0223
	Chimenea	20.84	100.00	20.00	0.0104
	Viga de chimenea	27.05	45.00	45.00	0.0134
	Cúpula inferior	67.48	100.00	40.00	0.0169
	Viga de apoyo	53.84	50.00	50.00	0.0215
Fuste cilíndrico	102.32	100.00	30.00	0.0341	

Fuente: elaboración propia.

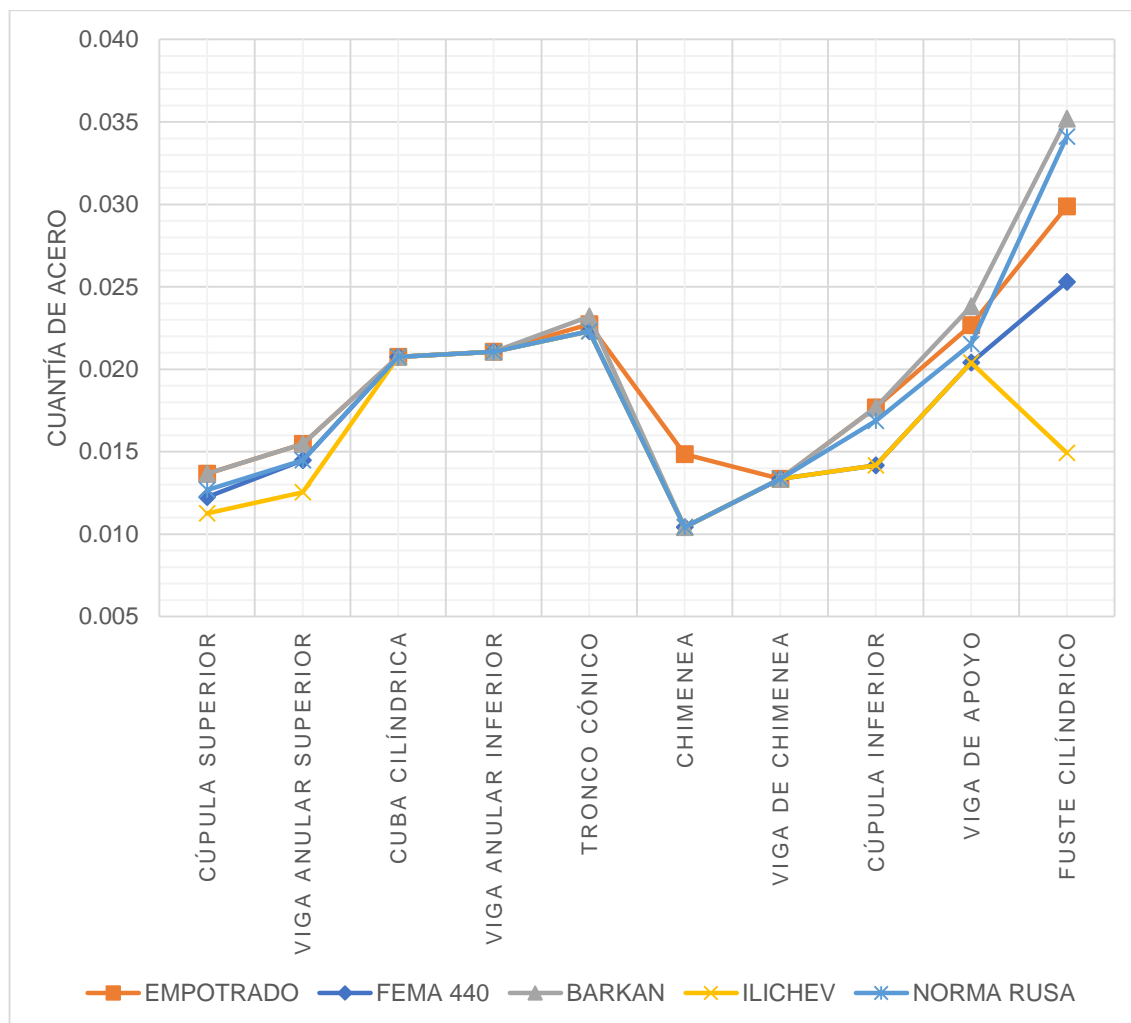


Figura 71. Cuantía de acero para cada elemento estructural

Fuente: elaboración propia.

Tabla 83. Variación porcentual de la cuantía de acero con respecto al modelo empotrado en la base

Elemento	Modelo de interacción suelo-estructura			
	FEMA 440	Barkan	Ilichev	Norma Rusa
Cúpula superior	-10.38%	0.00%	-17.65%	-7.35%
Viga anular superior	-6.32%	0.00%	-18.97%	-6.32%
Cuba cilíndrica	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Viga anular inferior	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Tronco cónico	-1.86%	2.12%	-1.86%	-1.86%
Chimenea	-29.82%	-29.82%	-29.82%	-29.82%
Viga de chimenea	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Cúpula inferior	-19.90%	0.00%	-19.90%	-4.59%
Viga de apoyo	-10.06%	5.03%	-10.06%	-5.03%
Fuste cilíndrico	-15.37%	17.75%	-50.07%	14.13%
Promedio	-9.37%	-0.49%	-14.83%	-4.08%

Fuente: elaboración propia.

IV. Discusión

Según concluye Mejia (2017), en su tesis de licenciatura “Interacción dinámica suelo-estructura”, existe una considerable diferencia en el análisis estructural según la normativa nacional, en ese caso México, donde existe una mayor incertidumbre obteniendo un diseño ambiguo y costoso; y el análisis considerando interacción dinámica suelo-estructura. Ese caso, es relacionado con la presente investigación debido a que Perú tampoco cuenta con una normativa que establezca lineamientos claros para la aplicación de la flexibilidad del suelo en el diseño sísmico de estructuras. Como se mencionó en la realidad problemática, la Norma E.030 no brinda indicaciones para la aplicación de la interacción suelo-estructura. Por lo tanto, según lo expuesto en los resultados de esta investigación, también se considera que la interacción suelo-estructura libera de la ambigüedad al diseño de estructuras en suelos flexibles y, de acuerdo a la tabla 80, reduce el costo de la estructura, ya que generalmente la cuantía de acero se reduce en todos los modelos de interacción suelo-estructura aplicados, siendo 14.83% el máximo porcentaje de reducción correspondiente al modelo Ilichev.

Por otro lado, Tejaswini y Sridhar (2016) en su investigación “Comparative study on behavior of elevated water tank with soil structure interaction subjected to seismic load using SAP 2000” determinaron que, en todos sus casos de estudio realizados para suelos suaves o blandos, el desplazamiento lateral de la estructura es mayor considerando la interacción suelo-estructura. Esto concuerda con el presente estudio, ya que, el suelo que se presenta para la fundación del reservorio Cercado de Sechura, según los estudios de suelos expuestos en los anexos, es arena limosa y en consecuencia suelo suave o blando. Por lo cual, haciendo uso también del programa SAP 2000, se obtuvo que los desplazamientos laterales también incrementan considerablemente. Para el análisis sísmico estático, los mayores valores de desplazamiento lateral corresponden al modelo V.A. Ilichev, que según la tabla 75, incrementan en 395.77%; además, en la tabla 74 se puede apreciar incluso que las derivas superan lo limitado por la Norma E.030. En cambio, para el análisis sísmico dinámico, el modelo FEMA 440 presenta el mayor incremento porcentual con 289.11% según la tabla 77 y según la tabla 76 se supera la deriva admisible en el nivel de la viga inferior.

Moreno (2015) en su tesis de titulación “Análisis sísmico de depósitos elevados y estudio sobre la interacción suelo-estructura” precisó que, el mejor comportamiento para obtener resultados cercanos a la realidad, se obtiene modelando la estructura según lo propuesto por Housner. Siendo así que, en esta investigación se utilizó el procedimiento del ACI 350.3 que está basada en los estudios de Housner. Complementariamente, en la tabla

31 se presentaron las propiedades de los componentes del líquido, resultando que 46.57% es impulsivo (masa fija) y 50.34% es convectivo (masa móvil) y dichas masas sumadas representan una reducción del 3.09% del líquido total almacenado, siendo aceptable. Además, Moreno (2015) también afirma que se verificó que la masa convectiva del líquido almacenado presenta desplazamientos mayores que la masa impulsiva. Esto queda demostrado en esta investigación en los periodos de vibración obtenidos para el modo convectivo e impulsivo, mostrados en la tabla 72 y gráficamente en la figura 55. Siendo así que, en todos los modelos se obtuvo que el periodo de vibración convectivo es mayor al impulsivo, por lo tanto, la amplitud que presentan (desplazamiento) es mayor para el modo convectivo y menor para el modo impulsivo, ya que son directamente proporcionales.

A nivel nacional, según Garay (2017) en su tesis de titulación “Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto “Multifamiliar los Balcones del Valle” barrio Columbo-Cajamarca” obtuvo que la interacción suelo-estructura influye en la respuesta sísmica de un edificio. Si bien la estructura tratada en esta investigación es un reservorio elevado también se presenta la misma tendencia de comportamiento estructural al aplicar la interacción suelo-estructura, puesto que, según la tabla 73, los periodos se prolongan, según la tabla 75 y tabla 77, los desplazamientos también se incrementan y, según la tabla 78, las fuerzas internas se reducen. Cabe mencionar que, un reservorio elevado, al ser una estructura de representación estructural tipo péndulo invertido, es más propensa a mayores variaciones, siendo ese el motivo por el cual, en algunos modelos de interacción suelo-estructura, se presentan valores muy distantes al modelo empotrado en la base.

Lazo (2015) en su tesis para obtener el título de Ingeniero Civil “Diseño y análisis sísmico de reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica” concluyó que el diseño estructural de un tanque elevado presenta una mayor demanda de esfuerzos a compresión y tracción. Esto concuerda, según las tablas de diseño, con el fuste cilíndrico, ya que este elemento presentó mayor consideración en el diseño por compresión y tracción debido a las fuerzas axiales. Además, Lazo (2015) menciona también que la viga de apoyo y la pared de la cuba se dan mayores esfuerzos de flexión. Pero, en esta investigación también se presentaron mayores consideraciones para las fuerzas axiales, específicamente en el diseño por tracción, por lo cual se fue más exigente en esa verificación.

Por último, Quezada y Salinas (2014) en su tesis de licenciatura “Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300 m³ en la ciudad de Trujillo” concluyeron que para un reservorio elevado es necesario un mayor factor de seguridad debido a que se trata de una estructura especial, por lo que el cortante dinámico no debe ser menor al 90% del cortante estático, aunque sea una estructura regular. En el diseño del reservorio Cercado de Sechura, también se consideró dicho porcentaje para realizar el diseño luego de una corrección por factor de escala, este procedimiento se pudo apreciar aplicativamente en la figura 44, donde el factor de escala resultó 1.101 para incrementar el cortante dinámico de 2051.87 Tonf al 90% de 2509.46 Tonf, que representa el cortante estático según la Norma E.030 complementada con el ACI 350.3. Además, el diseño estructural también se realizó mediante el método de elementos finitos a través del programa SAP 2000.

V. Conclusiones

La interacción suelo-estructura **prolonga** el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. La prolongación del periodo consiste en un incremento de 147.21% de la estructura y el líquido fijo (modo impulsivo) para el modelo FEMA 440 con respecto al modelo empotrado a la base. Por otra parte, el cambio menos significativo es para el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov donde se presentó un incremento de 40.12% para el modo impulsivo. Por otra parte, el cambio más significativo corresponde al modelo V.A. Ilichev del cual se obtuvo un incremento de 336.06% para el modo impulsivo. Por último, el modelo que sugiere Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 se obtuvieron incrementos de 77.48% para el modo impulsivo. Cabe mencionar que, el periodo del líquido móvil (modo convectivo) también se prolonga, pero no es tan considerable, puesto que la máxima variación porcentual, con respecto al modelo empotrado en la base, es 4.12% (V.A. Ilichev) y la mínima es 0.49% (D.D. Barkan – O.A. Savinov). Además, la prolongación del periodo de vibración provoca un aumento de los desplazamientos laterales y una reducción del cortante basal.

La interacción suelo-estructura **incrementa** el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. Primero, el incremento promedio, con respecto al modelo empotrado en la base, que se da para el análisis sísmico estático corresponde a 191.59% para el modelo FEMA 440, 76.46% para el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov, 395.77%, siendo el más considerable, para el modelo V.A. Ilichev y 86.26% para el modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Segundo, en el análisis dinámico se obtuvieron incrementos promedio de 289.11% para el modelo FEMA 440, siendo en este caso el más considerable, también 86.56% para el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov, 94.93% para el modelo V.A. Ilichev y 101.15% para el modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Además, el incremento de los desplazamientos laterales hace que la estructura tienda a superar el límite de deriva que establece la Norma E.030.

La interacción suelo-estructura **reduce** los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. Siendo así que, con respecto al modelo empotrado en la base, el modelo FEMA 440, no presenta ningún incremento de esfuerzos internos, en cambio se presentan casos en los que estos se mantienen igual y, en su mayoría, se reducen. Siendo así que, para las fuerzas axiales se presentan variaciones porcentuales, con respecto al modelo empotrado, de -60.39% hasta 0.00%, para los momentos flectores varían de -61.17% a 0.00% y las fuerzas cortantes de -66.61% a 0.00%. Por otro lado, para

el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov, se presentaron mayores casos en los que los esfuerzos aumentan, pero también existe una cantidad considerable en el que se reducen. Entonces, las fuerzas axiales varían de -39.51% hasta 21.70%, los momentos flectores tienen variaciones porcentuales de -40.28% a 14.95% y las fuerzas cortantes van de -45.79% hasta 9.80%, con respecto al modelo empotrado en la base. Similarmente, el modelo V.A. Ilichev presenta los mismos casos de reducción de esfuerzos internos al primer modelo mencionado, pero con mayores porcentajes de reducción. Ahora, las fuerzas axiales varían porcentualmente de -79.15% a 0.00%, los momentos flectores de -79.64% a 0.00% y las fuerzas cortantes de -83.03% a 0.00%. Por último, el modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 se presenta algunos incrementos de esfuerzos en la cuba y fuste cilíndrico, pero de manera general predomina la reducción de esfuerzos. Por lo que, con respecto al modelo empotrado, las fuerzas axiales varían de -50.30% a 18.66%, los momentos flectores de -51.35% a 5.62% y las fuerzas cortantes de -202.67% hasta 7.64%. Además, la reducción de esfuerzos internos justifica que en el diseño se opte por una disminución de la cantidad de acero de refuerzo o las dimensiones de los elementos estructurales.

La interacción suelo-estructura **disminuye** la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. Esto debido a que, con respecto al modelo empotrado en la base, para el modelo FEMA 440 existe una reducción de la cuantía de acero en todos los elementos estructurales, a excepción de la cuba cilíndrica, viga inferior y viga de chimenea donde la cuantía mantiene el mismo valor que el modelo empotrado, presentando una reducción promedio en toda la estructura de 9.37%. Por otro lado, para el caso de modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov se presentan incrementos de la cuantía de acero en el tronco cónico, viga de apoyo y fuste cilíndrico, y reducciones solo en la chimenea, para los demás elementos estructurales se mantuvo la misma cuantía, resultado una reducción promedio de solo el 0.49% para toda la estructura, siendo así que se podría considerar despreciable. Complementariamente, los modelos V.A. Ilichev y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 presentan reducción de la cuantía de acero en los mismos elementos estructurales que el modelo FEMA 440, pero la reducción promedio en toda la estructura incrementa para Ilichev a 14.83% y para la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 disminuye a 4.08%. Además, la disminución de la cuantía de acero provocaría una parcial reducción del costo de la estructura.

Por lo tanto, se concluye que, la interacción suelo-estructura influye considerablemente en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018. Esto queda demostrado con la prolongación del periodo de vibración en los modos impulsivo y convectivo, el gran aumento de los desplazamientos laterales debido a la sollicitación sísmica, la disminución de los esfuerzos internos en la mayoría de elementos estructurales y la reducción de la cuantía de acero para todos los modelos de interacción suelo-estructura.

VI. Recomendaciones

Se recomienda extender este tema de investigación aplicando el procedimiento a diversos tamaños de tanque para almacenamiento, a diversas alturas de fuste y considerando también los estados de capacidad del tanque, ya sea vacío, a media capacidad y así como completamente lleno.

También se recomienda realizar, de manera complementaria, el análisis sísmico con métodos no lineales, ya sea mediante el análisis de tiempo-historia y Pushover. Por lo que se obtendrían resultados más variados de cómo la interacción-suelo estructura influye los modelos de análisis sísmicos.

En lo que respecta a la interacción suelo-estructura, se recomienda la aplicación de otros modelos y diferentes tipos de suelos flexibles, ya que así se crea una mayor fuente de información para demás estudiantes y profesionales relacionados a este tema estructural. Además, evaluar la influencia en la subestructura, que en este caso la cimentación consistió en una gran zapata.

Considerar que algunos de los resultados obtenidos muestran desplazamientos laterales que superan la limitación establecida por la Norma E.030. Por lo tanto, queda a consideración la elección del modelo de interacción suelo-estructura a escoger para el diseño final en un proyecto determinado. Cabe recalcar que, si bien los desplazamientos laterales aumentan, que sería desfavorable debido a la normativa nacional, también se presenta una reducción de la cuantía de acero refuerzo, que sería favorable económicamente.

Por último, se recomienda realizar una comparación específica del costo de la estructura para los modelos de interacción suelo-estructura con respecto al modelo empotrado en la base; determinando así su influencia.

VII. Referencias bibliográficas

ABANTO, Walter. Diseño y desarrollo del proyecto de investigación [en línea]. Perú: Universidad César Vallejo, 2014 [fecha de consulta: 04 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/2rqXam>

ACI 350.3. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2001.

ACI 350.3. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2006.

ISBN: 0-087031-222-7

ARIAS, Fidas. El Proyecto de Investigación: Guía para su elaboración [en línea]. 3.^a ed. Caracas: Episteme, 1999 [fecha de consulta: 07 de junio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/UTPnQ8>

ISBN: 980-07-3868-1

ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. California: Applied Technology Council, 1996 [fecha de consulta: 10 de julio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/YqMU7w>

BORJA, Manuel. Metodología de la investigación científica para ingenieros [en línea]. Chiclayo: Ing. Manuel Borja Suárez, 2012 [fecha de consulta: 18 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/BAsNVw>

CENTTY, Deymor. Manual metodológico para el investigador científico [en línea]. Arequipa: Universidad nacional de san Agustín de Arequipa, 2006 [fecha de consulta: 07 de junio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/WBuheH>

ISBN-13: 978-84-693-6120-7

FEMA 440. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2005 [fecha de consulta: 10 de julio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/kgNKhu>

FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000 [fecha de consulta: 10 de julio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/FWSxGt>

GALLARDO, Yolanda y MORENO, Adonay. Aprender a investigar Módulo 3: Recolección de la información [en línea]. Cali: ICFES, 1999 [fecha de consulta: 07 de junio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/cd1vJK>

ISBN: 958-9279-14-7

GARAY, Rigo. Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto “Multifamiliar los Balcones del Valle. Tesis (Ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, 2017. Disponible en: <https://goo.gl/MEMXKa>

GARCÍA, Julia. Estudios descriptivos [en línea]. España: Nure Investigación, 2004 [fecha de consulta: 04 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/zG1teX>

GOOGLE Earth. Ubicación geográfica del reservorio elevado existente RE-02. Piura: Google Earth Pro, 2017.

HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, María. Metodología de la investigación [en línea]. 6.^a ed. México: McGraw-Hill, 2014 [fecha de consulta: 04 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/ZdQWns>

ISBN: 978-1-4562-2396-0

HOUSNER, George. Dynamic behavior of water tanks. Bulletin of the Seismological Society of the America [en línea]. Febrero, 1963, n.º 2 [fecha de consulta: 05 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/mmDw8t>

HUAMANI, Hans. Diseño estructural de un reservorio elevado tipo fuste de concreto armado. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2015. Disponible en: <https://goo.gl/mHWJJ4>

LAZO, Gloria. Diseño y análisis sísmico de reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica. Tesis (Ingeniero Civil). Huancavelica: Universidad Nacional de Huancavelica, 2015. Disponible en: <https://goo.gl/sgaCZR>

LIVAOGLU, R. y DOGANGUN, A. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction [en línea]. Turkey: Journal of Fluids and Structures, 2006 [fecha de consulta: 04 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/99CHwA>

MEJIA, Luis. Interacción Dinámica Suelo-Estructura. Tesis (Ingeniero Civil). Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México, 2017. Disponible en: <https://goo.gl/jmZBY6>

MIRANDA, Eduardo. Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura. En: CENAPRED. Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras [en línea]. México: CENAPRED, 1999 [fecha de consulta: 05 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/Pjpxf4>

MORENO, Pablo. Análisis sísmico de depósitos elevados y estudio sobre la interacción suelo-estructura. Tesis (Ingeniero Industrial). Sevilla: Universidad de Sevilla, 2015. Disponible en: <https://goo.gl/Cq7wn9>

MUNICIPALIDAD Provincial de Sechura. Memoria descriptiva. En su: Proyecto Mejoramiento y ampliación del servicio de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Sechura del distrito de Sechura; provincia de Sechura – Piura. Piura: Consorcio consultor Sechura, 2017.

