

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

TESIS

Respuesta dinámica por los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA y norma E030-2016 del edificio de comando de control ribereño – Iquitos

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentada por:

GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA

Asesor:

Dr. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ

CAJAMARCA, PERÚ

2018

COPYRIGHT © 2018 by
GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA
Todos los derechos reservados

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

TESIS APROBADA

Respuesta dinámica por los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA y norma E030-2016 del edificio de comando de control ribereño – Iquitos

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentada por:

GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA

Comité Científico

Dr. Hermes R. Mosqueira Ramírez
Asesor

M. Cs. José Marchena Araujo
Miembro de Comité Científico

M. Cs. Mauro Centurión Vargas
Miembro de Comité Científico

M. Cs. Lincoln Minchán Pajares
Miembro de Comité Científico

Cajamarca - Perú

2018



Universidad Nacional de Cajamarca

Escuela de Posgrado

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Siendo las *10:00 am* de la mañana del día 13 de agosto de dos mil dieciocho, reunidos en el Auditorio de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el **M.Cs. JOSÉ MARCHENA ARAUJO**, y como integrantes del Jurado Titular **M.Cs. MAURO CENTURIÓN VARGAS** y **M.Cs. LINCOLN MINCHÁN PAJARES**, en calidad de Asesor el **Dr. ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ**. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestría de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se dio inicio a la Sustentación de la Tesis titulada **“RESPUESTA DINÁMICA POR LOS MODELOS DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DEL FEMA Y NORMA E030-2016 DEL EDIFICIO DE COMANDO DE CONTROL RIBEREÑO – IQUITOS”**, presentada por el **Bach. en Ingeniería Civil GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA**, con la finalidad de optar el Grado Académico de **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **INGENIERÍA CIVIL**.

Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó.....con la calificación de *17 (DIECISIETE) = EXCELENTE*...la mencionada Tesis; en tal virtud, el **Bach. en Ingeniería Civil GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA**, está apto para recibir en ceremonia especial el Diploma que lo acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **INGENIERÍA CIVIL**.

Siendo las *11:10 am* horas del mismo día, se dio por concluido el acto.


.....
M.Cs. José Marchena Araujo
JURADO EVALUADOR


.....
Dr. Roberto Mosqueira Ramírez
Asesor


.....
M.Cs. Mauro Centurión Vargas
JURADO EVALUADOR


.....
M.Cs. Lincoln Minchán Pajares
JURADO EVALUADOR

DEDICATORIA

*Con infinita gratitud a la memoria de mis madres
Arminda y Otilia Mendoza Medina, quienes con sus
enseñanzas, ejemplo y cariño forjaron mi vida.*

AGRADECIMIENTO

A mi asesor el Dr. Ing° Hermes Roberto Mosqueira Ramírez, por el apoyo e interés en el desarrollo del presente trabajo.

A los docentes de la escuela de Postgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, quienes con su experiencia y dedicación fortalecieron en mi persona los conocimientos necesarios para lograr la culminación del presente trabajo.

ÍNDICE

	Pág.
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE	vii
ÍNDICE DE CUADROS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPITULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.1. Contextualización.	1
1.1.2. Descripción del problema.	3
1.1.3. Formulación del problema.	6
1.2. Justificación e importancia de la investigación	6
1.2.1. Justificación científica.	6
1.2.2. Justificación técnica – práctica.	7
1.2.3. Justificación institucional y personal.	8
1.3. Delimitación de la investigación	8
1.4. Objetivos	9
1.4.1. Objetivo general.	9
1.4.2. Objetivos específicos.	9
CAPÍTULO II	10
MARCO TEÓRICO	10
2.1. Antecedentes de la investigación o marco referencial	10
2.2. Marco conceptual	19
CAPITULO III	53
PLANTEAMIENTO DE LAS HIPÓTESIS Y VARIABLES	53
3.1. Hipótesis	53
3.1.1. Hipótesis general.	53
3.1.2. Hipótesis específicas.	53