NAMAKFOROOSH, Mohammad. Metodología de la investigación [en línea]. 2.^a ed. México: Limusa, 2005 [fecha de consulta: 07 de junio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/7k1JEi>

ISBN: 968-18-5517-8

NEHRP. FEMA P-750 Recommended seismic provisions for new buildings and other structures [en línea]. Washington D.C.: FEMA, 2009 [fecha de consulta: 17 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/c53LXE>

NIST. Soil-structure interaction for building structures [en línea]. Gaithersburg: NEHRP Consultants Joint Venture, 2012 [fecha de consulta: 17 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/xSH7qQ>

NORMA E.030 Diseño sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones [en línea]. Lima: El Peruano, 2016 [fecha de consulta: 17 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/4QY85x>

NORMA E.060 Concreto armado. Reglamento Nacional de Edificaciones [en línea]. Lima: El Peruano, 2009 [fecha de consulta: 10 de julio del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/XNSnAM>

QUEZADA, Wilder y SALINAS, Angela. Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300 m³ en la ciudad de Trujillo. Tesis (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2014. Disponible en: <https://goo.gl/NY3Jcs>

QUISPE, Ebherlin. Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600 m³. Tesis (Ingeniero Civil). Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín, 2013. Disponible en: <https://goo.gl/SsVcpX>

RIVERA, Julio. Análisis sísmico de reservorios elevados con estructura cilíndrica de soporte. Tesis (Magíster en Ciencias). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 1984. Disponible en: <https://goo.gl/MSn6Tr>

SORIANO, A. Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento. *Revista Física de la Tierra* [en línea]. 1989, n°1 [fecha de consulta: 03 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/QALr6U>

TEJASWINI, M. y SRIDHAR, R. Comparative study on behavior of elevated water tank with soil structure interaction subjected to seismic load using SAP 2000. *International Journal of Research in Engineering and Technology* [en línea]. Setiembre 2016, n°9. [fecha de consulta: 18 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/CqjTjf>

ISSN: 2319-1163

VARGAS, Zoila. La investigación aplicada: una forma de conocer las realidades con evidencia científica [en línea]. Costa Rica: Universidad de Costa Rica, 2009 [fecha de consulta: 04 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/TYLSUt>

VILLAREAL, Genner. Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas [en línea]. Lima: GVC, 2009 [fecha de consulta: 04 de mayo del 2018]. Disponible en: <https://goo.gl/KQ2Koc>

Anexos

Anexo I. Matriz operacional

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Valor
Independiente Interacción suelo-estructura	La interacción suelo-estructura es la alteración del movimiento del suelo base debido a la presencia de una estructura, puesto que, mientras la presencia de la estructura modifica el movimiento en su base, existe una interacción (Miranda, 1999, p. 103).	La interacción suelo-estructura es intervenida mediante un enfoque de subestructura que implica la evaluación en base a funciones de impedancia que representa la flexibilidad del suelo en coeficientes de rigidez y amortiguamiento, para lo cual se ha considerado los modelos dinámicos propuestos por FEMA 440, D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.	Flexibilidad del suelo	Tipo de suelo	Nominal
				Módulo de elasticidad	
				Coefficiente de Poisson	
				Peso específico	
				Capacidad portante	
			Modelamiento estructural	Angulo de fricción interna	
				Coefficientes del modelo dinámico FEMA 440	
				Coefficientes del modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov	
Coefficientes del modelo dinámico V.A. Ilichev					
Coefficientes del modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87					
Dependiente Análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze	Los reservorios o tanques son estructuras especialmente diseñadas y construidas con el propósito de almacenar fluidos tales como el agua y compensar las variaciones de los consumos. Además, los reservorios tipo Intze, que obtienen ese nombre honrando a Otto Intze, ingeniero hidráulico alemán, poseen una configuración geométrica asegurando que sus elementos estructurales estén sometidos principalmente a compresión, de esa forma de optimizan sus espesores y la capacidad de almacenamiento (Quispe, 2013, pp. 5-38).	Para el análisis y diseño de los reservorios elevados tipo Intze se evalúan las principales características estructurales, que son el período de vibración, desplazamiento lateral, esfuerzos internos y cuantía de acero, mediante la aplicación de los modelos de análisis sísmico estático y dinámico de acuerdo a las consideraciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y estándar ACI 350.3-06 considerando y no la interacción suelo-estructura.	Período de vibración	Resultados del análisis sísmico estático y dinámico con y sin interacción suelo-estructura	Continuo
			Desplazamiento lateral		
			Esfuerzos internos		
			Cuantía de acero	Resultados del diseño con y sin interacción suelo-estructura	

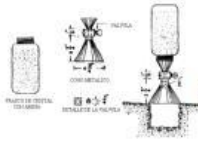
Anexo II. Matriz de consistencia

Título: Influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.

Autor: Elvis Manuel Lozano Jara.

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología	
<p>Problema general ¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?</p> <p>Problemas específicos ¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?</p> <p>¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?</p> <p>¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?</p> <p>¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018?</p>	<p>Objetivo general Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>Objetivos específicos Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p>	<p>Hipótesis general La interacción suelo-estructura influye considerablemente en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>Hipótesis específicas La interacción suelo-estructura prolonga el período de vibración de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>La interacción suelo-estructura incrementa el desplazamiento lateral de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>La interacción suelo-estructura reduce los esfuerzos internos de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p> <p>La interacción suelo-estructura disminuye la cuantía de acero de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018.</p>	<p>Variable independiente</p> <p>Interacción suelo-estructura</p>	<p>Flexibilidad del suelo</p>	Tipo de suelo	<p>Tipo de investigación Según la finalidad: aplicada. Según el nivel de la investigación, alcance y resultados: correlacional. Según su naturaleza: cuantitativa. Según el alcance temporal: transversal.</p> <p>Diseño de investigación Experimental.</p> <p>Método de investigación Correlacional.</p> <p>Técnicas Observación estructurada. Pruebas estandarizadas.</p> <p>Instrumentos Guías de observación y listas de chequeo. Hojas de cálculo. Software SAP 2000 v19.</p>	
					Módulo de elasticidad		
					Coefficiente de Poisson		
					Peso específico		
					Capacidad portante		
					Angulo de fricción interna		
			<p>Modelamiento estructural</p>	<p>Período de vibración</p>	Coefficientes del modelo dinámico FEMA 440		
					Coefficientes del modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov		
					Coefficientes del modelo dinámico V.A. Ilichev		
					Coefficientes del modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87		
					<p>Variable dependiente</p> <p>Desplazamiento lateral</p>		<p>Resultados del análisis sísmico estático y dinámico con y sin interacción suelo-estructura</p>
<p>Cuantía de acero</p>	<p>Resultados del diseño con y sin interacción suelo-estructura</p>						

Anexo III. Informe del estudio de suelos para la investigación



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA ELABORACION DE LA TESIS TITULADA: " INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA EN EL 2018 "



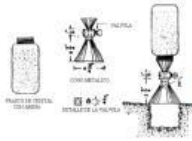
Piura, Noviembre del 2018.



INGELABC
SERVICIOS GENERALES S.A.C.
Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cell/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

1



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA ELABORACION DE LA TESIS
TITULADA: " INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL
ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD
DE SECHURA EN EL 2018 "**

CONTENIDO:

1.0.- ASPECTOS GENERALES.

- 1.1.- INTRODUCCIÓN
- 1.2.- OBJETIVOS Y METAS DEL ÁREA DEL ESTUDIO
- 1.3.- UBICACIÓN Y ACCESO DEL ÁREA DE ESTUDIO
- 1.4.- CLIMA Y VEGETACIÓN

2.0.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA DEL AREA DE ESTUDIO.

- 2.1.- ESTRUCTURAS PRINCIPALES.
- 2.2.- SISMICIDAD
- 2.3.- GEODINAMICA INTERNA Y EXTERNA
- 2.4.- PARÁMETROS PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE.

3.0.- METODOLOGIA DEL ESTUDIO

- 3.1.- TRABAJO DE CAMPO
- 3.2.- EXCAVACIÓN DE CALICATAS
- 3.3.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA.
- 3.4.- ENSAYO NORMAL DE PENETRACION SPT.
- 3.5.- ENSAYOS DE LABORATORIO.
 - 3.4.1.- Contenido de humedad natural.
 - 3.4.2.- Análisis granulométrico por tamizado
 - 3.4.3.- Límite de Consistencia AASHTO – 89 – 60
 - 3.4.4.- Densidad Máxima y Humedad Óptima
 - 3.4.5.- Ensayo de CBR (California Bearing Ratio).
 - 3.4.6.- Ensayo de corte directo de los suelos
 - 3.4.7.- Análisis químico por agresividad de los suelos.
 - 3.4.8.- Perfiles estratigráficos de los suelos.

4.0.- ANALISIS DE SOPORTE DEL TERRENO.

- 4.1.-CAPACIDAD PORTANTE Y ADMISIBLE DE CARGA DEL TERRENO.
- 4.2.-PARÁMETROS PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE.
- 4.3.-AGRESIÓN DEL SUELO AL CONCRETO.
- 4.4.-ANÁLISIS DE LICUACIÓN DE ARENAS.

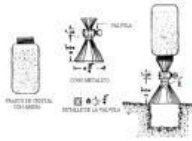
5.0.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

ANEXO TABLAS, GRAFICOS, PANEL FOTOGRAFICO
OTROS ANEXOS.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - C.I.P. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA ELABORACION DE LA TESIS TITULADA: " INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA EN EL 2018 "

1.0.- ASPECTOS GENERALES.

En el marco de la elaboración del presente proyecto surge la necesidad de conocer las características físico mecánicas y químicas del terreno que conformara la sub rasante de fundación donde se ha proyectado la construcción de un **Reservorio**, con sus respectivas obras complementarias para su funcionamiento, razón por la cual la necesidad de elaborar un estudio básico de mecánica de suelos que cumpla con lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones según su NORMA E.050 – SUELOS Y CIMENTACIONES. Así también cumpliendo con las Nomas estipuladas por la ASTM y AASHTO.

1.1.- Introducción.

El Presente Estudio Básico de Mecánica de Suelos realizado con fines de la Elaboración de la **Tesis Titulada: " Influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un reservorio elevado tipo Intze de la ciudad de Sechura en el 2018 "**, a solicitud del **Bach. Elvis Manuel Lozano Jara**.

1.2.- objetivos y metas del Estudio.

Los **objetivos** principales del presente estudio consisten en:

- El objetivo es determinar las propiedades físicas y químicas de los suelos, la capacidad portante y admisible del terreno donde se ha proyectado construir **RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE**; Así mismo con todas sus obras civiles para tal funcionamiento.
- Determinar la profundidad de la Napa freática, si existiera.

La **meta** del presente estudio es el de evitar fallas estructurales o alteraciones que puedan generar retardos en el proceso constructivos o afectarlas después de haberse culminado las obras proyectadas.

1.3.- Ubicación del Área de Estudio.

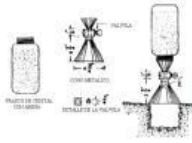
Departamento : PIURA
Provincia : SECHURA
Distrito : SECHURA
Lugar : CERCADO SECHURA.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES S.A.C.

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

3



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

1.4.- Clima y vegetación.

La zona de estudio se encuentra ubicada en una zona sub - tropical, seca y árida con características similares, imperantes en las regiones desérticas donde la temperatura es templada en casi todo el año, con una precipitación pluvial anual de 200 mm. Notándose una diferencia de mayo a setiembre donde la temperatura mínima llega hasta 18 C y la máxima alcanza hasta 26 C; mientras que de octubre a abril la temperatura varía de 25 a 37 C.

Las condiciones climáticas de la zona varían cada cierto ciclo, especialmente cuando se produce el "Fenómeno del Niño", en cuyo periodo las lluvias son intensas de hasta 600 - 800 mm.

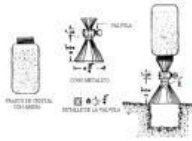
La vegetación predominante en la zona de estudio está representada en un 97 % por Algarrobos y hierba eriaza.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES S.A.C.

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

4



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

2.0.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA DEL AREA DE ESTUDIO.

El área de estudio se ubica en el **DISTRITO DE SECHURA, PROVINCIA DESECHURA, DEPARTAMENTO DE PIURA.**

La zona de estudio corresponde a la zona que forma parte de la Depresión Parandina formada por un relleno sedimentario Cuaternario la que cubre unidades de edad más antigua. Las rocas existentes el área de estudio, presentan edades que fluctúan entre el Terciario Inferior- medio pertenecientes a la Formación Zapallal y Depósitos Cuaternarios; constituidas por materiales sedimentarios poco consolidados.

FORMACION ZAPAYAL (Terciario Medio - Superior)

Corresponde a una secuencia de areniscas intercaladas con lutitas, intensamente meteorizadas, en sus estratos superiores, con espesores que llegan a 150m. de profundidad, sobre los que descansan materiales sedimentarios de edad contemporánea.

DEPOSITOS CUATERNARIOS

Constituidos por una cobertura de depósitos de arenas eólicas de grano medio a fino, poco consolidado, con inclusión de gravilla de grano variado; sin embargo hacia la parte donde se encuentra el Río Piura se presentan suelos aluviales en ambas márgenes, constituidos por suelos arenosos con inclusiones de limos y arcillas, asimismo se observan capas de conglomerados bastante compactados de edad cuaternaria pleistocénica, por debajo de los suelos eólicos y aluviales se presenta una potente capa de arenisca blanco amarillento bastante compactadas, intercaladas con bloques de calizas impuras correspondientes a la Formación Zapallal.

El relieve de la zona es de una topografía suave, con pequeñas y moderadas depresiones por donde drenan las aguas durante las épocas de intensa precipitación pluvial.

En las excavaciones realizadas geológicamente en el área de estudio se encuentra conformado por depósitos Cuaternarios, constituidos por suelos eólicos, representados por arenas de grano medio a fino con inclusión de limos arcillosos, lo que le da al suelo un color pardo-amarillento, con intervención de nivel freático superficial ascendente, lo que le da una consistencia bastante húmeda. Estas arenas limo arcillosas se vuelven inestables y tienden a derrumbarse en condiciones de saturación y a la exposición de esfuerzos.

Existe un sector, donde se observa una intercalación de suelos arcillosos y arenas arcillosas de baja a mediana plasticidad.

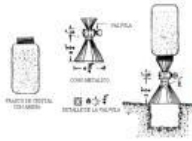
En la zona de estudio, se presentan arenas sueltas y arenas limosas, NO Habiéndose identificado el nivel freático a una profundidad promedio de 6.00m a la fecha de Noviembre del año 2018, donde se ha hecho una verificación en el interior del terreno de estudio.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP: 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

5



2.1.-ESTRUCTURAS PRINCIPALES

La región donde se ubica la zona de estudio se encuentra en la depresión Para-Andina, limitada por la línea de Costa Pacífica al Oeste y las estribaciones de la Cordillera Occidental al Este en donde se observan fallas de tipo normal.

La Depresión se encuentra rellena por materiales de diferente composición, formando canchales de agregados, arcillas, arenas de origen aluvial, eólico ó marino, las que actualmente conforman la llanura costanera, en la que se observan pequeñas depresiones y colinas y que en épocas de grandes avenidas las primeras son inundadas.

2.2.- SISMICIDAD

La Región del Noroeste de los Andes Peruanos y la Costa en particular, se caracteriza por la existencia de la Fosa Peruano-Chilena que constituye una zona de actividad sísmica y tectónica del Planeta separando el Continente Sudamericano de una profunda cuenca oceánica (Placa Pacífica).

En cuanto a sismicidad, el borde continental del Perú, libera el 14% de la energía sísmica del planeta y la zona donde se cimentará el proyecto: "RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE ", Se encuentra en la Región de sismicidad, Zona IV, según las normas peruanas de diseño sísmico.

Las dorsales de Grijalvo y Sarmiento frente al área de Bayóvar - Guayaquil, coinciden con una alta sismicidad, por lo que se puede considerar como potenciales alineaciones sismotectónicas.

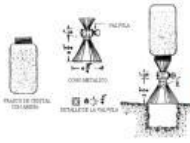
Estudios realizados por Grange et al (1978), revelaron que el buzamiento de la zona de Benioff para el Norte del Perú es por debajo de los 15 °, lo que dá lugar a que la actividad tectónica, como consecuencia directa del fenómeno de subducción de la Placa Oceánica debajo de la Placa Continental, sea menor con relación a la parte Central y Sur del Perú y por lo tanto la actividad sísmica y el riesgo sísmico también disminuyen considerablemente. Desde el punto de vista Neotectónico, la zona de obras proyectadas, no presenta diaclasas, ni fracturas ni fallas de distensión, por lo que no hay evidencias de deformación neotectónica tal como se pudo apreciar en las calicatas que se ejecutaron para el presente estudio.

2.3.- GEODINAMICA INTERNA Y EXTERNA.

La evaluación de peligros identifica la probable ubicación y severidad de fenómenos naturales que podrían afectar a la ciudad y las áreas de expansión previstas, así como la probabilidad de que ocurran en un tiempo y espacio dados.

Estos fenómenos son de dos tipos: de Geodinámica Interna y Geodinámica Externa.

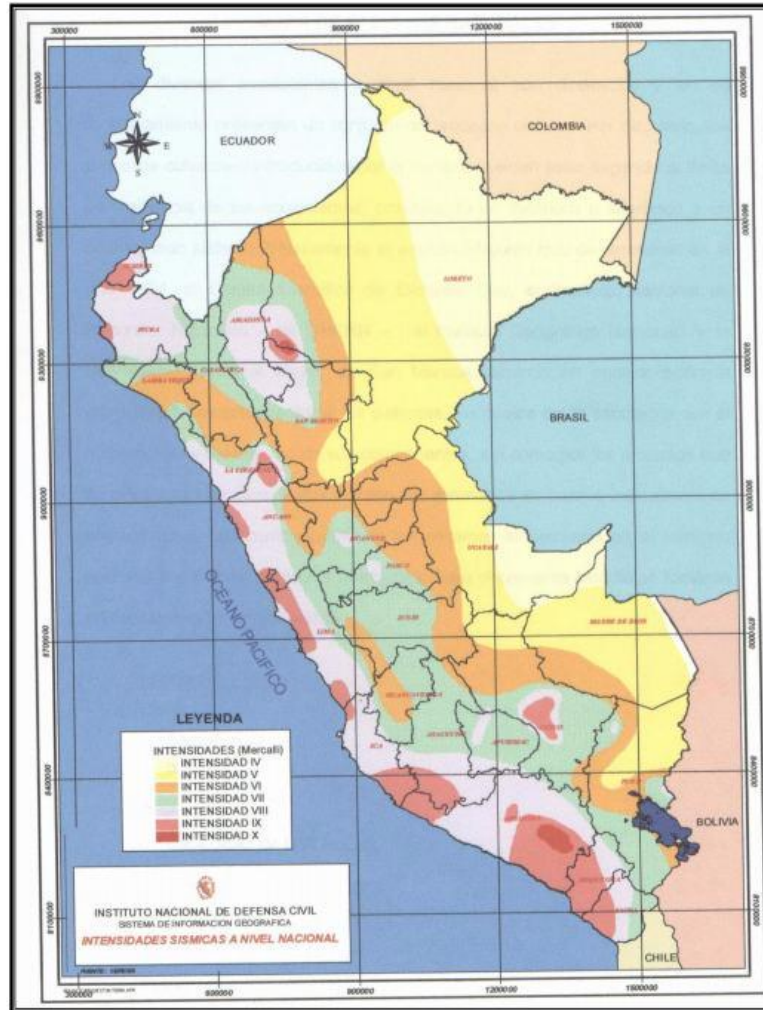
En el Distrito de Piura, Provincia de Piura, Departamento de Piura, la acción pluvial es el principal elemento que condiciona los peligros, e indirectamente condiciona parte de la geodinámica interna y externa del lugar. Puesto que condiciona el nivel freático del lugar así mismo la cercanía a terrenos de cultivos aledaños, razón por lo cual se recomienda tener presente un sistema de drenaje que garantice las obras proyectadas.



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
 CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
 MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

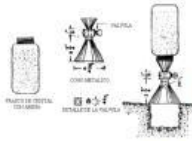
De acuerdo con Lomnitz (1974), la probabilidad de ocurrencia de un sismo de $M_b = 7.5$ es de 59% y la de un sismo de $M_b = 8$ es de 33%.



Mapa de intensidades sísmicas del Perú

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramon Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

2.3.1.- GEODINAMICA INTERNA

Las fuerzas del interior de la tierra a causa del movimiento de la corteza se manifiestan a través de fenómenos como movimientos sísmicos, actividad volcánica y formación de las cordilleras. Todos ellos determinan la geodinámica interna.

La Región Piura, ha sido afectada por movimientos sísmicos de intervalos no periódicos, de los sismos ocurridos en el área de estudio se tiene conocimiento de los siguientes:

- En 1912 sismo de 6.5 grados.
- En 1928 sismo de 7 grados.
- En 1937 sismo de 6 grados en la escala de Richter.
- En Diciembre de 1970 se tiene conocimiento de la ocurrencia de un sismo.

Estudios realizados por Grange et. al (1,978), revelaron que el buzamiento de la zona de Benioff para el Norte del Perú es por debajo de los 15°, lo que da lugar a que la actividad Neotectónica, como consecuencia directa del fenómeno de subducción de la Placa Oceánica debajo de la Placa Continental, sea menor con relación a la parte central y sur del Perú y por lo tanto la actividad sísmica y el riesgo sísmico también disminuyan considerablemente.

Según el Estudio realizado por la Universidad Nacional de Piura, (Moreano S. 1994), establece mediante la aplicación del método de los mínimos cuadrados y la ley de recurrencia:

$$\text{Log } n = 2.08472 - 0.51704 \pm 0.15432 \text{ M.}$$

2.3.2.- GEODINAMICA EXTERNA.

De los procesos Físico - Geológicos Contemporáneos de Geodinámica externa, **la mayor actividad corresponde a los procesos durante los períodos extraordinarios de lluvias, relacionadas con el fenómeno de "El Niño"** que es de carácter cíclico con período de recurrencia de 12 a 15 años promedio, los efectos se tornan más severos en épocas de precipitaciones. Otro fenómeno de menor magnitud es la acumulación de sedimentos de arena por transporte eólico.

Los fenómenos que se pudieran presentar en el trazo del área de estudio son los siguientes:

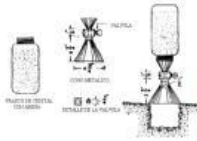
- **Asentamientos:** Las causas que originan los asentamientos están relacionadas a la baja compacidad de los suelos encontrados (**Arenas contaminadas tipo Relleno y suelos areno limosos**) y a los cambios de estado sólido ha saturado. Esto se debe al permanente variable de humedad en el sub suelo (ascenso del nivel freático).
- **Salinidad:** Las sales pueden destruir la estructura del suelo, causando la expansión de la arenosa y la dispersión de las partículas finas que obstruyen los poros del suelo a través de los cuales circulan agua y oxígeno. Los problemas ocurren cuando la dirección del flujo del agua se invierte en un movimiento ascendente, por ejemplo, cuando sube la napa freática. Las sales también ascienden por capilaridad a la superficie. Los cristales blancos de sal se pueden observar sobre la superficie del suelo cuando este se seca.
- **Erosión:** El régimen erosivo es significativo puesto que el terreno se encuentra en una zona de depresión con alimentación de una cuenca ciega, así como también el cauce de las aguas pluviales, que pudieran traer consecuencias.
- **Licuefacción:** Es el fenómeno en el cual los terrenos, a causa de saturación de agua y particularmente en sedimentos recientes como arena, pierden su firmeza y fluyen como resultado de los esfuerzos provocados. La licuefacción es una causa mayor de destrucción relacionada directamente con los eventos sísmicos. La licuefacción es capaz de desplazar, hundir o bien volcar infraestructuras, sean casas, edificios u otros. Así mismo aunque no se ha encontrado nivel freático superficial debido a los materiales arenosos encontrados, las constantes lluvias y la cercanía al Océano Pacífico, se debería tener algunas consideraciones en referencia a este fenómeno.

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

8



2.4.- PARÁMETROS PARA DISEÑO SISMO - RESISTENTE.

Las limitaciones impuestas por la escasez de datos sísmicos en un período estadísticamente representativo, restringe el uso del método probabilístico y la escasez de datos tectónicos restringe el uso del método determinístico, no obstante un cálculo basado en la aplicación de tales métodos, pero sin perder de vista las limitaciones de los mismos, aporta criterios suficientes para llegar a una evaluación previa del riesgo sísmico de la Región Piura y del Noroeste Peruano en general.

Sin embargo, Moreano S. (1994), establece mediante la aplicación del método de los mínimos cuadrados y la ley de recurrencia:

$$\text{Log } n = 2.08472 - 0.51704 \pm 0.15432 M.$$

Una aproximación de la probabilidad de ocurrencia y el período medio de retorno para sismos de magnitudes de 7.0 y 7.5 se puede observar en el siguiente cuadro:

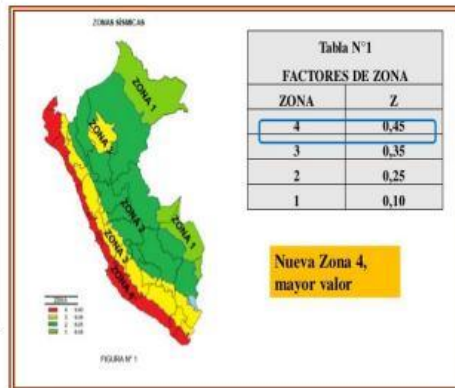
Magnitud mb	Probabilidad de Ocurrencia (años)			Período Medio de Retorno (años)
	20	30	40	
7.0	38.7	52.1	62.5	40.8
7.5	23.9	33.3	41.8	73.9

Lo que nos indica que cada 40.8 años, probablemente, se produzca un sismo de mb = 7.0 y cada 73.9 años un sismo de mb=7.5.