3.2. Variables	53
3.2.1. Variables independientes.....	53
3.3. Operacionalización de los componentes de las hipótesis	53
3.3.1. Variables Independientes.....	53
3.3.2. Variables Dependientes:	54
CAPITULO IV	55
MARCO METODOLÓGICO	55
4.1. Ubicación geográfica	55
4.2. Diseño de la Investigación	55
4.3. Métodos de investigación	56
4.4. Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación	56
4.4.1. Población.	56
4.4.2. Muestra.	57
4.4.3. Unidad de análisis.....	57
4.4.4. Unidades de observación.	57
4.5. Técnicas e instrumentos de recopilación de información	57
4.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	58
4.7. Matriz de consistencia metodológica.	58
CAPITULO V	60
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	60
5.1. Presentación de resultados	60
5.1.1. Descripción de la edificación	60
5.1.2. Propiedades físico mecánicas de la edificación.....	61
5.1.3. Cargas de diseño.....	61
5.1.4. Modelo de base rígida de la norma E030-2016 (análisis dinámico modal espectral)	69
5.1.5. Modelo de base flexible de interacción suelo estructura del Federal Emergency Management Agency (FEMA).....	83
5.2. Análisis, interpretación y discusión de resultados	108
5.3. Contrastación de la hipótesis.	109

CONCLUSIONES	112
RECOMENDACIONES	113
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
ANEXOS	116

ÍNDICE DE CUADROS

	Pág.
Cuadro N° 3.1. Operacionalización de las variables.	54
Cuadro N° 4.7.1. Matriz de consistencia metodológica.	59
Cuadro N° 5.1.1. Dimensiones de la losa aligerada en una dirección.....	66
Cuadro N° 5.1.2. Peso de la tabiquería móvil	66
Cuadro N° 5.1.3. Desplazamientos relativos de entrepisos, $R=7$	70
Cuadro N° 5.1.4. Derivas o desplazamientos de los diafragmas, $R=7$	70
Cuadro N° 5.1.5. Participaciones de relaciones de masa, $R=7$	71
Cuadro N° 5.1.6. Respuesta en la base, $R=7$	71
Cuadro N° 5.1.7. Fuerzas en los pisos, $R=7$	71
Cuadro N° 5.1.8. Fuerzas cortantes en muros y columnas.....	72
Cuadro N° 5.1.9. Fuerzas cortantes en muros	72
Cuadro N° 5.1.10. Fuerzas cortantes en columnas	72
Cuadro N° 5.1.11. Desplazamientos relativos de entre piso, $R=6$	75
Cuadro N° 5.1.12. Derivas o desplazamientos de los diafragmas, $R=6$	75
Cuadro N° 5.1.13. Participaciones de relaciones de masa y periodo fundamental de vibración, $R=6$	76
Cuadro N° 5.1.14. Coeficiente del cortante en la base, $R=6$	76
Cuadro N° 5.1.15. Fuerzas horizontales equivalentes del análisis sísmico estático, $R=6$	76
Cuadro N° 5.1.16. Reacciones en la base, considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016 (dinámico modal espectral)	77
Cuadro N° 5.1.17. Factor de escala de la fuerza cortante según el análisis dinámico modal espectral.....	77
Cuadro N° 5.1.18. Fuerzas internas máximas en columnas.	78
Cuadro N° 5.1.19. Fuerzas internas máximas en vigas	80
Cuadro N° 5.1.20. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”	81
Cuadro N° 5.1.21. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en las columnas “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”	82
Cuadro N° 5.1.22. Razón del módulo de corte efectivo	86
Cuadro N° 5.1.23. Cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales en los apoyos tipo resorte de la zapata tipo Z-1	88

Cuadro N° 5.1.24. Resumen del cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales para los apoyos tipo resorte en suelo rígido, en función de las dimensiones de las zapatas y el número de apoyos por cada zapata. Relaciona el número de apoyos al contacto entre los resortes y el suelo de fundación para efectos del modelamiento en Etabs.	89
Cuadro N° 5.1.25. Participaciones de relaciones de masa y periodo fundamental de vibración según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA (no se consideran los efectos cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación).....	91
Cuadro N° 5.1.26. Determinación del factor de reajuste por efecto del amortiguamiento del suelo de fundación	94
Cuadro N° 5.1.27. a) Factor de reajuste por efecto cinemático, b) espectro de pseudo aceleraciones reajustado por los efectos del amortiguamiento del suelo de fundación y cinemático.....	95
Cuadro N° 5.1.28. Derivas máximas por piso según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	97
Cuadro N° 5.1.29. Derivas máximas del diafragma según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	97
Cuadro N° 5.1.30. Reacciones en la base del análisis dinámico de interacción suelo estructura del FEMA	97
Cuadro N° 5.1.31. Fuerzas internas máximas en columnas, considerando el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	98
Cuadro N° 5.1.32. Fuerzas internas máximas en vigas según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	100
Cuadro N° 5.1.33. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”, considerando la base flexible	100
Cuadro N° 5.1.34. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en las columnas “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y” según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	101
Cuadro N° 5.1.35. Comparación de resultados de las reacciones en la base, según los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	107

Cuadro N° 5.1.36. Comparación de resultados de reacciones internas máximas en elementos estructurales, según los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	108
--	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura N° 1.1. Modelo de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura, para una estructura de un grado de libertad.	6
Figura N° 2.1.1. Sistema suelo estructura completo	13
Figura N° 2.1.2. Sistema suelo estructura equivalente	14
Figura N° 2.1.3. Esquema de la descomposición del problema	16
Figura N° 2.1.4. (a) Idealización del comportamiento de la carga elasto plástica – deformación para suelos y b) modelo desacoplado de resortes para fundaciones rígidas	17
Figura N° 2.1.6. Soluciones elásticas para las restricciones tipo resorte en fundaciones rígidas	18
Figura N° 2.2.1. Relaciones geométricas de un sismo	19
Figura N° 2.2.2. Sistema dinámico - sistema estructural	21
Figura N° 2.2.3. Representación esquemática de acción dinámica y respuesta dinámica	22
Figura N° 2.2.4. Acción dinámica y respuesta dinámica	22
Figura N° 2.2.5. Filtrado de una excitación sísmica	25
Figura N° 2.2.6. Modelo dinámico	26
Figura N° 2.2.7. Modelos de un grado de libertad, a) Modelo con un esplazamiento horizontal b) Modelo con un desplazamiento horizontal y amortiguamiento y c) Modelo completo con desplazamiento horizontal, amortiguamiento y aceleración de la excitación debida a una accion externa.....	26
Figura N° 2.2.8. Modelos de varios grados de libertad, a) Modelo con desplazamientos horizontales, b) Modelo con desplazamientos horizontales y amortiguamientos y c) Modelo completo con desplazamientos horizontales, amortiguamientos y la aceleración de excitación debida a una accion externa	27
Figura N° 2.2.9. Modelo dinámico de un pórtico de corte espacial, modelizado como un sistema completo de 18 grados de libertad y simplificado a 3 grados de libertad .	27
Figura N° 2.2.10. Pórtico de corte de un nivel y un grado de libertad: a) acción externa $p(t)$, b) diagrama de cuerpo libre, bajo la acción de las fuerzas f_s , f_D y $p(t)$ y c) diagrama de cuerpo libre además de la incorporación de la fuerza inercial f_i	29

Figura N° 2.2.11. Modelo dinámico simplificado para un grado de libertad. a) fuerza aplicada, b) modelo sísmico	29
Figura N° 2.2.12. Grados de libertad: a) deformaciones angular y axial, 18 grados de libertad y b) despreciando la deformación axial, 8 grados de libertad	31
Figura N° 2.2.13. Fuerzas dinámicas externas $p(t)$	31
Figura N° 2.2.14. Fuerzas restauradoras.	32
Figura N° 2.2.14. Coeficientes de influencia de rigidez; a) Para $u_1=1$, b) para $u_4 =1$...	32
Figura N° 2.2.15. Fuerzas de amortiguamiento.....	33
Figura N° 2.2.16. Fuerzas inerciales.	34
Figura N° 2.2.17. Vibración libre de una estructura no amortiguada	36
Figura N° 2.2.18. Vibración libre de estructuras: sobre amortiguadas, críticamente amortiguadas, sin amortiguamiento y sub amortiguadas	38
Figura N° 2.2.19. Vibración libre de estructuras.....	39
Figura N° 2.2.20. Vibración libre de estructuras con cuatro valores de amortiguación	39
Figura N° 2.2.21. Movimiento oscilatorio para cinco tipos de estructuras, por efecto de vibración forzada con amortiguamiento; debida a excitación del tipo sinusoidal, $w=w_n$	42
Figura N° 2.2.22. Impulso unitario y respuesta al impulso unitario	43
Figura N° 2.2.23. Notación para una excitación interpolada linealmente.....	45
Figura N° 2.2.24. Estructura de un grado de libertad.....	48
Figura N° 2.2.25. Componente norte-sur de la aceleración horizontal del suelo registrada en la sub estación del distrito de riego del valle imperial en El Centro, California, durante el sismo de Valle Imperial el 18 de mayo de 1940.	48
Figura N° 2.2.26. Respuesta de deformación de sistemas de un grado de libertad, al movimiento del suelo de Valle Imperial.....	49
Figura N° 2.2.27. Representación de la fuerza estática equivalente.	50
Figura N° 2.2.28. a) Aceleración del suelo, b) respuesta de deformación de tres sistemas de un grado de libertad con $\zeta=2\%$ y $T_n=0.5, 1$ y 2 segundos; c) espectro de respuesta de deformación para $\zeta=2\%$	51
Figura N° 2.2.28. Espectros de respuesta ($\zeta=2\%$) para el movimiento del suelo de El Centro: a) espectro de respuesta de deformación, b) espectro de respuesta de pseudo velocidad y c) espectro de respuesta de pseudo aceleración.	52
Figura N° 5.1.1. Localización del edificio: Latitud sur $3^\circ 44' 1.54''$, longitud oeste $73^\circ 14' 26.58''$, (punto rojo).....	60