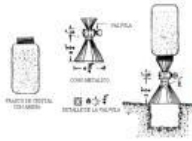
Zonificación sísmica:

De la Norma Técnica de edificaciones E.030 para Diseño Sismo resistente se obtuvieron los parámetros del suelo en la zona de estudio:

Factores	Valores
Parámetros de zona	ZONA 4
Factor de zona	Z (g) = 0.45
Perfil del Suelo	Tipo S ₃
Factor de Suelo.	S = 1.10
Periodo T _P	T _P (S) = 1.00
Periodo T _L	T _L (S) = 1.60



INGELABC
 SERVICIOS GENERALES S.A.C.
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

3.0.- METODOLOGIA DEL ESTUDIO

Para la ejecución del presente trabajo se realizaron las siguientes actividades:

- ❖ Reconocimiento del terreno con fines de programar los sondeos.
- ❖ Reconocimiento Geológico de áreas adyacentes.
- ❖ Ejecución de Sondajes en Situ.
- ❖ Ensayos de laboratorio y obtención de parámetros Físico- Mecánicos de los suelos.
- ❖ Análisis de la Capacidad Portante y Admisible del terreno con fines de cimentación.
- ❖ Redacción del informe.

3.1.- TRABAJO DE CAMPO

Los trabajos de campo consistieron principalmente en la localización geológica del área, reconocimiento del terreno para programar las excavaciones y muestreos para los ensayos.

3.2.- SONDEOS SPT.

Con la finalidad de conocer las propiedades físico mecánicas del suelo de fundación de la cimentación fue necesario programar la apertura de 01 Sondeos SPT, ubicadas en el interior del terreno donde se ha proyectado la infraestructura y accesos, a una profundidad de 6.45m.

3.4.- DESCRIPCCION ESTRATIGRAFICA

Con la información obtenida mediante las excavaciones y ensayos de laboratorio, se ha encontrado las siguientes columnas estratigráficas:

- SONDEO SPT- N°1, INTERIOR DE TERRENO.

0.00m. –1.50m; M – 1, Arena Limosa TIPO RELLENO, con inclusión de gravillas, bolsas plásticas, ladrillos y turba Orgánica, color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SM y AASHTO A-2-4**, bajo contenido de humedad natural, baja plasticidad, con baja resistencia a la penetración.

1.50m. – 2.80m. / M – 2, Arena Mal Graduada, de grano fino con presencia de trocillos de ladrillos y turba orgánica, color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SP y AASHTO A-3(0)**, no plástica, poco humedad, **consistencia suelta y poco compacta**, con baja resistencia a la penetración.

2.80m. – 5.50m. / M – 3 Arena Mal Graduada con Limos, de color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SP-SM y AASHTO A-3(0)**, no plástica, **consistencia poco compacta**, con baja resistencia a la penetración.

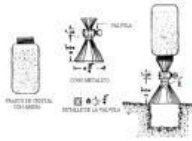
5.50m. – 6.45m. / M – 4, Arena Mal Graduada, color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SP y AASHTO A-3(0)**, no plástica, **consistencia poco compacta**, con baja resistencia a la penetración.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

10



3.4.- ENSAYO DE PENETRACIÓN STANDARD (SPT)

Se procedió a la perforación del subsuelo mediante el uso del Equipo de Penetración Standard, con el objeto de lograr una exploración más detallada y obtener los parámetros físico - mecánicos, que posteriormente serán utilizados para determinar la capacidad portante de los suelos de fundación a diferentes profundidades y así mismo los parámetros de licuefacción del mismo.

El Ensayo consiste en realizar una perforación metro por metro y luego dejar caer un peso de 63.5 KG desde una altura de 0.76m, hasta una profundidad de penetración inicial de 0.15 m. y luego cada 0.30 m. contando el número de golpes que se requieren para penetrar la referida medida; parámetros que posteriormente permitieron obtener los valores del ángulo de rozamiento interno de los suelos de fundación, así como el peso volumétrico de los mismos, y determinar la capacidad portante y admisible del terreno.

Cuando el N° de golpes promedio sea menor de 20, entonces el suelo se considera de irregular estabilidad siendo probable un fenómeno de licuefacción de arenas.

Efecto de la sobrecarga del terreno:

El efecto de sobrecargas del terreno que obviamente será mayor con la profundidad, incrementándose la energía potencial siendo necesario un mayor número de golpes. En este caso el factor de corrección lo llamaremos CN y es valor que depende directamente de las tensiones efectivas (s') a cada profundidad. Deberán aplicarse valores de CN. Con este factor pues, se conseguirá que la presión efectiva que afecta a los valores de golpes quede normalizada para la presión efectiva de referencia común sería $s' = 100 \text{ kPa}$ ($=1 \text{ kp/cm}^2$), siendo $N_{\text{correg.}} = \text{CN} \times N$.

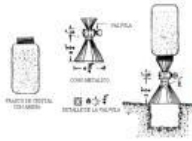
Nivel freático:

El nivel freático solo afectara a los resultados obtenidos en arenas limosas y limos (suelos poco permeables) que se encuentren bajo el nivel freático. Debe corregirse pues el valor de golpeo resultaría mayor que el dado por una arena o limo seco, debido a la baja permeabilidad de ésta, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. Fueron Terzaghi y Peck (1948) los que recomendaron corregir el valor de N si $N > 15$; $N_{\text{NF}} = 15 + (N-15)/2$

N (spt)	Compacidad	Resistencia a la Compresión No Confinada q_u (Kn/m ²)
< 4	Muy Suelto	0 - 25
4 - 10	Suelto	25 - 100
10 - 30	Medio Duro	100 - 200
30 - 50	Denso (Compacto)	100 - 400
> 50	Muy Denso	> 400

Correlación aproximada para el Número de Penetración Estándar.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES S.A.C.
 Ubaldo Ramon Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP: 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



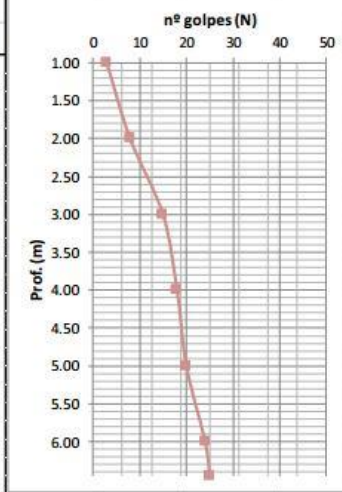
INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
 CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
 MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (SPT)

Proyecto : RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA.			
Solicitante : Bach. Elvís Manuel Lozano Jara.			
Ubicación : Distrito de Sechura - Provincia Sechura y Departamento de Piura.		Fecha : 03/11/2018	
Sondaje N° SPT-01			
Referencia : RESERVORIO - PROYECTADO.			
Profundidad Total Sondaje (m) 6.45		Nivel Inicial De Agua Subterránea (N.P N.f.	
Método De Perforación	Barreno manual	Prof. Entubada (m)	6.00
Método Limpieza	barreno manual caña partida	Diámetro Int. Muestreador (cm)	3.49
Método Hincado	percusion o golpe	Tipo de Varillas Perforación	Hueca
Masa	140 lbs. (63.50kg.)	h - Caída	0.762m. (30pulg)

PROF. m	N° golpes	G° (ton/ft²)	Cn	C corr SUELOS	N medio
1.00	3	0.171	1.592	4.78	16.59
1.15					
1.45					
-					
2.00	8	0.324	1.379	11.03	
2.15					
2.45					
-					
3.00	15	0.513	1.225	18.38	
3.15					
3.45					
-					
4.00	18	0.680	1.131	20.35	
4.15					
4.45					
-					
5.00	20	0.850	1.056	21.12	
5.15					
5.45					
-					
6.00	24	1.020	0.995	23.88	
6.15					
6.45					
-					

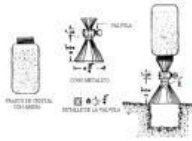


Donde:					
N: Numero de golpes en campo.				Cn: Factor de corrección	
G°: Es la presión efectiva por sobrecarga ($G^{\circ}=h \cdot \gamma$)				Ccorr: Golpes corregidos ($Ccorr=Cn \cdot N$)	
γ : Peso específico				Nmedio: Es el golpe mínimo adoptado.	

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP: 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com



3.5.- ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas en el campo se realizaron siguiendo las normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM), las cuales se detallan a continuación:

- 3.4.1.- Contenido de humedad natural (ASTM D-2216).
- 3.4.2.- Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422)
- 3.4.3.- Límite de Consistencia AASHTO – 89 – 60
- 3.4.4.- Densidad Máxima y Humedad Óptima
- 3.4.5.- Ensayo de corte directo de los suelos
- 3.4.6.- Análisis químico por agresividad de los suelos.
- 3.4.7.- Perfiles estratigráficos de los suelos.

3.5.1.- CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL (ASTM D-2216).

De acuerdo a los ensayos realizados, se ha podido establecer que la humedad natural aumenta con la profundidad, en suelos a nivel de terreno natural sub rasante se dan valores de 8 a 45% según su profundidad. Así mismo se ha detectado nivel freático a partir de -1.60m.

3.5.2.- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Este ensayo realizado utilizando mallas de acuerdo a las normas ASTM, mediante lavado o en seco, que permitió la clasificación de los siguientes tipos de suelo:

- ✓ SUCS: tipo **SM-SC** (Arena Limo Arcillosa); AASHTO: GRUPO A-2-5.
- ✓ SUCS: tipo **SP-SM** (Arena mal graduada con algunos limos); AASTHO: GRUPO A-3(0).
- ✓ SUCS: tipo **SP** (Arena mal graduada); AASTHO: GRUPO A-3(0).
- ✓ SUCS: tipo **SM** (Arenas Limosas); AASHTO: GRUPO A-2-4.

3.5.3.- LÍMITE DE CONSISTENCIA AASHTO – 89 – 60

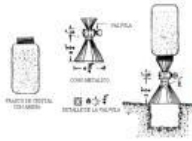
Con las fracciones que pasan el tamiz N° 40, se realizaron ensayos de límites de consistencia de las muestras de materiales encontrados, determinándose los siguientes resultados.

- ✓ Los suelos de terreno natural a nivel de sub rasante conformados por materiales de clasificación SUCS **SP-SM** (Arenas de mal gradadas) y AASHTO **A-3(0)**, **Son de naturaleza NO Plásticas.**
- ✓ Los suelos conformados por materiales de clasificación **SUCS: SM-SC** (Arenas limo arcillosa con inclusión calcárea) y AASHTO **A-2-5**, **son de Mediana Plasticidad.**

CALICATA / MUESTRA	SUELO: SP,SM	SUELO: SP	SUELO: SM-SC
% Límite Líquido	-	-	31.10
% límite plástico	-	-	23.48
% Índice de Plasticidad	N.P.	N.P.	7.62

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



3.5.4.- DENSIDAD MÁXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA

Estas propiedades de los suelos naturales se han obtenido mediante el método de Compactación Proctor Modificado y los resultados muestran valores diferentes en función a la naturaleza homogénea del suelo.

RELACION DENSIDAD HUMEDAD (ASTM D1557) PROCTOR MODIFICADO

MUESTRA	DENSIDAD MÁXIMA	HUMEDAD ÓPTIMA
SP-SM	1.67 gr/cm ³	10.20%
SP	1.70 gr/cm ³	10.08 %
SM	1.72 gr/cm ³	10.10 %
SM-SC	1.76 gr/cm ³	9.50%

3.5.5.- ENSAYO DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS

Con la finalidad de obtener los parámetros del ángulo de rozamiento interno (Φ) y la cohesión (C) de los materiales se programaron ensayos de corte, en muestras inalteradas en los suelos de tipo arenas, arenas limosas, en intervalos de 0.00 a 6.45 m. de profundidad considerando el tipo de suelo predominante; ensayados en estado natural (ver resultados en formatos).

CUADRO N° 1 - CORTE DIRECTO DE SUELOS

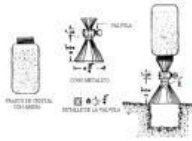
SUELO	ANGULO DE ROZAMIENTO	COHESION	PESO VOLUMETRICO Gr/cm ³	HUMEDAD OPTIMA %
SM-SC	29°	0.005	1.70	10.10%
SP-SM	30°	0.000	1.67	10.50%
SP	30°	0.000	1.72	10.00%

3.5.6- ANÁLISIS QUÍMICO POR AGRESIVIDAD DE LOS SUELOS.

Los suelos predominantes en el área de estudio, especialmente a la profundidad de 0.00 – 6.45mt, presentan contenido de sales solubles, cloruros y sulfatos con rangos < 0.200%, se consideran de mediana agresividad a los elementos de concreto en la obras proyectadas. Además se encuentran en contacto con un considerable contenido de Humedad Natural según su profundidad.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



4.00.- ANALISIS DE LA CIMENTACION.

En el análisis de cimentación se debe considerar los factores que afectan la capacidad de carga

- La profundidad de cimentación
- Ancho de la zapata
- El nivel freático
- El ángulo de fricción interna (ϕ)
- Estratificación del suelo
- Compacidad del suelo
- Peso volumétrico
- Así mismo en suelos arenosos deberá estudiarse los problemas de asentamientos relativos.

Tipo De Cimentación

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación será superficial, del tipo zapatas continuas, desplantadas en el suelo natural más favorable encontrado en el área en estudio.

Profundidad De Cimentación (Df)

Basado en las características de la estructura, se evaluó la cimentación a la profundidad establecida por el proyectista:

Df = 2.00 m, Profundidad de la Cimentación.

B = 3.00 m, Ancho de la Cimentación.

Medida desde el nivel actual de superficie o cota correspondiente al proyecto.

4.1.- Capacidad Portante y Admisible del Terreno.

Teoría de Terzaghi:

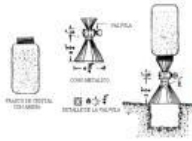
Para el instante de falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general:

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_{\phi}$$

Que representa la capacidad de carga límite de la cimentación, siendo N_c , N_q y N_{ϕ} coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llama factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Para el caso de corte local y punzonamiento el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para corte general así:

$$q_d = c' \cdot N'_c + \gamma \cdot D_f \cdot N'_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N'_{\phi}$$



Los valores de N_c , N_q y N° para falla por corte general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo en la siguiente figura y los valores de N'_c , N'_q y N'° empleando las curvas punteadas. El valor de $c' = 2/3c$, cohesión del suelo.

El Dr. Terzaghi modificó a base de resultados experimentales su fórmula fundamental para cimentaciones cuadradas y circulares, presentando las siguientes fórmulas empíricas:

Para zapatas cuadradas y corte general:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \gamma_2 \cdot B \cdot N^{\circ}$$

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N'_q + 0.4 \gamma_2 \cdot B \cdot N'^{\circ} \quad (\text{donde } c' = 2/3c)$$

$$q_d = 0.867 c' N'_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N'_q + 0.4 \gamma_2 \cdot B \cdot N'^{\circ}$$

Para zapatas continua y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 2/3 c' N'_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N'_q + 0.4 \gamma_2 \cdot B \cdot N'^{\circ}$$

Para zapatas circulares y corte general:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \gamma_2 \cdot R \cdot N^{\circ}$$

Para zapatas circulares y corte local y punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N'_q + 0.6 \gamma_2 \cdot R \cdot N'^{\circ}$$

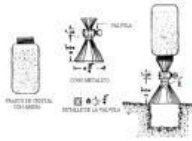
Donde:

γ_1	Peso volumétrico (gr/cm^3) encima de la zapata
γ_2	Peso volumétrico (gr/cm^3) debajo de la zapata
Q_d	capacidad de carga límite (kg/cm^2)
B	ancho de zapata o cimiento (m)
D_f	profundidad de cimentación (m)
C	cohesión (kg/cm^2)
C'	$2/3$ cohesión (kg/cm^2)
ϕ	Angulo de rozamiento interno (grados)
$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$	Factor de forma debido a la cohesión
$N_q = e^{\pi \phi} \text{tg}^2(45 + \phi/2)$	Factor unidimensional de capacidad de carga dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del Angulo de fricción interna (ϕ) considera la influencia del peso del suelo.
$N_\chi = 2 \text{tg} \phi (N_q + 1)$	Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del Angulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso de la unidad de área.
$N'_c, N'_q \text{ y } N'^{\circ}$	Coefficientes de capacidad de carga para falla local

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



Calculo de la Capacidad Portante (Qd)

Se ha calculado la capacidad admisible de carga para el área en estudio de acuerdo al tipo de edificación. Para tal efecto, considerando la condición más desfavorable y aplicando la Teoría de Karl Terzaghi y corroborada por Meryerhoft para cimentaciones superficiales, utilizando los siguientes parámetros:

Con los Ángulos de fricción interna (ϕ), en base a cálculos se obtienen los factores dependientes (N_c , N_q y N_l) para el caso de falla local

Capacidad Portante (Qd) zapata continúa

Referencia	SUCS	Df m	B m	Qd tn/m ²
S-1	SM	1.00	3.00	18.55
S-1	SP	2.00	3.00	31.57
S-1	SP	3.00	3.00	35.95
S-1	SP-SM	4.00	3.00	40.51
S-1	SP- SM	5.00	3.00	42.74
S-1	SP	6.00	3.00	46.15

CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA (Qadm)

Como se ha podido observar, el valor de qd es el esfuerzo limite mas no el admisible o de diseño de la cimentación. Terzaghi recomienda para qadm un factor de seguridad no menor de tres. Denominado también como "Carga de Trabajo" o "Presión de Diseño", es la capacidad admisible del terreno que se deberá usar como parámetro de diseño de la estructura:

$$Q_{adm} = Qd / Fs$$

Donde:

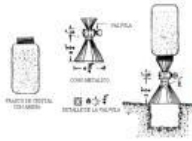
Qadm : capacidad admisible (kgr/cm²)

Qd : capacidad de carga limite (kgr/cm²)

Fs : Factor de seguridad, que toma en consideración lo siguiente :

- (a) Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- (b) Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o formulas para la determinación de la capacidad ultima del suelo.
- (c) Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsibles, durante o después de la construcción.
- (d) Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando este está próximo a la carga critica a la rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos Fs igual a 3 valor establecido para estructuras permanentes.



Reemplazando se obtiene:

Capacidad Admisible (Q_{adm}) Zapatas

Referencia	Df(m.)	Qadm	
		tn/m ²	kg/cm ²
S-1	1.00	6.182	0.618
S-1	2.00	10.523	1.052
S-1	3.00	11.983	1.198
S-1	4.00	13.502	1.350
S-1	5.00	14.247	1.425
S-1	6.00	15.383	1.538

4.2.- Calculo de Asentamientos.

Para el análisis de cimentaciones tenemos los Llamados **Asentamientos Totales** y los **Asentamientos Diferenciales**, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa lo que dice la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones, que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras de este tipo.

La presión admisible por asentamiento, es aquella que al ser aplicada por una cimentación de tamaño específico, produce un asentamiento tolerable por la estructura, que en nuestro caso, no debe sobrepasar 1" (2.54 cm). El asentamiento elástico inicial según la teoría de la elasticidad (Lambe y Withman, 1969) puede determinarse por medio de la siguiente relación:

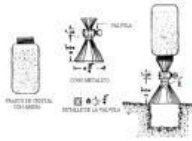
$$S_i = \frac{q \cdot B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Relación de Poisson	m	0.25	
Módulo de elasticidad	Es	1000	ton/m ²
Factor de forma	cimiento flexible	If F	178.0
	cimentación rígida	If R	152.0
Presión de Trabajo	cimientos continuos	qc	5.00
	Zapatas aisladas	qz	6.00
Ancho de la cimentación	cimientos continuos	Bc	4.00
	zapatas aisladas	Bz	4.00
Tipo de suelo predominante	SP-SM	ARENA LIMOSA	SUCS

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde ira desplantada la cimentación.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES S.A.C.
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com



Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

Asentamiento inmediato (Si) Caso zapatas

Referencia	Si _f	Si _R	Si tolerable 1"(2.54 cm.)	
Sucs: SP-SM	3.78	2.650	> 2.54 cm	Perjudicial

El asentamiento inmediato es de 3.78cm. (**Perjudicial**).

4.3.-AGRESIÓN DEL SUELO AL CONCRETO.

Los suelos predominantes en el área de estudio, especialmente a la profundidad de 0.00 – 6.00mt, presentan contenido de sales solubles, cloruros, carbonatos y sulfatos con rangos no mayores del 0.20%, por lo que se consideran de mediana agresividad para las obras proyectadas, así también al concreto y al acero, para lo cual **se recomienda utilizar Cemento Portland Tipo MS**, para el diseño de concreto en la cimentación de zapatas, losas, sardineles, bermas, veredas ó cualquier parte constructiva que tenga cimentación superficial.

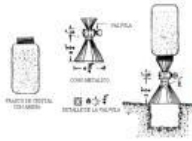
4.4.-ANÁLISIS DE LICUACIÓN DE ARENAS.