Figura N° 5.1.2.a. Determinación del espectro de pseudo aceleraciones según la norma E030-2016	63
Figura N° 5.1.2.b. Espectro de pseudo aceleraciones según la norma E030-2016	64
Figura N° 5.1.3. Características de la losa aligerada.	65
Figura N° 5.1.4. Empuje lateral del suelo.	68
Figura N° 5.1.5. Distribución de los elementos estructurales y apoyos de la edificación	69
Figura N° 5.1.6. Espectro de pseudo aceleraciones con coeficiente de reducción sísmica, $R=6$	74
Figura N° 5.1.7. Ejes principales de la edificación	78
Figura N° 5.1.8. Fuerzas internas máximas en columnas por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016	79
Figura N° 5.1.9. Fuerzas internas máximas en vigas por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016	80
Figura N° 5.1.10. Esfuerzos internos máximos en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base rígida.	82
Figura N° 5.1.11. Esfuerzos internos máximos en placa “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016	83
Figura N° 5.1.12. Modelamiento de las rigideces traslacionales y rotacionales en los apoyos tipo resorte en las zapatas de la edificación	90
Figura N° 5.1.13. Fuerzas internas máximas en columnas por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”, considerando el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA	99
Figura N° 5.1.14. Fuerzas internas máximas en vigas por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base flexible.	102
Figura N° 5.1.15. Esfuerzos internos máximos en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base flexible.	103
Figura N° 5.1.16. Esfuerzos internos máximos en las columnas “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base flexible.	104

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo principal determinar la influencia del efecto interacción suelo estructura en una edificación modelo. Para tal propósito se ha tomado como unidad de estudio al edificio de comando de control ribereño de la Marina de Guerra del Perú, ubicado en la ciudad de Iquitos, asumiendo como referencia del cálculo estructural al “modelo de base rígida de la norma E030-2016” cuyos resultados de la respuesta dinámica han sido contrastados con el modelo de “base flexible de interacción suelo estructura del FEMA”.

Según el análisis de los resultados se ha podido determinar que la respuesta dinámica en elementos estructurales como vigas, columnas y muros, de acuerdo al modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, se han incrementado significativamente en comparación al modelo de base rígida de la norma E030-2016, tal es así que por ejemplo solo en el caso de las fuerzas axiales máximas de columnas el incremento ha sido de 225%, mientras que en el caso de vigas el momento flector máximo ha sido de 96%, en tanto que la fuerza cortante basal se ha ampliado en 10%.

Según estos resultados se ha concluido que el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, es más seguro que el modelo de base rígida de la norma E030-2016, debido principalmente a la inclusión de la flexibilidad del suelo de fundación. Así mismo es interés del presente trabajo demostrar que el efecto de interacción suelo estructura en el diseño estructural de edificaciones es muy relevante y que la omisión podría conducir a diseños inseguros, mucho más en zonas de suelo blando y además de que este modelo puede tener una aplicación técnico practica en proyectos reales, muy independientemente de la ubicación geográfica o concepción arquitectónica–estructural de la edificación.

ABSTRACT

The main objective of this work is to determine the influence of the soil-structure interaction effect in a model building. For this purpose we have taken as a unit of study the riparian control command building of the Navy of Peru, located in the city of Iquitos, assuming as reference of the structural calculation the "rigid base model of the E030-2016 standard", whose results of the dynamic response have been contrasted with the model of "flexible base of interaction soil-structure of the FEMA".

According to the analysis of the results, it has been possible to determine that the dynamic response in structural elements such as beams, columns and walls, according to FEMA's flexible base model of soil-structure interaction, has increased significantly compared to the rigid base model of the standard E030-2016, such that for example only in the case of maximum axial forces of columns the increase has been 225%, while in the case of beams the maximum bending moment has been 96%, in so much that the basal cutting force has been extended by 10%.

Based on these results, we have concluded that the flexible base model of soil-structure interaction of FEMA is safer than the rigid base model of the E030-2016 standard, mainly due to the inclusion of the flexibility of the foundation soil. Likewise, it is interesting to demonstrate that the effect of soil-structure interaction in the structural design of buildings is very relevant and that the omission could lead to insecure designs, much more in areas of soft ground and besides that this model can have a practical technical application in real projects, very independently of the geographical location or architectural-structural conception of the building.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Contextualización.

La inversión y desarrollo de proyectos de infraestructura civil, llámese habitacionales, administrativos, educativos, de salud o de cualquier otro tipo, tanto a nivel público o privado, constituyen un pilar fundamental en el desarrollo sostenido de cualquier país, sin dejar de lado el nexo “seguridad estructural y optimización de recursos económicos”, sin embargo en nuestro país, en la mayoría de casos este nexo es descuidado teniéndose a la larga proyectos sobre o sub dimensionados estructuralmente con el consecuente incremento de costos de producción y el riesgo asociado de un colapso estructural, más aun en un país como el nuestro en el que el riesgo sísmico es alto y en donde la historia nos ha enseñado que cada evento sísmico de mediana a gran magnitud ha cobrado la vida de miles de personas e importantes daños materiales; si bien el control ante un desastre natural de origen sísmico no está aún al alcance del ser humano, sin embargo de alguna manera se puede proteger la vida de las personas y minimizar los daños materiales; y una forma de lograr este cometido es comprendiendo la naturaleza de los eventos sísmicos con la consecuente aplicación de técnicas apropiadas para contrarrestar los efectos devastadores. Ahora bien, una técnica será eficaz si tiene el respaldo de una investigación científica y haya sido comprobada en un horizonte de tiempo, por esta razón este trabajo de investigación surge como una pequeña contribución a la comprensión del efecto de interacción suelo estructura y a su aplicación práctica en el campo de la ingeniería estructural desde el punto de vista de la norma de diseño sismo resistente E030-2016 apoyada en la normativa estadounidense del Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Por mucho tiempo la evaluación y diseño sísmico de edificaciones se ha realizado asumiendo modelos de base infinitamente rígida, cuando en realidad esta asunción podría llevar a diseños inseguros, puesto que en la naturaleza no existe tal idealización, contrariamente todos los suelos de fundación poseen cierto grado de deformación, aún en suelos con características rocosas y de gran compacidad; no obstante la normativa relacionada con la evaluación y diseño sísmico válida el

modelamiento bajo el concepto de base rígida porque abrevia y facilita el análisis estructural otorgándole gran practicidad al omitirse cálculos laboriosos y complejos, pero al mismo tiempo deja resultados con muchos vacíos y el riesgo asociado.

Si bien en la comprensión del problema de interacción suelo estructura aún no se tiene una estandarización y se está lejos de una real formulación, debido a que un modelo “matemático ideal” aglutinaría a un sin número de ecuaciones y variables, resultando en una gran variedad de soluciones en igualdad de complejidad e interpretación, no obstante han surgido importantes propuestas de solución; de manera particular la norma estadounidense de diseño sismo resistente, emitida a través FEMA, en sus publicaciones de los FEMA´s 356, 357 y 440, donde presenta importantes aportes en el en el campo de la interacción suelo estructura y el diseño sismo resistente de edificaciones de concreto armado con una propuesta técnico-científica y de aplicación práctica.