En suelos granulares, particularmente arenosos las vibraciones sísmicas pueden manifestarse mediante un fenómeno denominado licuefacción, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte de los suelos granulares, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en ellos originada por una vibración violenta. Esta pérdida de resistencia del suelo se manifiesta en grandes asentamientos que ocurren durante el sismo ó inmediatamente después de éste. Sin embargo, para que un suelo granular, en presencia de un sismo, sea susceptible a licuar, debe presentar simultáneamente las características siguientes (Seed and Iris):

- ✓ Debe estar constituido por arena fina a arena fina limosa.
- ✓ Debe encontrarse sumergida (napa freática).
- ✓ Su densidad relativa debe ser baja.
- ✓ Como la resistencia de los suelos friccionantes depende del esfuerzo efectivo, este debe ser disminuido por el incremento del exceso de presión de poros debido a la ocurrencia de un sismo.
- ✓ Cuando el N° de golpes promedio sea menor de 20, entonces el suelo se considera de irregular estabilidad siendo probable un fenómeno de licuefacción de arenas.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



Método de Seed and Iris (1983)

Una de las numerosas relaciones matemáticas resultante de reiterados ensayos de campo conocida fue propuesta por el científico Seed en el año 1983. Hoy día, esta expresión numérica es muy usada para averiguar las condiciones físicas del subsuelo
 Este algoritmo esta dado por el siguiente modelo cuantitativo:

$$V_s \text{ (m/seg)} = 56 (N)^{1/2}$$

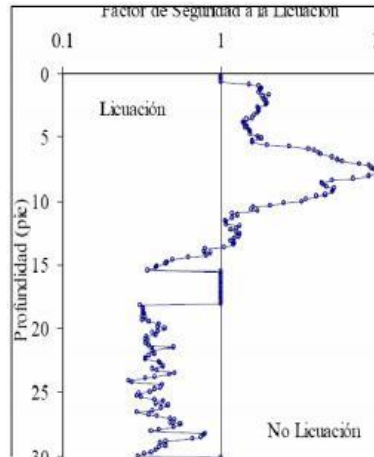
Donde:

$$V_s \text{ (m/seg)} = 56 (N)^{1/2}$$

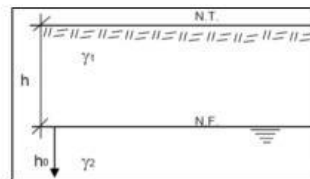
Vs: Velocidad de propagación de ondas de corte

N: Número de golpes suministrados al terreno evaluado

Por su parte, especialistas ingeniero sísmico, deducen que la Resistencia a la Licuefacción incrementa con el aumento de la densidad del suelo, por consecuencia, otros parámetros también aumentan. Por ello, científicos destacados como Youd et. Al (2001), Semillas et al. (1985) y otros, han elaborado a partir de datos obtenidos en campo a través de ensayos



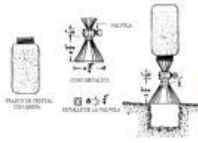
SPT gráficas (Figura xxx) sobre la relación entre dos parámetros físicos que participan en la licuación de los suelos, estos son el Coeficiente de Resistencia Cíclica (CRR, siglas en inglés) y (N1) 60, es decir el número de golpes suministrado al terreno, representado también por la letra N. Dicha gráfica fueron preparada para sismos de magnitud 7.5° Richter para contenido de finos < 5%. Esto puede ser determinado por el siguiente modelo matemático:



$FL = \frac{t_i/s'_o}{r_d/s'_o} = \frac{0,26 * (0,16 * Na^{0,5} + (0,21 * Na^{0,5})^{14})}{0,65 * A/g * so/s'_o * (1 - 0,01z)}$			
h+ho	Profundidad de Investigación.	A/g	Aceleración sísmica
γ1	Peso volumetrico natural del terreno		Sismo no catastrófico 0.10
γ2	Peso volumetrico saturado		Sismo medio 0.15
ho	Profundidad del terreno saturado		Zona sísmica 0.25
so	Tension vert. total prof. z	Uo	Presion neutra
Na	factor de calculo $1,7/ s'_o + 0,7 * N_{spt} + DNF$	s'o	Tension vertical eficaz
Na	Resistencia del terreno normalizada	Nspt	golpes del SPT corregido
Na	Tension tangencial ciclica normalizada	DNf	Factor en funcion de la granulometria
FL	Potencial de licuefaccion - Factor de seguridad		FL < 1 = Estrato licuable FL > 1 = No licuacion

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - C.I.P. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

INTERPRETACION:

Se puede afirmar que los suelos donde se ubicara el **RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA**, conformados por arenas finas mal graduadas con algunos lentes limosos, poco plásticas, de naturaleza poco compactas, ubicadas en zonas relativamente planas, que están afectadas por la infiltración de aguas superficiales provenientes de lluvias torrenciales y efectos del fenómeno del Niño. Así mismo no se ha encontrado nivel freático a la profundidad de - 6.00m.

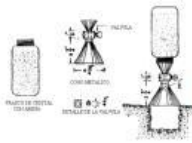
De acuerdo a los parámetros mencionados (Seed and Iris) y la geología del área de estudio, es medianamente probable un fenómeno de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud en zonas donde no se ha encontrado nivel freático es superficial. Sin embargo con N° de golpes Spt de 17, sería oportuno realizar algún tipo de mejoramiento del terreno.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES S.A.C.


Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP: 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

21



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA ELABORACION DE LA TESIS TITULADA: " INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA EN EL 2018 "

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

1.- El área donde se ubicara el **RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA**, conformados por arenas finas mal graduadas con algunos lentes limosos, poco plásticas, de naturaleza poco compactas, ubicadas en zonas relativamente planas, que están afectadas por la infiltración de aguas superficiales provenientes de lluvias torrenciales y efectos del fenómeno del Niño. Así mismo no se ha encontrado nivel freático a la profundidad de -6.00m.

De acuerdo a los parámetros mencionados (Seed and Iris) y la geología del área de estudio, es medianamente probable un fenómeno de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud en zonas donde no se ha encontrado nivel freático es superficial. Sin embargo con N° de golpes Spt de 17, sería oportuno realizar algún tipo de mejoramiento del terreno.

2.- En función a las excavaciones, descripción, perfiles y ensayos de suelos, se han identificado suelos arenosos, no plásticos, con mediano contenido de humedad.

- SONDEO SPT- N°1, INTERIOR DE TERRENO.

0.00m. – 1.50m; M – 1, Arena Limosa TIPO RELLENO, con inclusión de gravillas, bolsas plásticas, ladrillos y turba Orgánica, color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SM y AASHTO A-2-4**, bajo contenido de humedad natural, baja plasticidad, con baja resistencia a la penetración.

1.50m. – 2.80m. / M – 2, Arena Mal Graduada, de grano fino con presencia de trocillos de ladrillos y turba orgánica, color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SP y AASHTO A-3(0)**, no plástica, poco humedad, **consistencia suelta y poco compacta**, con baja resistencia a la penetración.

2.80m. – 5.50m. / M – 3 Arena Mal Graduada con Limos, de color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SP-SM y AASHTO A-3(0)**, no plástica, **consistencia poco compacta**, con baja resistencia a la penetración.

5.50m. – 6.45m. / M – 4, Arena Mal Graduada, color beige con tonalidad grisácea, clasificación **SUCS SP y AASHTO A-3(0)**, no plástica, **consistencia poco compacta**, con baja resistencia a la penetración.

Así también se detallan las siguientes características del terreno encontrado:

- El contenido de Humedad en suelos a nivel de terreno natural sub rasante se dan valores de 8 a 45% según su profundidad. Así mismo se ha detectado nivel freático a partir de -1.60m.

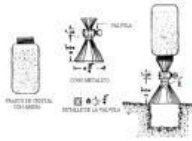
- Clasificación de los siguientes tipos de suelo:

- ✓ SUCS: tipo **SM-SC** (Arena Limo Arcillosa); AASHTO: GRUPO A-2-5.
- ✓ SUCS: tipo **SP-SM** (Arena mal graduada con algunos limos); AASTHO: GRUPO A-3(0).
- ✓ SUCS: tipo **SP** (Arena mal graduada); AASTHO: GRUPO A-3(0).
- ✓ SUCS: tipo **SM** (Arenas Limosas); AASHTO: GRUPO A-2-4.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC
Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

22



- Con las fracciones que pasan el tamiz N° 40, se realizaron ensayos de límites de consistencia de las muestras de materiales encontrados, determinándose los siguientes resultados.

- ✓ Los suelos de terreno natural a nivel de sub rasante conformados por materiales de clasificación SUCS **SP-SM** (Arenas de mal gradadas) y AASHTO **A-3(0)**, **Son de naturaleza NO Plásticas.**
- ✓ Los suelos conformados por materiales de clasificación SUCS: **SM-SC** (Arenas limo arcillosa con inclusión calcárea) y AASHTO **A-2-5**, **son de Mediana Plasticidad.**

CALICATA / MUESTRA	SUELO: SP,SM	SUELO: SP	SUELO: SM-SC
% Límite Líquido	-	-	31.10
% límite plástico	-	-	23.48
% Índice de Plasticidad	N.P.	N.P.	7.62

RELACION DENSIDAD HUMEDAD (ASTM D1557) PROCTOR MODIFICADO

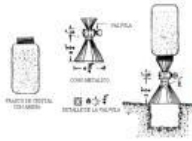
MUESTRA	DENSIDAD MÁXIMA	HUMEDAD ÓPTIMA
SP-SM	1.67 gr/cm ³	10.20%
SP	1.70 gr/cm ³	10.08 %
SM	1.72 gr/cm ³	10.10 %
SM-SC	1.76 gr/cm ³	9.50%

CUADRO N° 1 - CORTE DIRECTO DE SUELOS

SUELO	ANGULO DE ROZAMIENTO	COHESION	PESO VOLUMETRICO Gr/cm ³	HUMEDAD OPTIMA %
SM-SC	29°	0.005	1.70	10.10%
SP-SM	30°	0.000	1.67	10.50%
SP	30°	0.000	1.72	10.00%

3.- Los suelos predominantes en el área de estudio, especialmente a la profundidad de 0.00 – 6.00mt, presentan contenido de sales solubles, cloruros, carbonatos y sulfatos con rangos no mayores del 0.20%, por lo que se consideran de mediana agresividad para las obras proyectadas, así también al concreto y al acero, para lo cual **se recomienda utilizar Cemento Portland Tipo MS**, para el diseño de concreto en la cimentación de zapatas, losas, sardineles, bermas, veredas ó cualquier parte constructiva que tenga cimentación superficial.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



4.- La presión admisible Q_{adm} , ó presión de trabajo entre los 1.00m. y 6.00mts de profundidad; varía entre los 0.618 kg/cm² y 1.538 kg/cm², según el análisis para los requerimientos de carga se anexan los cuadros de capacidad portante. Así también se han encontrado asentamientos de hasta 3.78cm>2.54cm (1") (Se considera perjudicial)

Capacidad Admisible (Q_{adm}) Zapatas

Referencia	Df(m.)	Qadm	
		tn/m ²	kg/cm ²
S-1	1.00	6.182	0.618
S-1	2.00	10.523	1.052
S-1	3.00	11.983	1.198
S-1	4.00	13.502	1.350
S-1	5.00	14.247	1.425
S-1	6.00	15.383	1.538

Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

Asentamiento inmediato (S_i) Caso zapatas

Referencia	S_i	S_{iR}	S_i tolerable 1"(2.54 cm.)	
Sucs: SP-SM	3.78	2.650	> 2.54 cm	Perjudicial

El asentamiento inmediato es de 3.78cm. (**Perjudicial**).

5.- Se ha realizado el presente estudio de mecánica de suelos en base a una infraestructura proyectada de **RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA**, según las obras proyectadas.

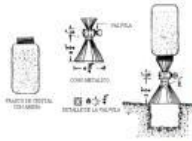
Así mismo según los resultados de la capacidad de soporte del terreno, es recomendable realizar un mejoramiento del terreno de fundación de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Peru según su NORMA E.050 – SUELOS Y CIMENTACIONES:

a.- Realizar eliminación de material de relleno y material orgánico existente.

b.- **CIMENTACIONES SUPERFICIALES – USO: RELLENO CONTROLADO O DE INGENIERIA.** SEGÚN RNE (CAPITULO 4, CIMENTACIONES SUPERFICIALES, Artículo 21 CIMENTACION SOBRE RELLENOS), los rellenos controlados son aquellos que se construyen con material seleccionado, tendrán las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control dependen principalmente de las propiedades de los materiales.

Deberán realizarse controles de compactación en todas las capas compactadas a razón de 250m² con un mínimo de 3 controles por cada capa, en áreas pequeñas o menores a 25 m² se podrá realizar un ensayo.

Cuando se requiera verificar la compactación de un relleno controlado este deberá realizarse mediante un ensayo de Penetración Estándar NPT 339.133 (ASTM D 1586), por cada metro de espesor de relleno controlado el resultado de este ensayo debe ser mayor a $N_{60}=25$, golpes por cada 0.30m de penetración.



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

c.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

SEGUN RNE (CAPITULO 5, CIMENTACIONES PROFUNDAS, son aquellas en las que la relación profundidad / ancho (D/B) es mayor a 5, siendo Df la profundidad de la cimentación. Y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones Profundas: los pilotes y micro pilotes, los pilares y los cajones de cimentación.

Así mismo las cimentaciones profundas serán usadas cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el artículo 16 (para cargas Estáticas: 3.00) o cuando los asentamientos generen valores mayores indicados en el artículo 14 (Asentamiento Tolerable).

Una de las condiciones para que se den las cimentaciones profundas es: Cimentaciones de estructuras como torres de transmisión, plataformas en el mar, **losas de sótanos debajo del nivel freático**, están sometidas a levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dicha resistencia.

d.- Verificar el nivel del terreno con respecto a edificaciones vecinas e infraestructura existente (pavimentos, acequias cercanas, cimentación edificaciones vecinas y otros). Diseñar los sistemas de drenaje respectivos para mitigar problemas de inundación en épocas de lluvias, Fenómeno de El Niño.

6.- MEJORAMIENTO DEL TERRENO NATURAL DE FUNDACION.

Este consiste en realizar una modificación del terreno natural para mejorar su comportamiento tanto en cimentaciones superficiales como en cimentaciones profundas. La colocación de materiales agregados, geo estructuras, pilotes o micro pilotes, dependerá de la magnitud de carga, dimensión y condición constructiva para su aplicación. Se ejecutaran cumpliendo con los minimos estipulados el RNE del Perú.

6.a).- MEJORAMIENTO DEL TERRENO / METODO TRADICIONAL CON REEMPLAZO DE MATERIAL GRANULAR:

Se debe realizar una sobre excavación del nivel de toda la cimentación Df, para realizar un corte continuo de material y realizar el mejoramiento según corresponde.

- **Primera capa** de 0.60m de espesor (50% Over de 2" a 6" +30% Piedra Chancada ¾"+20% Arena Gruesa). Vibrada y compactada en 03 partes @0.20m c/u.
- **Segunda capa**, 0.40m, Base granular chancada / Compactado @0.20m.
- **Sub cimiento** de concreto $100 \text{ kgr/cm}^2 \leq f'c \leq 140 \text{ kgr/cm}^2$ con espesor mínimo de 0.50m.
- **Ultimo** colocación de Cimentación de acuerdo a carga estructural.

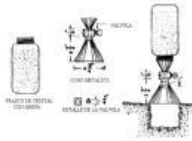
Nota: El material de base granular de afirmado preparado contendrá como mínimo un 60% de grava chancada, así mismo el Índice de plasticidad no excederá del 2%, caso específico para evitar la contracción por la saturación provocada por posible ascensión de nivel freático)


INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP: 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

25



TALUD EN SUELO:

VALORES DE ÁNGULOS DE TALUD APROXIMADOS (H/V) / TIPOS DE SUELO

TIPO DE TERRENO		ALTURA DEL DESMONTE en metros.	
		H < 3	3 ≤ H ≤ 6
Granular	Gravas y zahorras		
	Arenas gruesas y medias, no limosas	1,5:1	1,5:1
	Arenas finas limosas uniformes	1,5:1	1,75:1
Coherente	Limos y limos arenosos	1,5:1	1,5:1
	Arcillas arenosas y limos arcillosos de IP de 10 a 20		
		1,25:1	1,25:1
	Arcillas de IP de 20 a 30	1,25:1	1,5:1
	Arcillas de IP > 30	1,25:1	1,25:1

ANGULO DE REPOSO:

Tipo de suelo	Angulo de Reposo Aproximado (valores aproximados en grados.)
Arcilla y gravas humedas	26
Limo arcilloso con gravas - humedo	32
Areniscas compactas y humedas	37
Fragmentos Rocosos.	45

Compactación:

- Según porcentaje de compactación, la sub rasante no será < del 95%. Así también la sub base de hormigón.
- Para la base granular de afirmado el porcentaje de compactación será no < 100%.
- Realizar pruebas de densidad de campo, para comprobar compactación.

Control en RELLENOS DE INGENIERIA:

Con la finalidad de mejorar la capacidad de soporte del terreno se ha proyectado construir un relleno de ingeniería, así mismo se requiera verificar la compactación de un relleno controlado este deberá realizarse mediante un ensayo de Penetración Estándar NPT 339.133 (ASTM D 1586), por cada metro de espesor de relleno controlado el resultado de este ensayo debe ser mayor a $N_{60}=25$, golpes por cada 0.30m de penetración.

Mejoramiento de Suelo en Losas, Veredas y otros:

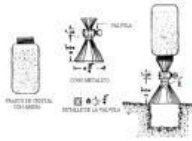
- Para el caso de losas de concreto en patio de maniobras se mejorara el suelo con una sub base hormigón de espesor 0.20m, seguido una base granular 0.20m de afirmado. Ambos compactados.
- El mejoramiento de suelos en veredas y pisos, se recomienda colocar 0.10m. hormigón, seguido 0.15m. afirmado. Ambos compactados.
- Las juntas de dilatación serán las adecuadas tanto para losas de concreto, muros, falsos pisos y otros.

7.- Realizar pruebas de densidad de campo, para comprobar compactación en rellenos y conformación de mejoramiento de terreno.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

8.00.- ESPECIFICACIONES TECNICAS A CUMPLIR EN CONFORMACION DE RELLENOS, TERRAPLENES, MEJORAMIENTO DE SUB RASANTE, SUB BASE Y BASE GRANULAR EN PAVIMENTOS.

8.1.- PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONAS DE CORTE/RELLENO

Descripción

La compactación de la subrasante en excavación, en los casos establecidos, se verificará de acuerdo con los siguientes criterios:

- (a) La densidad de la subrasante compactada se definirá sobre un mínimo de seis (6) determinaciones, en sitios elegidos al azar con una frecuencia de una (1) cada 250 m² de plataforma terminada y compactada.
- (b) Las densidades individuales del lote (D_i) deben ser, como mínimo, el noventa y cinco por ciento (95%) de la máxima densidad en el ensayo proctor modificado de referencia (D_e).

$$D_i \geq 0.95 D_e$$

8.2.- CONFORMACION DE TERRAPLENES

Descripción

Este trabajo consiste en la escarificación, nivelación y compactación del terreno o del afirmado en donde haya de colocarse un terraplén nuevo, previa ejecución de las obras de desmonte y limpieza, demolición, drenaje y subdrenaje; y la colocación, el humedecimiento o secamiento, la conformación y compactación de materiales apropiados de acuerdo con la presente especificación, los planos y secciones transversales del proyecto y las instrucciones del Supervisor.

En los terraplenes se distinguirán tres partes o zonas constitutivas:

- (a) **Base:** parte del terraplén que está por debajo de la superficie original del terreno, la que ha sido variada por el retiro de material inadecuado.
- (b) **Cuerpo:** parte del terraplén comprendida entre la base y la corona.
- (c) **Corona (capa subrasante):** formada por la parte superior del terraplén, construida en un espesor de treinta centímetros (30 cm.), salvo que los planos del proyecto o las especificaciones especiales indiquen un espesor diferente.

Nota: En el caso en el cual el terreno de fundación se considere adecuado, la parte del terraplén denominado base no se tendrá en cuenta.

Materiales

Requisitos de los materiales

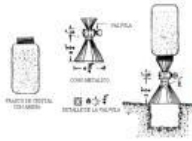
Todos los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes deberán provenir de las excavaciones de la explanación, de préstamos laterales o de fuentes aprobadas; deberán estar libres de sustancias deletéreas, de materia orgánica, raíces y otros elementos perjudiciales. Su empleo deberá ser autorizado por el Supervisor, quien de ninguna manera permitirá la construcción de terraplenes con materiales de características expansivas.

Cel/Rpm: # 969803186
Email: ingelabc.servicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

INGELABC
SERVICIOS GENERALES S.A.C.

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP: 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

27



Los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes deberán cumplir los requisitos indicados en la Tabla N° 204-01.

Tabla N° 204-01

Requisitos de los Materiales

Condición	Partes del Terraplén		
	Base	Cuerpo	Corona
Tamaño máximo	150 mm	100 mm	75 mm
% Máximo de Piedra	30%	30%	-,-
Índice de Plasticidad	< 11%	< 11%	< 10%

Además deberán satisfacer los siguientes requisitos de calidad:

- (a) Desgaste de los Ángeles : 60% máx. (MTC E 207)
- (b) Tipo de Material : A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-6 y A-3

Empleo

Los documentos del Proyecto o las especificaciones especiales indicarán el tipo de suelo por utilizar en cada capa. En casos que el cuerpo y base del terraplén estuvieran sujetos a inundaciones o al riesgo de saturación total, se utilizará para su construcción las Especificaciones Generales (EG – 2013; Sección 206; Terraplenes), para construcción de Carreteras.

Preparación del terreno

Antes de iniciar la construcción de cualquier terraplén, el terreno base de éste deberá estar desbrozada, limpia y ejecutada las demoliciones de estructuras que se requieran. El Supervisor determinará los eventuales trabajos de remoción de capa vegetal y retiro del material inadecuado, así como el drenaje del área base, necesarios para garantizar la estabilidad del terraplén.

Cuando el terreno base esté satisfactoriamente limpio y drenado, se deberá escarificar, conformar y compactar, de acuerdo con las exigencias de compactación definidas en la presente especificación, en una profundidad mínima de ciento cincuenta milímetros (150 mm), aun cuando se deba construir sobre un afirmado.

En las zonas de ensanche de terraplenes existentes o en la construcción de éstos sobre terreno inclinado, previamente preparado, el talud existente o el terreno natural deberán cortarse en forma escalonada, de acuerdo con los planos o las instrucciones del Supervisor, para asegurar la estabilidad del terraplén nuevo.

Si el terraplén hubiere de construirse sobre turba o suelos blandos, se deberá asegurar la eliminación total o parcial de estos materiales, su tratamiento previo o la utilización de cualquier otro medio propuesto por el Contratista y autorizado por el Supervisor, que permita mejorar la calidad del soporte, hasta que éste ofrezca la suficiente estabilidad para resistir esfuerzos debidos al peso del terraplén terminado.

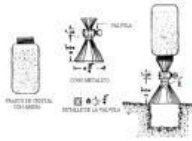
Base y Cuerpo del terraplén

El Supervisor sólo autorizará la colocación de materiales de terraplén cuando el terreno base esté adecuadamente preparado y consolidado, según se indica en la Subsección anterior.

El material del terraplén se colocará en capas de espesor uniforme, el cual será lo suficientemente reducido para que, con los equipos disponibles, se obtenga el grado de compactación exigido. Los materiales de cada capa serán de características uniformes. No se extenderá ninguna capa, mientras no se haya comprobado que la subyacente cumple las condiciones de compactación exigidas.

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

Se deberá garantizar que las capas presenten adherencia y homogeneidad entre sí.

Será responsabilidad del Contratista asegurar un contenido de humedad que garantice el grado de compactación exigido en todas las capas del cuerpo del terraplén.

En los casos especiales en que la humedad del material sea considerablemente mayor que la adecuada para obtener la compactación prevista, el Contratista propondrá y ejecutará los procedimientos más convenientes para ello, previa autorización del Supervisor, cuando el exceso de humedad no pueda ser eliminado por el sistema de aireación.

Obtenida la humedad más conveniente, se procederá a la compactación mecánica de la capa.

Las zonas que por su reducida extensión, su pendiente o su proximidad a obras de arte, no permitan el empleo del equipo que normalmente se esté utilizando para la compactación, se compactarán con equipos apropiados para el caso, en tal forma que las densidades obtenidas no sean inferiores a las determinadas en esta especificación para la capa del terraplén masivo que se esté compactando.

El espesor de las capas de terraplén será definido por el Contratista con base en la metodología de trabajo y equipo, y en ningún caso deberá exceder de trescientos milímetros (300mm) aprobada previamente por el Supervisor, que garantice el cumplimiento de las exigencias de compactación uniforme en todo el espesor.

En sectores previstos para la instalación de elementos de seguridad como guardavías, se deberá ensanchar el terraplén de acuerdo a lo indicado en los planos o como lo ordene el Supervisor.

Corona del terraplén

Salvo que los planos del proyecto o las especificaciones particulares establezcan algo diferente, la corona deberá tener un espesor compacto mínimo de treinta centímetros (30 cm) construidos en dos capas de igual espesor.

Los terraplenes se deberán construir hasta una cota superior a la indicada en los planos, en la dimensión suficiente para compensar los asentamientos producidos por efecto de la consolidación y obtener la rasante final a la cota proyectada, con las tolerancias establecidas.

Si por causa de los asentamientos, las cotas de subrasante resultan inferiores a las proyectadas, incluidas las tolerancias indicadas en esta especificación, se deberá escarificar la capa superior del terraplén en el espesor que ordene el Supervisor y adicionar del mismo material utilizado para conformar la corona, efectuando la homogeneización, humedecimiento o secamiento y compactación requeridos hasta cumplir con la cota de subrasante.

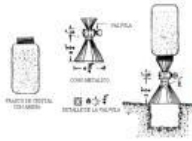
Si las cotas finales de subrasante resultan superiores a las proyectadas, teniendo en cuenta las tolerancias de esta especificación, el Contratista deberá retirar, a sus expensas, el espesor en exceso.

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP: 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

29



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

Acabado

Al terminar cada jornada, la superficie del terraplén deberá estar compactada y bien nivelada, con declive suficiente que permita el escurrimiento de aguas lluvias sin peligro de erosión.

Estabilidad

El Contratista responderá, hasta la aceptación final, por la estabilidad de los terraplenes construidos con cargo al contrato y asumirá todos los gastos que resulten de sustituir cualquier tramo que, a juicio del Supervisor, haya sido mal construido por descuido o error atribuible a aquel.

Se debe considerar la revegetación en las laderas adyacentes para evitar la erosión pluvial, según lo indique el Proyecto; y verificar el estado de los taludes a fin de que no existan desprendimiento de materiales y/o rocas, que puedan afectar al personal de obra y maquinarias con retrasos de las labores.

Si el trabajo ha sido hecho adecuadamente conforme a las especificaciones, planos del proyecto e indicaciones del Supervisor y resultaren daños causados exclusivamente por lluvias copiosas que excedan cualquier máximo de lluvias de registros anteriores, derrumbes inevitables, terremotos, inundaciones que excedan la máxima cota de elevación de agua registrada o señalada en los planos, se reconocerán al Contratista los costos por las medidas correctoras, excavaciones necesarias y la reconstrucción del terraplén, salvo cuando los derrumbes, hundimientos o inundaciones se deban a mala construcción de las obras de drenaje, falta de retiro oportuno de encofrado u obstrucciones derivadas de operaciones deficientes de construcción imputables al Contratista.

Aceptación de los Trabajos

Los trabajos para su aceptación estarán sujetos a lo siguiente:

- (a) **Controles:** Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:
 - (1) Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo utilizado por el Contratista.
 - (2) Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aceptados.
 - (3) Exigir el cumplimiento de las medidas de seguridad y mantenimiento de tránsito.
 - (4) Vigilar el cumplimiento de los programas de trabajo.
 - (5) Comprobar que los materiales por emplear cumplan los requisitos de calidad exigidos.
 - (6) Verificar la compactación de todas las capas del terraplén.
 - (7) Realizar medidas para determinar espesores y levantar perfiles y comprobar la uniformidad de la superficie.

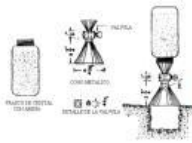
- (b) **Calidad de los materiales:** De cada procedencia de los suelos empleados para la construcción de terraplenes y para cualquier volumen previsto, se tomarán cuatro (4) muestras y de cada fracción de ellas se determinarán:
 - (1) Granulometría
 - (2) Límites de Consistencia.
 - (3) Abrasión.
 - (4) Clasificación.

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

30



Ensayos y Frecuencias

Material o producto	Propiedades características y	Método de ensayo		Norma ASTM	Norma AASTHO	Frecuencia (1)	Lugar de muestreo
Terraplén	Granulometría	MTC 204	E	D 422	T29	1 cada 1.000 m ³	Cantera
	Límites de Consistencia	MTC 111	E	D 4318	T89	1 cada 1.000 m ³	Cantera
	Contenido de material orgánico	MTC 118	E	-	-	1 cada 3.000 m ³	Cantera
	Abrasión los Ángeles	MTC 207	E	C 131	T96	1 cada 3.000 m ³	Cantera
	Relación Densidad - Humedad	MTC 115	E	D 1557	T180	1 cada 1.000 m ³	Pista
	Compactación Base Cuerpo	MTC 117	E	D 1556	T191	1 cada 500 m ²	Pista
	Compactación Corona	MTC 124	E	D 2922	T238	1 cada 250 m ²	Pista

- (c) **Calidad del producto terminado:** Cada capa terminada de terraplén deberá presentar una superficie uniforme y ajustarse a la rasante y pendientes establecidas. Los taludes terminados no deberán acusar irregularidades a la vista.

La distancia entre el eje del proyecto y el borde del terraplén no será menor que la distancia señalada en los planos o modificada por el Supervisor.

La cota de cualquier punto de la subrasante en terraplenes, conformada y compactada, no deberá variar en más de diez milímetros (10 mm) de la cota proyectada.

No se tolerará en las obras concluidas, ninguna irregularidad que impida el normal escurrimiento de las aguas.

En adición a lo anterior, el Supervisor deberá efectuar las siguientes comprobaciones:

- (1) **Compactación:** Las determinaciones de la densidad de cada capa compactada se realizará según se establece en la Tabla 204-2 y los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de seis (6) determinaciones de densidad. Los sitios para las mediciones se elegirán al azar. Las densidades individuales del tramo (Di) deberán ser, como mínimo, el noventa por ciento (90%) de la máxima densidad obtenida en el ensayo proctor modificado de referencia (De) para la base y cuerpo del terraplén y el noventa y cinco por ciento (95) con respecto a la máxima obtenida en el mismo ensayo, cuando se verifique la compactación de la corona del terraplén.

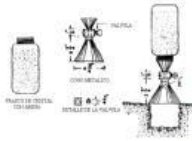
$$D_i \geq 0.90 D_e \text{ (base y cuerpo)}$$

$$D_i \geq 0.95 D_e \text{ (corona)}$$

La humedad del trabajo no debe variar en $\pm 2\%$ respecto del Optimo Contenido de Humedad obtenido con el proctor modificado.

El incumplimiento de estos requisitos originará el rechazo del tramo.

Siempre que sea necesario, se efectuarán las correcciones por presencia de partículas gruesas, previamente al cálculo de los porcentajes de compactación.



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

- (2) **Irregularidades:** Todas las irregularidades que excedan las tolerancias de la presente especificación deberán ser corregidas por el Contratista, a su costo, de acuerdo con las instrucciones del Supervisor y a plena satisfacción de éste.
- (3) **Protección de la corona del terraplén:** La corona del terraplén no deberá quedar expuesta a las condiciones atmosféricas; por lo tanto, se deberá construir en forma inmediata la capa superior proyectada una vez terminada la compactación y el acabado final de aquella. Será responsabilidad del Contratista la reparación de cualquier daño a la corona del terraplén, por la demora en la construcción de la capa siguiente.

El trabajo de terraplenes será aceptado cuando se ejecute de acuerdo con esta especificación, las indicaciones del Supervisor y se complete a satisfacción de éste.

8.3.- MEJORAMIENTO DE SUELOS A NIVEL DE SUBRASANTE

Descripción

Este ídem consiste en el mejoramiento de suelo a nivel de subrasante en áreas pequeñas de acuerdo a lo indicado en los planos.

Materiales

El material para base deberá provenir de las Canteras previstas en el proyecto y tendrá las características contempladas en el. Debe estar libre de material vegetal y terrones o bolas de tierra.

Colocación y Extendido

Todo material de la capa de base será colocado en una superficie debidamente preparada y será compactado hasta conseguir el espesor final.

El material será colocado y esparcido en una capa uniforme y sin segregación de tamaño hasta tal espesor suelto, de modo que la capa tenga, después de ser compactada, el espesor requerido. Se efectuará el extendido con equipo mecánico apropiado, o desde vehículos en movimiento, equipados de manera que sea esparcido en hileras, si el equipo así lo requiere.

Compactación

Inmediatamente después de terminada la distribución y el emparejamiento del material, cada capa de éste deberá compactarse en su ancho total por medio de rodillos lisos vibratorios.

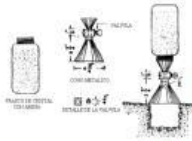
Dicho rodillado deberá progresar gradualmente desde los costados hacia el centro, en sentido paralelo al eje de la vía, y deberá continuar así hasta que toda la superficie haya recibido este.


INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

32



8.4.- SUB BASE GRANULAR:

Descripción

Este trabajo consiste en la construcción de una o más capas de materiales granulares, que pueden ser obtenidos en forma natural o procesados, debidamente aprobados, que se colocan sobre una superficie preparada. Los materiales aprobados son provenientes de canteras u otras fuentes. Incluye el suministro, transporte, colocación y compactación del material, de conformidad con los alineamientos, pendientes y dimensiones indicados en los planos del Proyecto y aprobados por el Supervisor, y teniendo en cuenta lo establecido en el Plan de Manejo Ambiental.

Requerimientos Granulométricos para Mezclas de AFIRMADO (Sub Base Granular).

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A (1)	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 – 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4.75 mm (Nº 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2.0 mm (Nº 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4.25 um (Nº 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 um (Nº 200)	2 – 8	5 – 15	5 – 15	8 – 15

Fuente: ASTM D 1241

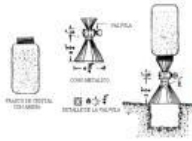
(1) La curva de gradación "A" deberá emplearse en zonas cuya altitud sea igual o superior a 3000 m.s.n.m.

Además, el material también deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

Requerimientos de Ensayos Especiales

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimiento
				< 3000 msnm
Abrasión	MTC E 207	C 131	T 96	50 % máx
CBR (1)	MTC E 132	D 1883	T 193	40 % mín
Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx
Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 89	6% máx
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	25% mín
Sales Solubles	MTC E 219			1% máx.
Partículas Chatas y Alargadas (2)	MTC E 221	D 4791		20% máx

Compactación: Referido al 100% de la Máxima Densidad.



8.5.- BASE GRANULAR:

Descripción

Este trabajo consiste en la construcción de una o más capas de material de Base Granular, que pueden ser obtenidos en forma natural o procesados, con inclusión o no de algún tipo de estabilizador o ligante, debidamente aprobados, que se colocan sobre una sub-base, afirmado o subrasante. Incluye el suministro, transporte, colocación y compactación de material de conformidad con los alineamientos, pendientes y dimensiones indicados en los planos del Proyecto y aprobados por el Supervisor, y teniendo en cuenta lo establecido en el Plan de Manejo Ambiental. Incluye así mismo el aprovisionamiento de los estabilizadores.

Materiales

Los materiales para la construcción de la Base granular deberán satisfacer los requisitos indicados en la Subsección 401.02. Además deberá ajustarse a las siguientes especificaciones de calidad:

- (a) **Granulometría:** La composición final de los materiales presentará una granulometría continua, bien graduada y según los requerimientos de una de las franjas granulométricas que se indican en la Tabla 402-01 Para las zonas con altitud iguales o mayores a 3.000 msnm se deberá seleccionar la gradación "A".

Tabla 302 - 01
Requerimientos Granulométricos para Base Granular Triturada

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 – 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4.75 mm (Nº 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2.0 mm (Nº 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4.25 um (Nº 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 um (Nº 200)	2 – 8	5 – 15	5 - 15	8 – 15

Fuente: ASTM D 1241

Tabla Nº 302 – 02

Valor Relativo de Soporte CBR (1)	Tráfico en ejes equivalentes (<10 ⁶)	Mín 80%
	Tráfico en ejes equivalentes (≥10 ⁶)	Mín 100%

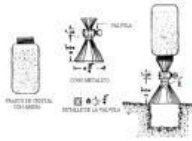
(1) Referido al 100% de la Máxima Densidad Seca y una Penetración de Carga de 0.1" (2.5 mm).

La franja por utilizar será la establecida en los documentos del proyecto y aprobada por el Supervisor.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP: 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com



- (b) **Agregado Gueso:** Se denominará así a los materiales retenidos en la Malla N° 4, los que consistirán de partículas pétreas durables y trituradas capaces de soportar los efectos de manipuleo, extendido y compactación sin producción de finos contaminantes. Podrán provenir de fuentes naturales, procesadas o combinación de ambos.

Tabla N° 302 – 03
Requerimientos para el Agregado Gueso

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimientos	
				Altitud < Menor de 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821		80% mín.	80% mín.
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821		40% mín.	50% mín.
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% máx.	40% máx.
Partículas Chatas y Alargadas (1)	MTC E 221	D 4791		15% máx.	15% máx.
Sales Solubles Totales	MTC E 219	D 1888		0.5% máx.	0.5% máx.
Pérdida con Sulfato de Sodio	MTC E 209	C 88	T 104	-	12% máx.
Durabilidad al Sulfato de Magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	-	18% máx.

(1) La relación ha emplearse para la determinación es: 1 / 3 (espesor / longitud)

- (c) **Agregado Fino:** Se denominará así a los materiales que pasan la malla N° 4, que podrán provenir de fuentes naturales, procesadas o combinación de ambos.

Tabla 302 - 04
Requerimientos Agregado Fino

Ensayo	Norma MTC	Requerimientos	
		< 3 000 m.s.n.m.	> 3 000 m.s.n.m
Índice Plástico	MTC E 111	4% máx	2% máx
Equivalente de arena	MTC E 114	35% mín.	45% mín.
Sales solubles totales	MTC E 219	0,5% máx	0,5% máx
Durabilidad al Sulfato de Magnesio	MTC E 209	---	15% mín.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramon Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

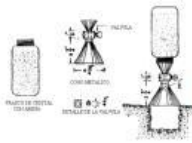


Tabla 302 - 05
Ensayos y Frecuencias

Material o Producto	Propiedades y Características	Método de Ensayo	Norma ASTM	Norma AASHTO	Frecuencia	Lugar de Muestreo
BASE GRANULAR	Granulometría	MTC E 204	D 422	T 88	7500 m ³	Cantera
	Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	750 m ³	Cantera
	Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 89	750 m ³	Cantera
	Desgaste Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	2000 m ³	Cantera
	Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	2000 m ³	Cantera
	Sales Solubles	MTC E 219	D 1888		2000 m ³	Cantera
	CBR	MTC E 132	D 1883	T 193	2000 m ³	Cantera
	Partículas Fracturadas	MTC E 210	D 5821		2000 m ³	Cantera
	Partículas Chatas y Alargadas	MTC E 221	D 4791		2000 m ³	Cantera
	Pérdida en Sulfato de Sodio / Magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	2000 m ³	Cantera
	Densidad – Humedad	MTC E 115	D 1557	T 180	750 m ³	Pista
	Compactación	MTC E 117 MTC E 124	D 1556 D 2922	T 191 T 238	250 m ²	Pista

(1) O antes, si por su génesis, existe variación estratigráfica horizontal y vertical que originen cambios en las propiedades físico – mecánicas de los agregados. En caso de que los metrados del proyecto no alcancen las frecuencias mínimas especificadas se exigirá como mínimo un ensayo de cada Propiedad y/o Característica.

Los resultados deberán satisfacer las exigencias indicadas en la Subsección 402.02 de las presentes Especificaciones.

No se permitirá que el material presente restos de tierra vegetal, materia orgánica o tamaños superiores del máximo especificado.

Calidad del producto terminado

(a) **Compactación:** Las determinaciones de la densidad se efectuarán cuando menos una vez por cada 250 m² y los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de 6 medidas de densidad, exigiéndose que los valores individuales (Di) sean iguales o mayores al 100% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Próctor Modificado (De).
 $D_i \geq D_e$

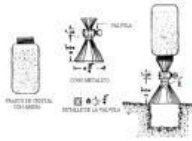
La humedad de trabajo no debe variar en ± 1.5 % respecto del Óptimo Contenido de Humedad obtenido con el Próctor modificado.

En caso de no cumplirse estos requisitos se rechazará el tramo.

Siempre que sea necesario, se efectuarán las correcciones por presencia de partículas gruesas, previamente al cálculo de los porcentajes de compactación.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabc.servicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

9.0.- REQUERIMIENTO PARA MEZCLAS DE CONCRETO.

Granulometría del agregado grueso para concreto estructural

Tamaño nominal (apertura tamices cuadrada)	% Porcentaje que pasa												
	AG-1 (90 a 37,5 mm)	AG-2 (63 a 37,5 mm)	AG-3 (50 a 25 mm)	AG-3S7 (50 a 4,75 mm)	AG-4 (37,5 a 19,0 mm)	AG-467 (37,5 a 4,75 mm)	AG-5 (25 a 12,5 mm)	AG-56 (25 a 9,5 mm)	AG-57 (25 a 4,75 mm)	AG-6 (19 a 9,5 mm)	AG-67 (19 a 4,75 mm)	AG-7 (12,5 a 4,75 mm)	AG-8 (9,5 a 2,3 mm)
100 mm (4")	100												
90 mm (3 1/2")	90-100												
75 (3")		100											
63 mm (2 1/2")	25-60	90-100	100	100									
50 mm (2")		35-70	90-100	95-100	100	100							
37,5 mm (1 1/2")	0-15	0-15	35-70		90-100	95-100	100	100	100				
25,0 mm (1")			0-15	35-70	20-55		90-100	90-100	95-100	100	100		
19,0 mm (3/4")	0-5	0-5			0-15	35-70	20-55	40-85		90-100	90-100	100	
12,5 mm (1/2")			0-5	10-30			0-10	10-40	25-60	20-55		90-100	100
9,5 mm (3/8")					0-5	10-30	0-5	0-15		0-15	20-55	40-70	85-100
4,75 mm (N° 4)				0-5		0-5		0-5	0-10	0-5	0-10	0-15	10-30
2,36 mm (N° 8)									0-5		0-5	0-5	0-10
1,18 mm (N° 16)													0-5
300 µm (N° 50)													

Granulometría agregado fino

Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa
9,5 mm (3 / 8")	100
4,75 mm (N.º 4)	95-100
2,36 mm (N.º 8)	80-100
1,18 mm (N.º 16)	50-85
0,60 mm (N.º 30)	25-60
0,30 mm (N.º 50)	5-30
0,15 mm (N.º 100)	0-10

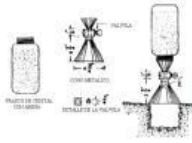
En ningún caso, el agregado fino podrá tener más del 45% de material retenido entre 2 tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2,3 y 3,1.

Durante el período de construcción no se permitirán variaciones mayores de 0,2 en el Módulo de Finura, con respecto al valor correspondiente a la curva adoptada para la fórmula de trabajo.

b. Agregado grueso

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramon Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
 CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
 MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

Rango de asentamientos permitidos en obras de concreto estructurales

Tipo de construcción	Asentamiento (")	
	Máximo	Mínimo
Zapata y muro de cimentación armada	3	1
Cimentaciones simples, cajones, y sub-estructuras de muros	3	1
Losas y pavimento	3	1
Viga y muro armado	4	1
Columna de edificios	4	1
Concreto ciclópeo	2	1

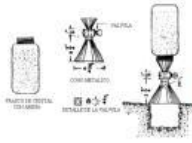
La Fórmula de Trabajo se deberá reconsiderar cada vez que varíe alguno de los siguientes factores:

- El tipo, clase o categoría del cemento o su marca.
- El tipo, absorción o tamaño máximo del agregado grueso.
- El módulo de finura del agregado fino en más de 0,2.
- La naturaleza o proporción de los aditivos.
- El método de puesta en obra del concreto.

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES S.A.C.

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - C.I.P. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
 CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
 MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

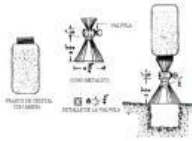
Requisitos del agregado grueso para concreto estructural

Ensayo	NORMA MTC	NORMA NTP	Requisito	
Dureza				
Desgaste en la máquina de Los Ángeles, % máximo	MTC E 207	NTP 400.019 NTP 400.020	40	
Durabilidad				
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, % máximo ≥ 3 000 msnm	-Sulfato de sodio	MTC E 209	NTP 400.016	12
-Sulfato de magnesio	MTC E 209	NTP 400.016	18	
Limpieza				
Terrones de arcilla y partículas deleznales, % máximo	MTC E 212	NTP 400.015	3	
Carbón y lignito, % máximo	MTC E 211	NTP 400.023	0,5	
Geometría de las partículas				
Partículas fracturadas mecánicamente (una cara), % mínimo	MTC E 210	D-5821 (*)	60	
Partículas chatas y alargados (relación 5:1), % máximo	--	NTP 400.040	10	
Características químicas				
Contenido de sulfatos, expresado como ión $SO_4=$, % máximo	--	NTP 400.042	1,0	
Contenido de cloruros, expresado como ión $Cl-$, % máximo	--	NTP 400.042	0,1	

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC

 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP: 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

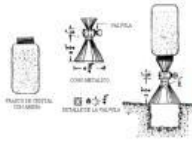
Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>



Requisitos del agregado grueso para concreto estructural

Ensayo	NORMA MTC	NORMA NTP	Requisito
Dureza			
Desgaste en la máquina de Los Ángeles, % máximo	MTC E 207	NTP 400.019 NTP 400.020	40
Durabilidad			
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, % máximo ≥ 3 000 msnm	-Sulfato de sodio	MTC E 209	NTP 400.016 12
-Sulfato de magnesio	MTC E 209	NTP 400.016	18
Limpieza			
Terrones de arcilla y partículas deleznable, % máximo	MTC E 212	NTP 400.015	3
Carbón y lignito, % máximo	MTC E 211	NTP 400.023	0,5
Geometría de las partículas			
Partículas fracturadas mecánicamente (una cara), % mínimo	MTC E 210	D-5821 (*)	60
Partículas chatas y alargados (relación 5:1), % máximo	--	NTP 400.040	10
Características químicas			
Contenido de sulfatos, expresado como $\text{SO}_4=$, % máximo	--	NTP 400.042	1,0
Contenido de cloruros, expresado como Cl^- , % máximo	--	NTP 400.042	0,1

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
Cel. 073 - 969803186
CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
RUC: 20526388101

ANEXOS

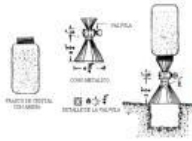
CUADROS – GRAFICOS


INGELABC
SERVICIOS GENERALES SAC

Ubaldo Ramón Chunga Bayona
Ing. Civil - CIP. 162224
INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
Email. ingelabcservicios@hotmail.com
<http://www.ingelabc.com>

41



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
 CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
 MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (METODO TERZAGHI)

Solicita : Bach. Elvis Manuel Lozano Jara
 Proyecto : "RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA"
 Ubicación : PROVINCIA SECHURA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.
 Muestra : SONDEO SPT- Nº1.
 Fecha : Piura, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2018.

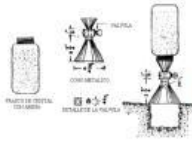
ZAPATA - FALLA LOCAL - CONDICION ESTATICA
 $Q_d = 0.867 * (c' * N'c) + (\gamma * D_f * N'q + 0.4 * \gamma * B * N'q)$... Con presencia de N.F: - 2.20
CASO I (0 ≤ D₁ ≤ D₂): $q = D_1 * \gamma' + D_2 * (\gamma_{sat} - \gamma'_{w})$; $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma'_{w}$
CIMENTACION CORRIDA - FALLA LOCAL - CONDICION ESTATICA
 $Q_d = 2/3 * (c' * N'c) + (\gamma * D_f * N'q + 0.5 * \gamma * B * N'q)$

Tipo Estructura	Df m	B m	γ ₁ Kg/cm ³	γ ₂ Kg/cm ³	c' kg/cm ²	Ang. Roz. φ	N'c	N'q	N'γ	Qd tn/m ²	Qadm	
											tn/m ²	kg/cm ²
CIMENTACION (ZAPATA - PLATEA)	1.00	1.50	1.670	1.700	0.000	29.00	18.03	7.66	3.76	15.67	5.223	0.522
	2.00	1.50	1.700	1.720	0.000	30.00	15.50	7.35	4.25	28.28	9.427	0.943
	3.00	1.50	1.700	1.720	0.000	30.00	14.20	5.85	3.95	32.89	10.964	1.096
	4.00	1.50	1.670	1.710	0.000	30.00	12.50	5.20	3.75	37.62	12.541	1.254
	5.00	1.50	1.670	1.710	0.000	30.00	10.00	4.75	2.00	41.20	13.734	1.373
	6.00	1.50	1.690	1.740	0.000	30.00	8.20	4.25	1.95	44.62	14.874	1.487
	1.00	2.00	1.670	1.700	0.000	29.00	18.03	7.66	3.76	16.63	5.542	0.554
	2.00	2.00	1.700	1.720	0.000	30.00	15.50	7.35	4.25	29.38	9.792	0.979
	3.00	2.00	1.700	1.720	0.000	30.00	14.20	5.85	3.95	33.91	11.304	1.130
	4.00	2.00	1.670	1.710	0.000	30.00	12.50	5.20	3.75	38.58	12.861	1.286
	5.00	2.00	1.670	1.710	0.000	30.00	10.00	4.75	2.00	41.71	13.905	1.390
	6.00	2.00	1.690	1.740	0.000	30.00	8.20	4.25	1.95	45.13	15.044	1.504
	1.00	3.00	1.670	1.700	0.000	29.00	18.03	7.66	3.76	18.55	6.182	0.618
	2.00	3.00	1.700	1.720	0.000	30.00	15.50	7.35	4.25	31.57	10.523	1.052
	3.00	3.00	1.700	1.720	0.000	30.00	14.20	5.85	3.95	35.95	11.983	1.198
	4.00	3.00	1.670	1.710	0.000	30.00	12.50	5.20	3.75	40.51	13.502	1.350
	5.00	3.00	1.670	1.710	0.000	30.00	10.00	4.75	2.00	42.74	14.247	1.425
	6.00	3.00	1.690	1.740	0.000	30.00	8.20	4.25	1.95	46.15	15.383	1.538
	1.00	5.00	1.670	1.700	0.000	29.00	18.03	7.66	3.76	22.38	7.460	0.746
	2.00	5.00	1.700	1.720	0.000	30.00	15.50	7.35	4.25	35.96	11.985	1.199
	3.00	5.00	1.700	1.720	0.000	30.00	14.20	5.85	3.95	40.03	13.342	1.334
	4.00	5.00	1.670	1.710	0.000	30.00	12.50	5.20	3.75	44.35	14.785	1.478
	5.00	5.00	1.670	1.710	0.000	30.00	10.00	4.75	2.00	44.79	14.931	1.493
	6.00	5.00	1.690	1.740	0.000	30.00	8.20	4.25	1.95	48.18	16.062	1.606
1.00	10.00	1.670	1.700	0.000	29.00	18.03	7.66	3.76	31.97	10.656	1.066	
2.00	10.00	1.700	1.720	0.000	30.00	15.50	7.35	4.25	46.92	15.640	1.564	
3.00	10.00	1.700	1.720	0.000	30.00	14.20	5.85	3.95	50.22	16.739	1.674	
4.00	10.00	1.670	1.710	0.000	30.00	12.50	5.20	3.75	53.97	17.991	1.799	
5.00	10.00	1.670	1.710	0.000	30.00	10.00	4.75	2.00	49.92	16.641	1.664	
6.00	10.00	1.690	1.740	0.000	30.00	8.20	4.25	1.95	53.27	17.758	1.776	
CIMENTOS	1.00	0.80	1.670	1.700	0.000	29.00	18.03	7.66	3.76	15.35	5.116	0.512
	2.00	0.80	1.700	1.720	0.000	30.00	15.50	7.35	4.25	27.91	9.305	0.930
	3.00	0.80	1.700	1.720	0.000	30.00	14.20	5.85	3.95	32.55	10.851	1.085
	4.00	0.80	1.670	1.710	0.000	30.00	12.50	5.20	3.75	37.30	12.434	1.243
	5.00	0.80	1.670	1.710	0.000	30.00	10.00	4.75	2.00	41.03	13.677	1.368
	6.00	0.80	1.690	1.740	0.000	30.00	8.20	4.25	1.95	44.45	14.817	1.482

γ₁: Peso volumétrico natural por encima del nivel de cimentación
 γ₂: Peso volumétrico natural por debajo del nivel de cimentación
 φ: Ángulo de fricción interna del suelo
 Qd: Capacidad de carga última del suelo
 Qadm: Capacidad de carga admisible o Capacidad portante del suelo
 N'q, N'γ: Coeficientes de capacidad de carga
 B: ancho del cimiento
 c': Cohesión aparente del suelo para falla lo
 F: Factor de seguridad (3.0)
 Df: profundidad de cimentación

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcserVICIOS@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES SAC
 Ubaldo Ramón Chunga Bayona
 Ing. Civil - C.I.P. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION



INGELABC SERVICIOS GENERALES S.A.C.
INGENIERIA GEOTECNIA LABORATORIOS Y CONSTRUCCION
 CONTROL DE CALIDAD AGREGADOS, CONCRETOS, ASFALTOS,
 MECANICA DE SUELOS, CONSULTORIAS Y EJECUCION DE PROYECTOS CIVILES.

Tel. 073 - 347515
 Cel. 073 - 969803186
 CALLE CAHUIDE Mz. 1-Lote 64
 CAMPO POLO CASTILLA-PIURA
 RUC: 20526388101

PERFIL ESTRATIGRAFICO

SOLICITA : Bach. Elvis Manuel Lozano Jara.
 PROYECTO : "RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA"
 UBICACION : DISTRITO DE SECHURA - PROVINCIA SECHURA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.
 MUESTRA : SONDEO SPT.
 FECHA : PIURA, NOVIEMBRE DEL 2018. PROFUNDIDAD: 0.00 - 6.45m.

PROFUNDIDAD EN METROS	SUCS	ESPESOR	SIMBOLO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00	SM	1.50m		MATERIAL DE RELLENO MEZCLA DE ARENAS LIMOSAS, PLASTICOS, TROZOS DE LADRILLOS Y TURBA ORGANICA. COLOR BEIGE CON TONALIDAD GRISACEA, CLASIFICACION SUCS: SM Y AASHTO: GRUPO A-2-4. MEDIANA PLASTICIDAD, BAJO CONTENIDO DE HUMEDAD, CONSISTENCIA SEMI COMPACTA, CON MEDIANA RESISTENCIA A LA PENETRACION.	M - 1
0.50					
1.00	SP	1.30m		ARENA MAL GRADUADA SUELO ARENA DE GRANO FINO MAL GRADUADA CON TROCILLOS DE LADRILLOS Y TURBA ORGANICA. COLOR BEIGE GRISACEO, CLASIFICACION SUCS: SP Y AASHTO: GRUPO: A-3(0). POCO HUMEDA, DE NATURALEZA NO PLASTICA. CONSISTENCIA SUELTA Y POCO COMPACTA, CON MUY BAJA RESISTENCIA A LA PENETRACION.	M - 2
1.50					
2.00					
2.50	SP-SM	2.70m		ARENA MAL GRADUADA CON INCLUSION DE LIMOS SUELO ARENA DE GRANO FINO MAL GRADUADA, CON PRESENCIA DE LIMO ARCILLOSO, COLOR BEIGE CON TONALIDAD GRISACEA, MEDIANO CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL, CLASIFICACION SUCS: SP Y AASHTO: GRUPO A-3(0). NO PLASTICA, CONSISTENCIA HUMEDA, SUELTA Y POCO COMPACTA, CON MUY BAJA RESISTENCIA A LA PENETRACION.	M - 3
3.00					
3.50					
4.00					
4.50	SP	0.95m		ARENA MAL GRADUADA SUELO ARENA DE GRANO MEDIO MAL GRADUADA, CLASIFICACION SUCS: SP Y AASHTO: GRUPO: A-3(0), HUMEDO, CONSISTENCIA SUELTA Y POCO COMPACTA	M - 4
5.00					
5.50	NOTA: NO SE EVIDENCIO LA PRESENCIA DE NIVEL FREATICO, A LA PROFUNDIDAD EXCAVADA.				
6.00					
6.50					
7.00					
7.50					

INGELABC
 SERVICIOS GENERALES S.A.C.
 Ubaldo Ramon Chunga Bayona
 Ing. Civil - CIP. 162224
 INGENIERIA - GEOTECNIA - LABORATORIO Y CONSTRUCCION

Cel/Rpm: # 969803186
 Email. ingelabcservicios@hotmail.com
 http://www.ingelabc.com

Anexo IV. Informe del estudio de suelos del proyecto en el 2016

Para este estudio de mecánica de suelos, realizado para el proyecto: Mejoramiento y ampliación del servicio de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Sechura del distrito de Sechura; provincia de Sechura – Piura, código SNIP N°253871, los códigos de los ensayos hechos en el reservorio Cercado de Sechura son: **SPT1-RE2** y **SPT2-RE2**.

ESTUDIO GEOTECNICO CON FINES DE AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCATARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA ESTRUCTURAS NO LINEALES

Contenido.

- 1.0.- ASPECTOS GENERALES
 - 1.1.- Introducción.
 - 1.2.- Ubicación del Área de Estudio.
- 2.0.- METODOLOGIA DE INVESTIGACION
- 3.0.- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL ÁREA
- 4.0.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 4.1.- Contenido de Humedad Natural
 - 4.2.- Gravedad específica de los sólidos
 - 4.3.- Densidades naturales
 - 4.4.- Análisis granulométrico por tamizado
 - 4.5.- Límite de Consistencia
 - 4.6.- Análisis Químico de Suelos
 - 4.7.- Clasificación De Suelos
- 5.0.- ANALISIS DE LA CIMENTACION
 - 5.1.- Tipo De Cimentación
 - 5.2.- Profundidad De Cimentación
 - 5.3.- Cálculo De La Capacidad Portante
 - 5.3.1.- Teoría de Terzaghi
 - 5.3.2.- Capacidad Portante (Q_d)
 - 5.3.3.- Capacidad Admisible (Q_{adm})
- 6.0.- CONCLUSIONES
- 7.0.- RECOMENDACIONES
- 8.0.- ANEXOS CERTIFICADOS DE LABORATORIO, GRAFICOS

Calle Los Antares 320
Edificio Empresarial El Nuevo Trigo
Ofic. 902, Torre A Santiago de Surco
Telf. Central (51-1) 268-4444 Fax (51-1) 2684400



Página 1

C-5LC	M-1	0.00 - 1.80	10.65
C-6LC	M-1	0.00 - 1.60	9.49
C-7LC	M-1	0.00 - 1.65	7.71
C-8LC	M-1	0.00 - 1.95	9.49
C-9LC	M-1	0.00 - 1.95	10.83
C-10LC	M-1	0.00 - 1.55	8.67
C-11LC	M-1	0.00 - 1.70	11.20
C-12LC	M-1	0.00 - 1.90	8.19
C-13LC	M-1	0.00 - 1.90	9.51
C-14LC	M-1	0.00 - 2.10	8.99
C-15LC	M-1	0.00 - 2.10	11.60
C-16LC	M-1	0.00 - 2.10	11.97
C-1MC	M-2	0.60 - 6.00	15.63
C-2MC	M-2	0.60 - 6.00	16.51
SPT-1MC	M-2	0.70 - 6.00	15.13
SPT-2MC	M-2	0.70 - 6.00	14.01
C-1PL	M-2	0.10 - 6.00	13.74
C-2PL	M-2	0.75 - 6.00	12.50
SPT-1PL	M-1	0.00 - 3.50	8.99
SPT-2PL	M-2	3.50 - 6.00	14.35
C-1 LD	M-1	0.0 - 6.00	17.59
C-1 LP	M-2	0.0 - 6.00	16.07
C-1 NE	M-3	3.50 - 6.00	7.71
C-1 LF	M-4	3.50 - 6.00	7.16

4.2.- Gravedad específica de los sólidos

Mediante este ensayo se determina el peso específico de las sustancias sólidas existentes en suelos y rocas los que muestran valores, que fluctúan:

Ident.	Muestra	Int. Prof. (m)	γ_s gr/cm ³
C-1 CB1	M-1	0.00 - 1.40	2.547
	M-2	1.40 - 6.00	2.575
C-2 CB1	M-1	0.00 - 1.50	2.564
	M-2	1.50 - 6.00	2.617
C-1 CB2	M-1	0.00 - 2.20	2.569
	M-2	2.20 - 6.00	2.538
C-2 CB2	M-1	0.00 - 2.40	2.580
	M-2	2.40 - 6.0	2.709
C-1 CB3	M-1	0.00 - 1.40	2.578
	M-2	1.40 - 4.00	2.699
C-2 CB3	M-1	0.00 - 1.40	2.577
	M-2	1.40 - 4.00	2.708
SPT1-R1	M-1	0.00 - 1.80	2.548
	M-2	1.80 - 6.00	2.592

Calle Los Antares 320
Edificio Empresarial El Nuevo Trigal
Ofic. 902, Torre A Santiago de Surco
Telf. Central (51-1) 268-4444 Fax (51-1) 2684400



SPT2-R1	M-1	0.00 - 1.80	2.586
	M-2	1.80 - 6.00	2.623
SPT1-R2	M-1	0.50 - 6.00	2.598
SPT2-R2	M-1	0.50 - 6.00	2.582
C-PZ-01-1	M1	0.00 - 1.20	2.695
	M2	1.20 - 2.50	2.720
C-PZ-01-2	M1	0.00 - 1.10	2.686
	M2	1.10 - 2.20	2.648
C-PZ-02-1	M1	0.00 - 1.20	2.662
	M2	1.20 - 2.00	2.664
C-PZ-02-2	M1	0.00 - 1.30	2.727
	M2	1.30 - 2.00	2.605
C-PZ-03-1	M1	0.00 - 1.20	2.560
	M2	1.20 - 2.50	2.628
C-PZ-03-2	M1	0.00 - 1.25	2.473
	M2	1.25 - 2.50	2.471
SPT-1Y	M-2	2.20 - 6.00	2.614
SPT-2Y	M-2	2.30 - 6.00	2.639
C-1Y	M-2	2.20 - 6.00	2.626
C-2Y	M-2	2.25 - 6.00	2.617
SPT-2TJ	M-2	0.80 - 6.00	2.569
SPT-1TJ	M-2	0.90 - 6.00	2.538
C-1M	M-1	0.00 - 0.90	2.660
C-2M	M-1	0.00 - 0.80	2.669
C-3M	M-2	0.65 - 1.50	2.643
C-4M	M-1	0.00 - 0.80	2.658
C-5M	M-2	0.00 - 1.00	2.628
C-6M	M-2	0.75 - 1.50	2.630
C-8M	M-2	0.50 - 1.50	2.648
C-9M	M-2	0.45 - 1.50	2.686
C-10M	M-1	0.00 - 1.00	2.672
C-11M	M-1	0.00 - 0.70	2.656
C-12M	M-1	0.00 - 0.90	2.651
C-13M	M-1	0.00 - 1.10	2.626
C-15M	M-1	0.00 - 1.20	2.656
C-16M	M-1	0.00 - 1.00	2.657
SPT-1CH	M-2	1.10 - 6.00	2.653
SPT-2CH	M-2	1.30 - 6.00	2.648
C-1CH	M-1	0.00 - 1.10	2.662
C-2CH	M-1	0.00 - 1.30	2.664
SPT-1D	M-2	1.10 - 6.00	2.580
SPT-2D	M-2	1.10 - 6.00	2.567
C-1D	M-2	0.30 - 6.00	2.560
C-2D	M-2	0.30 - 6.00	2.589
SPT-1C	M-2	1.20 - 6.00	2.570
SPT-2C	M-2	1.40 - 6.00	2.530

Calle Los Antares 320
Edificio Empresarial El Nuevo Trigal
Ofic. 902, Torre A Santiago de Surco
Telf. Central (51-1) 268-4444 Fax (51-1) 2684400



C-1C	M-2	1.20 - 6.00	2.564
C-2C	M-2	1.30 - 6.00	2.576
C-11C	M-1	0.00 - 1.90	2.569
C-21C	M-1	0.00 - 1.90	2.538
C-31C	M-1	0.00 - 1.80	2.560
C-41C	M-1	0.00 - 1.80	2.574
C-51C	M-1	0.00 - 1.80	2.548
C-61C	M-1	0.00 - 1.60	2.571
C-71C	M-1	0.00 - 1.65	2.577
C-81C	M-1	0.00 - 1.95	2.569
C-91C	M-1	0.00 - 1.95	2.548
C-101C	M-1	0.00 - 1.55	2.521
C-111C	M-1	0.00 - 1.70	2.552
C-121C	M-1	0.00 - 1.90	2.548
C-131C	M-1	0.00 - 1.90	2.533
C-141C	M-1	0.00 - 2.10	2.582
C-151C	M-1	0.00 - 2.10	2.574
C-161C	M-1	0.00 - 2.10	2.571
C-1MC	M-2	0.60 - 6.00	2.543
C-2MC	M-2	0.60 - 6.00	2.585
SPT-1MC	M-2	0.70 - 6.00	2.578
SPT-2MC	M-2	0.70 - 6.00	2.571
C-1PL	M-2	0.10 - 6.00	2.567
C-2PL	M-2	0.75 - 6.00	2.539
SPT-1PL	M-1	0.00 - 3.50	2.560
SPT-2PL	M-2	3.50 - 6.00	2.569
C-1 LD	M-1	0.0 - 6.00	2.556
C-1 LP	M-2	0.0 - 6.00	2.564
C-1 NE	M-3	3.50 - 6.00	2.648
C-1 LF	M-4	3.50 - 6.00	2.657

4.3.-Densidad natural

Este ensayo se realiza para tomar la densidad IN SITU de los suelos. El método utilizado fue el peso volumétrico los ensayos muestran valores en función a su contenido de humedad y compacidad natural.

Ident.	Muestra	Int. Prof. (m)	γ_d gr/cm ³
C-1 CB1	M-1	0.00 - 1.40	1.556
	M-2	1.40 - 6.00	1.573
C-2 CB1	M-1	0.00 - 1.50	1.533
	M-2	1.50 - 6.00	1.612
C-1 CB2	M-1	0.00 - 2.20	1.482
	M-2	2.20 - 6.00	1.600

Calle Los Antares 320
Edificio Empresarial El Nuevo Trigal
Ofic. 902, Torre A Santiago de Surco
Telf. Central (51-1) 268-4444 Fax (51-1) 2684400



C-2 CB2	M-1	0.00 - 2.40	1.632
	M-2	2.40 - 6.0	1.727
C-1 CB3	M-1	0.00 - 1.40	1.598
	M-2	1.40 - 4.00	1.786
C-2 CB3	M-1	0.00 - 1.40	1.627
	M-2	1.40 - 4.00	1.914
SPT1-R1	M-1	0.00 - 1.80	1.588
	M-2	1.80 - 6.00	1.673
SPT2-R1	M-1	0.00 - 1.80	1.567
	M-2	1.80 - 6.00	1.650
SPT1-R2	M-1	0.50 - 6.00	1.588
SPT2-R2	M-1	0.50 - 6.00	1.578
C-PZ-01-1	M1	0.00 - 1.20	2.056
	M2	1.20 - 2.50	2.016
C-PZ-01-2	M1	0.00 - 1.10	2.009
	M2	1.10 - 2.20	2.032
C-PZ-02-1	M1	0.00 - 1.20	2.073
	M2	1.20 - 2.00	2.138
C-PZ-02-2	M1	0.00 - 1.30	1.973
	M2	1.30 - 2.00	2.142
C-PZ-03-1	M1	0.00 - 1.20	1.850
	M2	1.20 - 2.50	1.857
C-PZ-03-2	M1	0.00 - 1.25	1.843
	M2	1.25 - 2.50	1.864
SPT-1Y	M-2	2.20 - 6.00	1.853
SPT-2Y	M-2	2.30 - 6.00	1.863
C-1Y	M-2	2.20 - 6.00	1.857
C-2Y	M-2	2.25 - 6.00	2.012
SPT-2TJ	M-2	0.80 - 6.00	1.556
SPT-1TJ	M-2	0.90 - 6.00	1.586
C-1M	M-1	0.00 - 0.90	2.068
C-2M	M-1	0.00 - 0.80	2.053
C-3M	M-2	0.65 - 1.50	2.072
C-4M	M-1	0.00 - 0.80	2.079
C-5M	M-2	0.00 - 1.00	1.986
C-6M	M-2	0.75 - 1.50	1.914
C-8M	M-2	0.50 - 1.50	1.923
C-9M	M-2	0.45 - 1.50	1.944
C-10M	M-1	0.00 - 1.00	1.987
C-11M	M-1	0.00 - 0.70	2.029
C-12M	M-1	0.00 - 0.90	2.052

Calle Los Antares 320
Edificio Empresarial El Nuevo Trigal
Ofic. 902, Torre A Santiago de Surco
Telf. Central (51-1) 268-4444 Fax (51-1) 2684400



Los Pinos	30 m3	11.20 m.	10.00 m.
Nva. Esperanza	100 m3	18.40 m.	9.30 m.

RESERVORIOS ELEVADOS PROYECTADOS

Localidad	VOLUMENES	Rad. Ext. PLATEA	Profundidad Platea
Cercado De Sechura	3000 m3	15.0 m.	4.60 m.
Aa.Hh Los Jardines	2000 m3	12.0 m.	4.60 m.
Caserio Yapato	50 m3	4.00 m.	3.00 m.
Caserio Pampa De Loro	20 m3	3.50 m.	3.00 m.
Caserio Tajamar	160 m3	4.50 m.	3.00 m.
Caleta Las Delicias	130 m3	4.25 m.	3.00 m.
Caleta Constante	100 m3	4.25 m.	3.00 m.
Caleta Matabalbo	10 m3	3.50 m.	3.00 m.
Caserio De Chusis	180 m3	5.00 m.	3.00 m.
A.H La Florida	1300 m3	11.00 m.	4.00 m.
Cisterna-La Florida	1000 m3	11.30 m	5.00 m.

CASETAS DE POZOS TUBULARES

Localidad	Zapata	Profundidad
Casetas de pozos 01, 02, 03	1.0 m.	1.0 m.

5.3.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

En el análisis de cimentación se debe considerar, los parámetros de ángulo de rozamiento interno (ϕ) compacidad del suelo, densidad relativa, peso volumétrico, ancho de la zapata y la profundidad de la cimentación. Así mismo en suelos arenosos deberá estudiarse los problemas de asentamientos relativos.

5.3.1.- Teoría de Terzaghi

Para el instante de falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general:

$$q_d = c \cdot N_c + \delta \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \delta \cdot B \cdot N_\delta$$

Que representa la capacidad de carga límite de la cimentación, siendo N_c , N_q y N_δ coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llama factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Para el caso de corte local y punzonamiento el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para corte general así:

$$q_d = c' \cdot N'_c + \delta \cdot D_f \cdot N'_q + 0.5 \delta \cdot B \cdot N'_\delta$$

Calle Los Antares 320
Edificio Empresarial El Nuevo Trigo
Ofic. 902, Torre A Santiago de Surco
Telf. Central (51-1) 268-4444 Fax (51-1) 2684400



Para el caso de los reservorios elevados la capacidad portante para el caso de falla local con estructuras tipo de zapatas y plateas es la siguiente.

CAMARA DE A.R. PROYECTADAS

Localidad	Diam. Ext. Cím.	Profundidad Cimentacion	Qadm Kgr/cm2
La Rivera.	8.00 m.	8.40 m.	2.90
A.H Los Jardines.	8.00 m.	11.39 m.	4.08
A.H Nvo. Horizonte.	8.00 m.	10.30 m.	1.99
Caserio Yapato.	2.00 m.	9.30 m.	4.22
Caserio Pampa De Loro.	2.00 m.	5.00 m.	1.11
Caleta Las Delicias.	2.50 m.	7.50 m.	1.07
Caleta Constante.	2.50 m.	5.15 m.	0.85
Caleta Mataballo.	2.50 m.	3.50 m.	0.90
Caserio De Chusis.	2.50 m.	10.00 m.	4.44
Las Dunas.	5.00 m.	8.10 m.	3.16
Los Pinos.	8.00 m.	9.00 m.	7.44
Nva. Esperanza.	13.00 m.	8.25 m.	7.92

CISTERNA/RESERVORIOS ELEVADOS PROYECTADOS

Localidad	Diam. Ext. Cím.	Profundidad Cimentacion	Qadm Kgr/cm2
Cercado De Sechura	35.00 m.	4.60 m.	0.81
A.H Los Jardines	25.50 m.	4.50 m.	2.47
Caserio Yapato	7.38 m.	3.10 m.	3.80
Caserio Pampa De Loro	5.98 m.	3.10 m.	1.19
Caserio Tajamar	10.28 m.	3.10 m.	1.39
Caleta Las Delicias	8.90 m.	3.10 m.	0.98
Caleta Las Constante	8.90 m.	3.10 m.	0.96
Caleta Mataballo	1.80x1.80 m.	2.50 m.	0.85
Caserio de Chusis	10.28 m.	3.10 m.	4.22
A.H La Florida	20.00 m.	4.60 m.	15.35
Cisterna-La Florida	20.00 m.	4.60 m.	2.92

GEOREFERENCIACION DE SONDAJES Y CALICATAS ESTRUCTURAS NO LINEALES CASERIOS Y CALETAS

Proyecto : AMP. Y MEJ. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANT. DE LA CIUDAD DE SECHURA

Ubicación: SECHURA - DISTRITO DE SECHURA – PIURA

Solicitante: FOSPIBAY

Fecha: 11 de marzo de 2016

Ident.	Este (x)	Norte (y)	Cota (m.)	Referencia	Ubicación
C-1 CB1	519493	9386090	6	Camaras De Bombeo	La Ribera
C-2 CB1	519492	9386102	6		Los Girasoles
C-1 CB2	519191	9383351	6		Nvo. Horizonte
C-2 CB2	519203	9383349	6		
C-1 CB3	520958	9384081	12		
C-2 CB3	520968	9384090	12		
SPT1-RE1	521216	9384696	12	Reservorios Elevados	Los Jardines II Etapa
SPT2-RE1	521234	9384680	12		Cercado Sechura
SPT1-RE2	519545	9385541	22		
SPT2-RE2	519537	9385486	22		
C-PZ-01-1	529545	9389945	14	Casetas de pozos	Pozo N°01 Alto Negros
C-PZ-01-2	529550	9389950	14		Pozo N°02 Alto Negros
C-PZ-02-1	530880	9389015	14		Pozo N°03 Alto Negros
C-PZ-02-2	530885	9389025	14		
C-PZ-03-1	530880	9387810	14		
C-PZ-03-2	530885	9387805	14		

CORDENADA TOMADAS CON GPS ETREX E30 GARMIN - DATUM: UTM WGS 84



Descripcion de Muestras

Ident.	Muest. Nº	Int. Prof. (m)	Descripcion Visual	N.F (m)
SPT-02 RE1	M-1	0.00 - 1.60	Coquinas, areniscosa conglomeradica, con abundantes fragmentos de conchuelas. (Tablazo lobitos)	-
	M-2	1.60 - 2.80	Fm. Miramar, conglomerado en matriz limosa, subredondeado, medianamente consolidado, color gris blanquesino, humedad baja, compacidad alta, presenta niveles calcareos y coquinas	n.p.
	M-3	2.80 - 6.00	Fm. Miramar, intercalacion de Arenisca en matriz limosa y arcillosa, blandas, color pardo amarillenta con oxidos con argilitas verdosas a gris claro.	
SPT-01 RE2	M-1	0.0 - 0.80	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion.	n.p.
	M-2	0.80 - 6.00	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.	
SPT-02 RE2	M-1	0.00 - 0.95	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion.	n.p.
	M-2	0.95 - 6.00	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.	
C-PZ-01-1	M1	0.00 - 1.20	Gravas en matriz arena de grano fino limoso.	
	M2	1.20 - 2.50	Gravas en matriz arcillosa de mediana plasticidad.	n.p.
C-PZ-01-2	M1	0.00 - 1.10	Gravas en matriz arena de grano fino limoso.	
	M2	1.10 - 2.20	Gravas en matriz arcillosa de mediana plasticidad.	n.p.
C-PZ-02-1	M1	0.00 - 1.20	Gravas en matriz arena de grano fino limoso.	
	M2	1.20 - 2.00	Gravas en matriz arcillosa de mediana plasticidad.	n.p.
C-PZ-02-2	M1	0.00 - 1.30	Gravas en matriz arena de grano fino limoso.	
	M2	1.30 - 2.00	Gravas en matriz arcillosa de mediana plasticidad.	n.p.
C-PZ-03-1	M1	0.00 - 1.20	Gravas en matriz limoarcillosa de baja plasticidad	
	M2	1.20 - 2.50	Arcilla arenosa con gravas, de mediana plasticidad.	n.p.
C-PZ-03-2	M1	0.00 - 1.25	Gravas en matriz limoarcillosa de baja plasticidad	
	M2	1.25 - 2.50	Arcilla arenosa con gravas, de mediana plasticidad.	n.p.
SPT-1Y	M1	0.0 - 0.60	Conglomerados arcillosos, estado compacto, de baja humedad, densidad alta, color beige	
	M2	0.60 - 2.20	Coquinas, rocas calcáreas organogenas, con algo de gravas, matriz areno arcillosa poco plástica	
	M3	2.20 - 6.00	Areniscas y lutitas blandas, color amarillento, con sales calcáreas y yeso, estratificadas en capas de hasta 1 m. De espesor	n.p.



CUADRO RESUMEN PROPIEDADES IDENTIFICACION

Proyecto : AMP. Y MEJ. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE CIUDAD DE SECHURA

Ubicación: SECHURA - DISTRITO DE SECHURA – PIURA

Solicita: FONDO SOCIAL DEL PROYECTO INTEGRAL BAYÓVAR (FOSPIBAY)

Fecha: 11 de marzo de 2016

Ident.	Mtra.	Int. Prof. (m)	% grava	% arena	% finos	W.L %	W.P. %	I.P. %	SUCS
C-1 CB1	M-1	0.00 - 1.40	0.00	93.16	6.84	N.P	N.P	N.P	SP
	M-2	1.40 - 6.00	0.00	89.24	10.76	28.30	22.71	5.59	SM
C-2 CB1	M-1	0.00 - 1.30	0.00	95.13	4.87	N.P	N.P	N.P	SP
	M-2	1.50 - 6.00	0.00	89.36	10.64	32.80	23.70	9.10	SM
C-1 CB2	M-1	0.00 - 2.20	0.00	89.13	10.87	N.P	N.P	N.P	SP-SM
C-2 CB2	M-1	0.00 - 2.40	0.00	83.75	16.25	N.P	N.P	N.P	SP-SM
C-1 CB3	M-1	0.00 - 2.40	16.13	59.57	24.30	-	-	-	SC
	M-2	2.40 - 4.40	44.08	30.95	24.97	31.20	23.86	7.34	GM
C-2 CB3	M-1	0.00 - 2.40	17.83	67.56	14.61	-	-	-	SC-SM
	M-2	2.40 - 4.40	48.69	32.53	18.78	31.20	24.59	6.61	SP
SPT1-R1	M-1	0.00 - 1.60	18.98	69.93	11.09	32.00	25.46	6.54	SM
	M-2	1.60 - 2.80	54.07	36.73	9.21	31.00	25.29	5.71	GM
SPT2-R1	M-1	0.00 - 1.60	19.10	71.67	9.23	26.30	21.26	4.94	SM
	M-2	1.60 - 2.80	34.30	31.47	34.23	31.10	25.98	5.12	SM
SPT1-R2	M-1	0.80 - 6.00	0.00	96.35	3.65	N.P	N.P	N.P	SP
SPT2-R2	M-2	0.95 - 6.00	0.00	96.26	3.74	N.P	N.P	N.P	SP
C-PZ-01-1	M1	0.00 - 1.20	48.75	30.88	20.38	30.10	22.99	7.11	GM
	M2	1.10 - 2.50	37.44	31.19	31.36	31.00	24.20	6.80	GM
C-PZ-02-1	M1	0.00 - 1.20	58.86	31.03	10.11	31.20	24.40	6.80	GM
	M2	1.30 - 2.00	52.66	29.32	18.02	32.40	23.67	8.73	GM
C-PZ-03-1	M1	0.00 - 1.20	55.08	28.85	16.07	34.00	17.86	16.14	GC
	M2	1.25 - 2.50	14.29	21.92	63.79	36.00	20.87	15.13	CL
SPT-1Y	M-2	2.20 - 6.00	0.00	31.03	68.97	30.80	18.87	11.93	CL
SPT-2Y	M-2	2.20 - 6.00	0.00	38.64	61.36	30.40	18.87	11.53	CL
C-1Y	M-2	2.20 - 6.00	0.00	67.57	32.43	32.80	25.00	7.80	SM
C-2Y	M-2	2.30 - 6.00	0.00	52.90	47.10	31.20	21.54	9.66	SC
SPT-2TJ	M-2	0.80 - 6.00	0.00	93.72	6.28	N.P	N.P	N.P	SP
SPT-1TJ	M-2	0.90 - 6.00	0.00	93.34	6.66	N.P	N.P	N.P	SP





FOTO N°11.- Ensayos de SPT 03 en la zona del tanque reservorio a mejorar en el cercado de Sechura



FOTO N°12.- Ensayos de SPT 04 en la zona del tanque reservorio a mejorar en el cercado de Sechura



FOTOS N°13.- extracción de muestras de suelos en la zona del tanque reservorio a mejorar en el cercado de Sechura



CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA

Proyecto: AMP. Y MEJ. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANT. DE LA CIUDAD DE SECHURA
 Solicita: FOSPIBAY
 Ubicación: SECHURA - DISTRITO DE SECHURA - PIURA
 Fecha: 20 de enero de 2016
 RESERVORIO CERCADO DE SECHURA
 ARENA FINA SUELTA

CASO PLATEA CIRCULAR - CONDICIÓN ESTÁTICA																
Df m	B m	Yl MN/m ³	C' tn/cm ²	Ang. Rez. φ	N ^c	N ^s	N ¹	N ²	s _c	s _s	FALLA GENERAL			FALLA LOCAL		
											Od kPa	Qadm kg/cm ²	Qd kPa	Qadm kg/cm ²	Od kPa	Qadm kg/cm ²
2.50	33.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	345.0	115.00	1.17	230.0	76.67	0.78
3.00	33.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	345.0	115.00	1.17	230.0	76.67	0.78
3.50	33.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	352.0	117.33	1.20	234.7	78.22	0.80
4.00	33.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	354.0	118.00	1.20	236.0	78.67	0.80
4.50	33.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	359.0	119.67	1.22	239.3	79.78	0.81
5.00	33.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	372.0	124.00	1.26	248.0	82.67	0.84
2.50	34.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	345.0	115.00	1.17	230.0	76.67	0.78
3.00	34.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	345.0	115.00	1.17	230.0	76.67	0.78
3.50	34.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	352.0	117.33	1.20	234.7	78.22	0.80
4.00	34.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	354.0	118.00	1.20	236.0	78.67	0.80
4.50	34.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	359.0	119.67	1.22	239.3	79.78	0.81
5.00	34.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	372.0	124.00	1.26	248.0	82.67	0.84
2.50	35.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	345.0	115.00	1.17	230.0	76.67	0.78
3.00	35.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	345.0	115.00	1.17	230.0	76.67	0.78
3.50	35.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	352.0	117.33	1.20	234.7	78.22	0.80
4.00	35.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	354.0	118.00	1.20	236.0	78.67	0.80
4.50	35.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	359.0	119.67	1.22	239.3	79.78	0.81
5.00	35.00	18.14	0.00	32	35.49	23.18	30.21	1.09	1.18	1.09	372.0	124.00	1.26	248.0	82.67	0.84

Fórmula General Brinch-Hansen (1970) $Qd = c' Nc sc dc + q Nq sq dq + 0.5 \gamma B N \gamma s \gamma dy$

- Qd Capacidad de carga última del suelo
- Qadm Capacidad de carga admisible o Capacidad portante del suelo (tad/ha)
- γ Peso volumétrico natural (taco)
- γs Peso volumétrico saturado
- φ Ángulo de fricción interna del suelo
- B Ancho del concreto o zapata
- e' Coeficiente aparente del suelo para súa local
- Ft Factor de Seguridad (F)
- df Profundidad de cimentación
- Nc, Nq, Nγ Coeficientes de capacidad de carga (New)
- sc, sq, sγ Coeficientes de forma (New)
- dc, dq, dγ Coeficientes de profundidad (s)



Calculo de Asentamiento Inmediato

Teoria de la Elasticidad (J. E. Bowles)

Proyecto: **CAMP. Y MEJ. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANT. DE LA CIUDAD DE SECHURA**

Ubicación: **SECHURA - DISTRITO DE SECHURA - PIURA**

Solicitante: **FOSPIBAY**

RESERVORIO CERCADO DE SECHURA

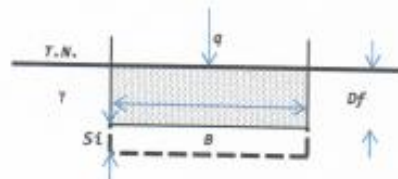
Fecha: **20 de enero de 2016**

ARENA FINA SUELTA

Datos de la cimentación

Tipo de Terreno	ARENA FINA
Prof. Cimentación (Df)	4.50 m
Densidad Natural γ_d	15.30 kN/m ³
N_f	16.72
N_q	14.72
Presión ejercida (q)	1395.05 kPa
Ancho (B) o (2r)	2.00 m
Largo (L)	2.00 m
Relación B/L	1.00
Coef. de Poisson (μ)	0.30
Módulo de Young (E)	250.0 Tn/m ²

$$S_i = \frac{q \cdot B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$



Terreno de fundación:

- I** (1) Friccionante
(C) Cohesivo
(A) Arcilla saturada

Forma de cimentación:

- I** (1) cuadrada
(2) rectangular
(3) circular

Factor de influencia (i)

Flexible centro	1.12
Flexible angulo	0.56
Flexible medio	0.95
Cimentación Rígida	0.88

Asentamiento Absoluto Condición Drenada

	S_i	
Flexible centro	11.37	(cm)
Flexible angulo	5.69	(cm)
Flexible medio	9.65	(cm)
Cimentación Rígida	8.94	(cm)



Calculo de Asentamiento Inmediato

Teoria de la Elasticidad (J. E. Bowles)

Proyecto AMP. Y MEJ. SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANT. DE LA CIUDAD DE SECHURA

Ubicaci3n SECHURA - DISTRITO DE SECHURA - PIURA

Solicitar FOSPIBAY

Fecha : 20 de enero de 2016

RESERVOIRIO CERCADO DE SECHURA

Datos de la cimentacion

Tipo de Terreno	ARENA FINA
Prof. Cimentacion (Df)	4.50 m
Densidad Natural γ_d	15.30 kN/m ³
N_y	16.72
N_q	14.72
Presion ejercida (q)	1395.05 kPa
Ancho (B) o (2r)	2.00 m
Largo (L)	2.00 m
Relacion B/L	1.00
Coef. de Poisson (m)	0.30
Modulo de Young (E)	250.0 Tn/m ²

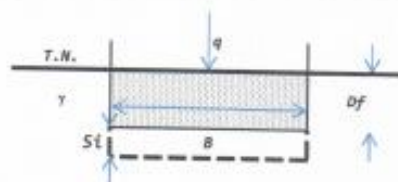
Factor de influencia (i)

Flexible centro	1.52
Flexible angulo	0.76
Flexible medio	1.30
Cimentacion Rigida	1.22

Asentamiento Absoluto Condicion Drenada

	S_i	
Flexible centro	15.44	(cm)
Flexible angulo	7.72	(cm)
Flexible medio	13.20	(cm)
Cimentacion Rigida	12.39	(cm)

$$S_i = \frac{q \cdot B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$



Terreno de fundacion

- I** (I) Friccionante
(C) Cohesivo
(A) Arcilla saturada

Forma de cimentacion:

- 2** (1) cuadrada
(2) rectangular
(3) circular



Anexo V. Informe del estudio de suelos del proyecto en el 2015

Para este estudio de mecánica de suelos, realizado para el proyecto: Mejoramiento y ampliación del servicio de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Sechura del distrito de Sechura; provincia de Sechura – Piura, código SNIP N°253871, los códigos de los ensayos hechos en el reservorio Cercado de Sechura son: **SPT-03** y **SPT-04**.

**ESTUDIO GEOLOGICO
GEOTECNICO**

AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCATARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA

**DISTRITO SECHURA
PROVINCIA SECHURA
REGION PIURA**

**CONSORCIO SECHURA
MAYO 2015**

Nº	Ident.	Muest. Nº	Int. Prof. (m)	Descripción de la muestra	N.F (m)
52	A-6	M-1	0.00 - 0.40	Tablazo lobitos, arena limosa calcárea, con fragmentos de conchas, inclusión de gravillas, color gris claro amarillento, compacta, humedad baja	
		M-2	0.40 - 1.40	Fm. Miramar. En el tope presenta un conglomerado conchífero color gris claro medianamente consolidada, con intercalaciones de areniscas limolíticas y argilitas, blandas color pardo con óxidos	n.p.
53	SPT-01	M-1	0.00 - 1.60	Coquinas, areniscosa conglomeradica, con abundantes fragmentos de conchuelas. (Tablazo lobitos)	-
		M-2	1.60 - 2.80	Fm. Miramar, conglomerado en matriz limosa, subredondeado, medianamente consolidado, color gris blanquesino, humedad baja, compacidad alta, presenta niveles calcareos y coquinas	n.p.
		M-3	2.80 - 6.00	Fm. Miramar, intercalacion de Arenisca en matriz limosa y arcillosa, blandas, color pardo amarillenta con oxidos con argilitas verdosas a gris claro.	
54	SPT-02	M-1	0.00 - 1.60	Coquinas, areniscosa conglomeradica, con abundantes fragmentos de conchuelas. (Tablazo lobitos)	-
		M-2	1.60 - 2.80	Fm. Miramar, conglomerado en matriz limosa, subredondeado, medianamente consolidado, color gris blanquesino, humedad baja, compacidad alta, presenta niveles calcareos y coquinas	1.5
		M-3	2.80 - 6.00	Fm. Miramar, intercalacion de Arenisca en matriz limosa y arcillosa, blandas, color pardo amarillenta con oxidos con argilitas verdosas a gris claro.	
55	SPT-03	M-1	0.0 - 0.80	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion.	
			0.80 - 6.00	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.	
56	SPT-04	M-1	0.00 - 0.95	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion.	
			0.95 - 6.00	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.	
57	C-LO-01	M-1	0.30 - 1.10	Coquinas y lumaquelas, en matriz areniscosa, degradan a suelos areno limosos de baja plasticidad, muy compactos	
58	C-LO-02	M-1	0.30 - 1.10	Coquinas y lumaquelas, en matriz areniscosa, degradan a suelos areno limosos de baja plasticidad, muy compactos	
59	C-LO-03	M-1	0.30 - 1.10	Coquinas y lumaquelas, en matriz areniscosa, degradan a suelos areno limosos de baja plasticidad, muy compactos	
60	C-LO-04	M-1	0.30 - 1.10	Coquinas y lumaquelas, en matriz areniscosa, degradan a suelos areno limosos de baja plasticidad, muy compactos	
61	C-LO-05	M-1	0.30 - 1.10	Coquinas y lumaquelas, en matriz areniscosa, degradan a suelos areno limosos de baja plasticidad, muy compactos	




JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
 Ing. Geólogo CIP Nº 60230
 Maestro en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

245	C-48	M-1	0.0 - 0.40	En superficie materiales de afirmado y materiales de relleno	
		M2	0.40 - 1.60	Arenisca de mediana resistencia, húmeda	n.p.
246	C-49	M-1	0.0 - 0.50	En superficie materiales de afirmado y materiales de relleno	
		M2	0.50 - 1.60	Arenisca de mediana resistencia, húmeda	n.p.
247	C-50	M-1	0.0 - 0.50	Arena limosa compacta gris claro	
		M2	0.50 - 1.60	Gravas limosas compactas, gris amarillento	n.p.
248	C-51	M-1	0.0 - 0.50	Arena limosa compacta gris claro	
		M2	0.50 - 1.60	Gravas limosas compactas, gris amarillento	n.p.
249	C-52	M-1	0.0 - 0.50	Arena limosa compacta gris claro	
		M2	0.50 - 1.60	Gravas limosas compactas, gris amarillento	n.p.
250	C-53	M-1	0.0 - 0.50	En superficie materiales de afirmado y materiales de relleno	
		M2	0.50 - 1.60	Arenisca de mediana resistencia, húmeda	n.p.
251	C-54	M-1	0.0 - 0.50	En superficie materiales de afirmado y materiales de relleno	
		M2	0.50 - 1.60	Arenisca de mediana resistencia, húmeda	n.p.

6.2.- Los análisis de laboratorio realizados muestran los siguientes resultados:

Nº	Ident.	Muestra	Int. Prof. (m)	γ_d	γ_s	W	Grava	Arena	Finos	Límite líquido	Límite plástico	I.P.
				gr/cm ³	gr/cm ³	%	%	%	%	%	%	%
01	C-1	M-1	0.00 - 1.40	1.589	2.579	7.43	0.00	71.23	28.77	28.30	22.71	5.59
		M-2	1.40 - 2.60	2.030	2.680	9.47						
02	C-2	M-1	0.00 - 1.50	1.502	2.582	6.61				33.40	21.00	11.50
		M-2	1.50 - 2.60	2.072	2.692	9.06	46.56	31.19	22.25			
03	C-3	M-1	0.00 - 1.50	1.624	2.585	7.29	0.00	60.27	39.73	31.20	20.20	11.00
		M-2	1.50 - 2.50	2.022	2.705	9.49						
04	C-4	M-1	0.00 - 1.40	1.585	2.586	6.22				31.20	26.15	5.05
		M-2	1.40 - 2.40	2.036	2.696	9.75	43.62	33.91	22.48			
05	C-5	M-1	0.00 - 1.50	1.583	2.587	6.16	0.00	74.53	25.47	34.00	27.03	6.97

Página 8




JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
 Ing. Geólogo CIP Nº 60250
 Maestro en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

51	A-5	M-1	0.00 - 1.40	1.598	2.578	4.20	16.13	59.57	24.30			
		M-2	1.40 - 4.00	1.786	2.699	4.48				31.20	23.86	7.34
52	A-6	M-1	0.00 - 1.40	1.627	2.577	3.91						
		M-2	1.40 - 4.00	1.914	2.708	4.40				31.20	24.59	6.61
53	SPT-01	M-1	0.00 - 1.60	1.588	2.548	2.16	18.98	69.93	11.09	32.00	25.46	6.54
		M-2	1.60 - 2.80	1.673	2.592	3.95	54.07	36.73	9.21	31.00	25.29	5.71
		M-3	2.80 - 6.00				16.22	74.22	9.06	31.60	22.67	8.93
54	SPT-02	M-1	0.00 - 1.60	1.567	2.586	4.62	19.10	71.67	9.23	26.30	21.36	4.94
		M-2	1.60 - 2.80	1.650	2.623	5.59	34.30	31.47	34.23	31.10	25.98	5.12
		M-3	2.80 - 6.00							31.20	17.54	13.66
55	SPT-03	M-1	0.50 - 6.00	1.588	2.598	7.75	0.00	96.35	3.65			
56	SPT-04	M-1	0.50 - 6.00	1.578	2.582	8.46	0.00	96.26	3.74			
57	C-LO-01	M-2	0.30 - 1.10	1.618	2.614	9.55	9.35	62.97	27.68	31.20	20.20	11.00
58	C-LO-02	M-2	0.30 - 1.10	1.618	2.608	9.86	8.26	24.35	91.74	31.20	26.15	5.05
59	C-LO-03	M-2	0.30 - 1.10	1.610	2.635	9.87	12.50	27.64	59.86	34.00	17.86	16.14
60	C-LO-04	M-2	0.30 - 1.10	1.636	2.606	5.32	6.52	27.26	66.22	33.80	24.20	9.60
61	C-LO-05	M-2	0.30 - 1.10	1.646	2.609	8.66	13.70	29.81	56.49	33.10	25.48	7.64
62	C-LO-06	M-2	0.30 - 1.10	1.611	2.613	4.24	21.15	27.06	51.79	35.20	21.15	14.05
63	C-LO-07	M-2	0.30 - 1.10	1.626	2.616	8.55	28.28	55.35	16.37	30.80	22.49	8.31
64	C-LO-08	M-2	0.30 - 1.10	1.612	2.661	9.15	6.98	66.37	26.65	26.30	20.36	5.94
65	C-LO-09	M-2	0.10 - 1.20	1.621	2.605	8.37	0.00	62.42	37.58	31.20	20.62	10.58
66	C-LO-10	M-2	0.30 - 1.10	1.612	2.617	7.70	27.54	54.45	18.01	30.50	17.54	12.90
67	C-LO-11	M-2	0.30 - 1.10	1.618	2.604	9.56	0.00	57.98	42.62	31.00	20.22	10.78
68	C-LO-12	M-2	0.40 - 1.00	1.637	2.606	6.95	0.00	68.47	31.53	33.40	21.90	11.50
69	C-LO-13	M-2	0.15 - 1.25	1.683	2.640	9.47	0.00	60.11	39.89	31.20	20.20	11.00
70	C-LO-14	M-2	0.15 - 1.25	1.677	2.629	6.61	0.00	32.09	67.91	31.20	26.15	5.05
71	C-LO-15	M-2	0.10 - 1.00	1.645	2.605	9.06	7.39	27.33	65.27	34.00	17.86	16.14
72	C-LO-16	M-2	0.30 - 1.03	1.624	2.614	9.47	0.00	29.39	70.61	33.80	24.20	9.60
73	C-CHT-01	M-1	0.00 - 1.10	1.591	2.570	9.49	0.00	71.23	28.77	34.00	28.17	5.83
		M-2	1.10 - 2.30	1.585	2.594	17.23						
74	C-CHT-02	M-1	0.00 - 1.00	1.590	2.589	6.95				24.20	19.67	4.53
		M-2	1.00 - 2.40	1.579	2.592	16.81	0.00	73.54	26.46			
75	C-CHT-03	M-1	0.00 - 1.20	1.611	2.574	9.43	0.00	74.69	25.31	33.00	25.46	7.54
		M-2	1.20 - 2.50	1.581	2.585	17.18						
76	C-CHT-04	M-1	0.00 - 1.00	1.612	2.579	9.51				35.00	30.28	4.72
		M-2	1.00 - 2.40	1.578	2.582	18.69	0.00	89.65	10.35			
77	C-CHT-05	M-1	0.00 - 1.00	1.596	2.579	8.99	0.00	74.55	25.45	31.00	24.19	6.81
		M-2	1.00 - 2.50	1.583	2.590	17.88						
78	C-CHT-06	M-1	0.00 - 1.40	1.581	2.584	9.87				24.50	21.18	3.32
		M-2	1.40 - 2.60	1.598	2.578	5.32	0.00	83.84	16.16			
79	C-CHT-07	M-1	0.00 - 1.00	1.570	2.592	8.66	0.00	89.27	10.73	np	np	np
		M-2	1.00 - 1.60	1.592	2.574	4.24						
		M-3	1.60 - 2.50	1.718	2.519	8.55						
80	C-CHT-08	M-1	0.00 - 1.00	1.581	2.597	9.15						
		M-2	1.00 - 1.60	1.621	2.584	9.49	0.00	90.99	9.01			



para la cimentación de zapata B = 2.0 m a la profundidad de 1.0 A 6.0 m

Ensayo SPT Nº 01 RESERVORIO LOS JARDINES II ETAPA

Df (m)	N ₆₀	R _p (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{adm} Neto (kg/cm ²)	S _i (mm)	MÓDULO DE BALASTO (k)
1.00	65.52	262.07	7.14	7.10	12.7	8.60
2.00	74.29	297.14	8.10	8.05	28.0	9.75
3.00	53.75	215.00	5.86	5.82	58.1	7.05
4.00	28.89	115.56	3.15	3.13	129.7	3.79
5.00	30.53	122.11	3.82	3.31	153.4	4.01
6.00	29.81	119.23	3.73	3.23	188.5	3.91

Ensayo SPT Nº 02 RESERVORIO LOS JARDINES II ETAPA

Df (m)	N ₆₀	R _p (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{adm} Neto (kg/cm ²)	S _i (mm)	MÓDULO DE BALASTO (k)
1.00	68.97	275.86	7.52	7.47	12.5	9.05
2.00	78.57	314.29	8.56	8.51	27.5	10.31
3.00	56.25	225.00	6.13	6.09	57.7	7.38
4.00	30.00	120.00	3.27	3.25	129.7	3.94
5.00	30.53	122.11	3.82	3.31	159.4	4.01
6.00	28.85	115.38	3.61	3.13	202.4	3.79

Ensayo SPT Nº 03 RESERVORIO CERCADO DE SECHURA

Df (m)	N ₆₀	R _p (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{adm} Neto (kg/cm ²)	S _i (mm)	MÓDULO DE BALASTO (k)
1.00	6.92	27.68	0.75	0.75	21.7	0.91
2.00	9.15	36.59	1.00	0.99	32.9	1.20
3.00	8.17	32.70	0.89	0.89	55.2	1.07
4.00	7.39	29.56	0.81	0.80	81.4	0.97
5.00	8.99	35.96	1.12	0.97	84.7	1.18
6.00	8.21	32.85	1.03	0.89	111.2	1.08

Ensayo SPT Nº 04 RESERVORIO CERCADO DE SECHURA

Df (m)	N ₆₀	R _p (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _{adm} Neto (kg/cm ²)	S _i (mm)	MÓDULO DE BALASTO (k)
1.00	6.91	27.66	0.75	0.75	21.9	0.91
2.00	9.13	36.53	1.00	0.99	33.1	1.20
3.00	8.16	32.63	0.89	0.88	55.6	1.07
4.00	7.37	29.48	0.80	0.80	82.1	0.97
5.00	8.96	35.85	1.12	0.97	85.4	1.18



JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
Ing.-Geólogo CIP Nº 60230
Maestría en Ingeniería Ambiental
Doctorado en Ciencias Ambientales

Registro de Ensayo de Penetracion Dinamica Normal
 Standard Penetration Test (ASTM D 1586 - NTP 339.133)

Proyecto: AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA		SONDAJE Nº	SPT - 03			
Ubicación: SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA		Norte	9385541 N			
Solicitante: CONSORCIO CONSULTOR SECHURA		Este	519545 E			
F. Inicio: 11/09/2014	F. Termino: 11/09/2014	Altitud (m)	18.0			
Técnico: L. Lhumacero A.		responsable: Ing. J. Lobeña U.	N. Freatico (m)	-		
Método Hincado	Percusion	Díametro Varillas Perf.	Φ 1 9/16"			
Mét. Perforación	Exc. Manual	Penetrómetro	Terzaghi (Cafía partida)			
Tipo Varillas Perf.	Tubería	Método Limpieza	Posteadora 3"			
Prof. Total (m)	6.00	Cota de fondo (msnm)	12.00			
Prof.	E	Golpes	Pot.(m)	Simb.	SUCS	Descripcion visual del suelo
0.00			0.30		R	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion,
-0.15		-			R	
-0.30		-			R	
-0.45		-			R	
-1.00		-	5.20		SP-SM	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.
-1.15		-			SP-SM	
-1.30	2				SP-SM	
-1.45	2				SP-SM	
-2.00	-				SP-SM	
-2.15	-				SP-SM	
-2.30	2				SP-SM	
-2.45	4				SP-SM	
-3.00	-				SP-SM	
-3.15	-				SP-SM	
-3.30	3				SP-SM	
-3.45	3				SP-SM	
-4.00	-				SP-SM	
-4.15	-				SP-SM	
-4.30	4				SP-SM	
-4.45	4				SP-SM	
-5.00	-		SP-SM			
-5.15	-		SP-SM			
-5.30	4		SP-SM			
-5.45	4		SP-SM			
-6.00			SP-SM			



JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
 Ing. Geólogo CP Nº 60230
 Maestría en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

PARAMETROS GEOTECNICOS (ENSAYO SPT)

Proyecto:	AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA	SONDAJE Nº SPT - 03
Ubicación:	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA	Norte 9385541 N
Solicita	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA	Este 519545 E
Fecha:	11/09/2014	Altitud (m) 18.00

Profundidad [Metros]	SUCS	N _{cor}	DR %	Grado de Compacidad	Compacidad	Consistencia	c [kg/m ²]	φ [grados]	Es [Tn/m ²]	qu [kn/m ²]	Go [kn/m ²]	vs [m/seg]
1.00	SP-SM	7	33.96	0.3	Floja			29.15	55.36		57.98	178.06
2.00	SP-SM	9	39.04	0.3	Floja			29.80	73.17		70.09	194.36
3.00	SP-SM	8	36.91	0.3	Floja			29.52	65.40		64.94	187.62
4.00	SP-SM	7	35.09	0.3	Floja			29.29	59.11		60.63	181.77
5.00	SP-SM	9	38.71	0.3	Floja			29.75	71.91		69.27	193.30
6.00	SP-SM	8	37.00	0.3	Floja			29.53	65.71		65.15	187.90

DR Densidad relativa
 qu Resistencia contante no drenada de arcillas (cu)
 φ Angulo de friccion interna
 Es Módulo elástico equivalente
 c Cohesion
 Go Módulo de corte

Calculo de la Carga Admisible

Proyecto:	AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA
Solicita :	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA
Ubicación:	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA
Fecha:	11/09/2014

Ensayo SPT N° 03 RESERVOIRIO ELEVADO CERCADO DE SECHURA

Df (m)	N ₆₀	Rp (kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)	Qadm Neto (kg/cm ²)	Si (mm)	MÓDULO DE BALASTO (k)
1.00	6.92	27.68	0.75	0.75	21.7	0.91
2.00	9.15	36.59	1.00	0.99	32.9	1.20
3.00	8.17	32.70	0.89	0.89	55.2	1.07
4.00	7.39	29.56	0.81	0.80	81.4	0.97
5.00	8.99	35.96	1.12	0.97	84.7	1.18
6.00	8.21	32.85	1.03	0.89	111.2	1.08

(Rp) Resistencia a la penetracion


(Si) Asentamiento absoluto (Mesri)

(Qd) Capacidad Carga admisible Peck (1974) = 0.109* N60 Suelos granulares

(Qd) Capacidad Carga admisible Terzaghi = 0.125* N60 Arcillas

(B) Ancho de zapata o cimiento (metros) 1.0




JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
 Ing. Geólogo CIP N° 60230
 Maestro en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

Registro de Ensayo de Penetracion Dinamica Normal
 Standard Penetration Test (ASTM D 1586 - NTP 339.133)

Proyecto: AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA				SONDAJE N°	SPT - 04
Ubicación: SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA				Norte	9385486 N
Solicita: CONSORCIO CONSULTOR SECHURA				Este	519537 E
F. Inicio: 11/09/2014		F. Termino: 11/09/2014		Altitud (m)	16.0
Tecnico: L. Lhumacero A.		Responsable: Ing. J. Cobena U.		N. freatico (m)	-
Método Hincado	Percusion	Diametro Varillas Perf.	Ø 1 1/8"	Prof. Entubada (m)	0.00
Mét. Perforación	Exc. Manual	Penetrómetro	Terzaghi (Caña partida)	Diám. Entubado	4"
Tipo Varillas Perf.	Tubería	Método Limpieza	Posteadora 3"	Diám. Muestreador	3"
Prof.d Total (m)	6.00	Cota de fondo (msnm)	10.00	Cota N. freatico (m)	#IVALORI

Prof. (m)	E	Golpes	Pot.(m)	Simb.	SUCS	Descripcion visual del suelo
0.00			0.95		R	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion,
-0.15					R	
-0.30					R	
-0.45					R	
-1.00			5.05		SP-SM	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.
-1.15					SP-SM	
-1.30		2			SP-SM	
-1.45		2			SP-SM	
-2.00					SP-SM	
-2.15					SP-SM	
-2.90		2			SP-SM	
-2.45		4			SP-SM	
-3.00					SP-SM	
-3.15					SP-SM	
-3.30		3			SP-SM	
-3.45		3			SP-SM	
-4.00					SP-SM	
-4.15					SP-SM	
-4.30		4			SP-SM	
-4.45		4			SP-SM	
-5.00			SP-SM			
-5.15			SP-SM			
-5.30		4	SP-SM			
-5.45		4	SP-SM			
-6.00			SP-SM			



JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
 Ing. Geólogo CP N° 60230
 Maestría en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

ENSAYO DINAMICO (SPT) NTP 339.133

Proyecto:	AMP, Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD	SONDAJE Nº	SPT - 04
Ubicación:	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA	Norte	9385486 N
Solicita:	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA	Este	519537 E
Fecha:	11/09/2014	Altitud (m)	16.0

Prof. (m)	Golpes (N)	N SPT	ESTRATG	σ'_v	Cn	Ncorr
1.0	2	4	SP-SM	0.16	1.729	6.91
	2					
2.0	2	6	SP-SM	0.31	1.522	9.13
	4					
3.0	2	6	SP-SM	0.47	1.360	8.16
	4					
4.0	3	6	SP-SM	0.63	1.229	7.37
	3					
5.0	4	8	SP-SM	0.79	1.120	8.96
	4					
6.0	4	8	SP-SM	0.95	1.024	8.19
	4					



Jose C. Cobena Urbina
JOSE CARLOS COBENA URBINA
 Ing. Geólogo CIP Nº 60230
 Maestro en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales



JOSE C. COBEÑA URBINA
 Ingeniero Geólogo - CP Nº 60230
 Afiliado al Colegio Profesional de Ingenieros Ambientales del Perú
 Doctorado en Ciencias Ambientales

PARAMETROS GEOTECNICOS (ENSAYO SPT)

Proyecto:	AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA	SONDAJE Nº SPT - 04
Ubicación:	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA	Norte 9385486 N
Solicita	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA	Este 519537 E
Fecha:	11/09/2014	Altitud (m) 16.00

Profundidad [Metros]	SUCS	N _{corr}	DR %	Grado de Compacidad	Compacidad	Consistencia	c [kg/m ²]	φ [grados]	Es [Tn/m ²]	qU [kn/m ²]	Go [kn/m ²]	vs [m/seg]
1.00	SP-SM	7	33.95	0.3	Floja			29.15	55.32		57.95	178.01
2.00	SP-SM	9	39.01	0.3	Floja			29.79	73.06		70.02	194.27
3.00	SP-SM	8	36.87	0.3	Floja			29.51	65.26		64.84	187.50
4.00	SP-SM	7	35.05	0.3	Floja			29.28	58.97		60.52	181.62
5.00	SP-SM	9	38.65	0.3	Floja			29.75	71.71		69.13	193.13
6.00	SP-SM	8	35.94	0.3	Floja			29.52	65.51		65.01	187.72

DR Densidad relativa
 qU Resistencia cortante no drenada de arcillas [cu]
 φ Ángulo de fricción interna
 Es Módulo elástico equivalente
 c Cohesion
 Go Módulo de corte



Calculo de la Carga Admisible

Proyecto:	AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA
Ubicación:	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA
Solicita	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA
Fecha:	11/09/2014

Ensayo SPT N° 04 RESERVOIRIO ELEVADO CERCADO DE SECHURA

Df (m)	N ₆₀	Rp (kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)	Qadm Neto (kg/cm ²)	Si (mm)	MÓDULO DE BALASTO (k)
1.00	6.91	27.66	0.75	0.75	21.9	0.91
2.00	9.13	36.53	1.00	0.99	33.1	1.20
3.00	8.16	32.63	0.89	0.88	55.6	1.07
4.00	7.37	29.48	0.80	0.80	82.1	0.97
5.00	8.96	35.85	1.12	0.97	85.4	1.18
6.00	8.19	32.75	1.02	0.89	112.2	1.07

(Rp) Resistencia a la penetración


(Si) Asentamiento absoluto (Mesri)

(Qd) Capacidad Carga admisible Peck (1974) = $0.109 * N_{60}$ Suelos granulares

(Qd) Capacidad Carga admisible Terzaghi = $0.125 * N_{60}$ Arcillas

(B) Ancho de zapata o cimiento (metros) 1.0




JOSE CARLOS COBENA URBINA
 Ing. Geólogo CIP N° 60230
 Máster en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

DATOS ENSAYO DINAMICO (SPT)

Proyecto:	AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA	SONDAJE Nº	SPT - 03
Ubicación:	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA	Norte	9385541 N
Solicitante:	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA	Este	519545 E
F. Inicio:	11/09/2014	F. Termino:	11/09/2014
		Altitud (m)	18.00

Muestra	Topo	Base	Espesor	N. Freat.	Descripcion del Suelo	SIMB
M-1	0.00	0.80	0.80	-	Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion,	R
M-2	0.80	6.00	5.20	-	Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad abja.	SP-SM



foto N°01


Ubicación del Ensayo SPT 0 cercado de Sechura a inmediaciones del Reservorio Elevado actual



foto N°02

Muestra el procedimiento de percusion o golpeo del ensayo dinamico




JOSE CARLOS COBEÑA URBINA
 Ing. Geólogo CIP Nº 60230
 Maestro en Ingeniería Ambiental
 Doctorado en Ciencias Ambientales

DATOS ENSAYO DINAMICO (SPT)

Proyecto:	AMP. Y MEJ. DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SECHURA	SONDAJE N°	SPT - 04
Ubicación:	SECHURA - DIST. SECHURA - PROV. SECHURA - PIURA	Norte	9385486 N
Solicita:	CONSORCIO CONSULTOR SECHURA	Este	519537 E
F. Inicio:	11/09/2014	F. Termina:	11/09/2014
		Altitud (m)	16.00

Muestra	Tope	Base	Espesor	N. Freat.	Descripcion del Suelo	SIMB
M-1	0.00	0.95	0.95		Material de relleno, arenas limosas, mediana humedad, desechos solidos, desechos de construccion,	R
M-2	0.95	6.00	5.05		Deposito eolicos, arena fina a media algo limosa, suelta, color gris claro amarillento, humedad baja, compacidad baja.	SP-SM



foto N°01

Ubicación del Ensayo SPT 0 cercado de Sechura a inmediaciones del Reservorio Elevado actual



foto N°02

Cuchara del SPT, Muestra representativa del suelo encontrado tipo arena



Anexo VI. Comparación de resultados de los estudios de suelos

Parámetro del suelo		Investigación 2018	Proyecto 2016	Proyecto 2015
Tipo de suelo	<i>SUCS</i>	SP-SM	SP	SP-SM
Módulo de elasticidad	E_s	1000.00 Ton/m ²	250.00 Ton/m ²	717.10 Ton/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	0.25	0.3	0.3
Peso específico	γ_s	1.67 Ton/m ³	1.59 Ton/m ³	1.58 Ton/m ³
Capacidad portante	q_a	14.18 Ton/m ²	12.20 Ton/m ²	11.20 Ton/m ²
Ángulo de fricción interna	ψ_s	30 °	32 °	30 °

Considerar que, para la presente investigación, la recolección de muestra de suelo se realizó dentro de las instalaciones del reservorio elevado. En cambio, los estudios previos, correspondientes al proyecto, muestran que la toma del suelo se hizo fuera del reservorio. Por lo que, de esta manera, se justifica la variación en los parámetros del suelo.

Anexo VII. Documentación del trabajo de investigación



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
La Escuela de Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

LOZANO JARA, ELVIS MANUEL

INFORME TITULADO:

*INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y
DISEÑO DE UN RESERVOIRIO ELABORADO TIPO INTRE DE LA CIUDAD DE
SANCARA EN EL 2018*

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

Ingeniero Civil

SÚSTENTADO EN FECHA: *15/12/2018*

NOTA O MENCIÓN : *15 (Quince)*

Firma del Coordinador de Investigación de
Ingeniería Civil



Yo, **DR. LUIS GABRIEL QUIROZ TORRES,**

Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, sede Lima Norte), revisor(a) de la tesis titulada:

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA EN EL 2018"

del (de la) estudiante **ELVIS MANUEL LOZANO JARA**

constato que la investigación tiene un índice de similitud de ...10... % verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Lugar y fecha... Los Olivos, 15 de diciembre del 2018



.....

Firma

Nombres y apellidos del (de la) docente:

LUIS GABRIEL QUIROZ TORRES

DNI: 4470624

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------



**AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE
TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL
UCV**

Código : F08-PP-PR-02.02
Versión : 09
Fecha : 23-03-2018
Página : 1 de 1

Yo **ELVIS MANUEL LOZANO JARA**, identificado con DNI N°**76565508**,

Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado:

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE LA CIUDAD DE SECHURA EN EL 2018";

en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derechos de Autor, Art. 23 y Art. 33

Fundamentación en caso de no autorización:

.....



FIRMA

DNI: 76565508

FECHA: 15 de diciembre del 2018

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Responsable de SGC	Aprobó	Vicerrectorado de Investigación
---------	----------------------------	--------	--------------------	--------	---------------------------------

Pantallazo del Turnitin

Feedback Studio - Google Chrome
https://ev.turnitin.com/app/carta/en_us/70x1057497007?ui=1092268107&lang=en_us&cc=&ttident=xxxxx

feedback studio Elvis Lozano DPI 2018 II - Informe de tesis



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Influencia de la implementación del sistema en el ambiente y distribución en
reservorio albedo tipo fresa de la ciudad de Arequipa en el 2018

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

ACTOR:
Elvis Lozano Lozano

ASESOR:
Ing. Delia Gálvez Quiroz Torres, E.D

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
Diseño de infraestructura

LIMA - PERÚ
2018



Match Overview

10%

1	Submitted to Universidad César Vallejo	1%
2	repositorio.unh.edu.pe	1%
3	repositorio.ucv.edu.pe	1%
4	es.slideshare.net	1%
5	repositorio.unp.edu.pe	1%
6	Submitted to Universidad César Vallejo	<1%
7	repositorio.unh.edu.pe	<1%

Page: 1 of 160 Word Count: 32032 Text-only Report High Resolution On

15/12/2018 07:44