Si nos hacemos la pregunta de ¿qué le faltaría a un modelo de base rígida?, como el modelo de la norma E030-2016, para que se convierta en un modelo de base flexible de interacción suelo estructura, la respuesta sin duda sería de que no considera la flexibilidad del suelo de fundación y su respuesta dinámica asociada, esto nos lleva a inferir que entre uno y otro modelo va a existir una considerable diferencia de resultados, tanto a nivel de reacciones internas en los elementos estructurales, como a nivel a nivel de cargas externas, principalmente las relacionadas a la fuerza cortante basal.

Con el paso de los años y la presencia constante de eventos sísmicos en diferentes partes del mundo, desde la década de los setenta, diversos países como México, Japón, Estados Unidos y Rusia han realizado importantes contribuciones a la comprensión científica del efecto de interacción suelo estructura culminando en la elaboración de modelos normativos para su aplicación dentro de su área geográfica; contrariamente nuestro país se ha mantenido alejado en este campo de investigación, desestimando la importancia y seriedad del tema, no obstante de tratarse de un país altamente vulnerable a eventos de sismo.

Según la norma de diseño sismo resistente del FEMA, la propuesta de solución al efecto de interacción suelo estructura implicaría la incorporación de parámetros de corrección de cálculo estructural como son la rigidez del suelo de fundación en sus seis grados de libertad (al contacto sub estructura-suelo) y el factoramiento o escalamiento del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinético y de amortiguamiento, con lo cual la simulación tendría mayor cercanía, ante una situación de sismo; este razonamiento es lógico puesto que la flexibilidad del suelo de fundación, implica la deformación de los apoyos y la corrección del espectro de pseudo aceleraciones debido al incremento del periodo de vibración. En cierto modo se trata de un modelo simple y de aplicación práctica, plausible de ser replicado a casos reales muy independientemente de la ubicación geográfica y concepto arquitectónico-estructural de la edificación.

Para el caso concreto del presente trabajo, Carrillo Gil A. en su trabajo de investigación denominado “Propiedades de los suelos tropicales del Perú” refiere la gran extensión del territorio peruano en zona de selva, cuantificándolo en dos terceras partes de la extensión total y clasificando a los suelos de selva baja en dos tipos: lateríticos y saprolíticos, correspondiendo la segunda clasificación a los suelos de mayor abundancia, compuestos principalmente por arcillas mezcladas con limo y arena, los mismos que según la norma E030-2016, corresponden a suelos blandos del tipo, S3 de muy mala calidad para propósitos estructurales, razón por la cual toma mayor relevancia el empleo de un modelo de cálculo bajo la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación.

De esta manera el modelamiento del edificio, bajo las consideraciones descritas, nos entrega resultados en el que nos indica que el efecto de interacción suelo estructura es relevante y de importancia trascendental en la respuesta estructural; a lo que, si generalizamos los resultados, podemos inferir que la omisión de este efecto podría conducir a diseño de estructuras inseguras y de mucho riesgo y mucho más en regiones de suelo blando.

1.1.2. Descripción del problema.

El Perú es un país altamente sísmico, según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala Mercalli modificada, de tal manera que más del

60% de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. La actividad sísmica en el Perú es debida principalmente al proceso de subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana, presente de norte a sur en el borde occidental, con una velocidad relativa de entre 8 y 10 cm/año (De Mets et al, 1980; Norabuena et al 1999).

Una revisión preliminar a las diferencias entre los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y cualquier modelo de base flexible de interacción suelo estructura, nos lleva a los siguientes resultados:

- El modelo de base rígida de la norma E030-2016 no considera el suelo de fundación y la evaluación está concentrada en evaluar la respuesta de la súper estructura, asumiendo que se encuentra empotrada en un suelo infinitamente rígido.
- En cambio un modelo de base flexible de interacción suelo estructura considera que el suelo de fundación no es infinitamente rígido contrariamente tiene un comportamiento flexible con capacidad de deformarse ante la presencia de acciones dinámicas y de transmitir esfuerzos internos a toda la estructura como consecuencia de las deformaciones en los apoyos, de ser este el caso, esta aseveración nos lleva a inferir que una estructura es más riesgosa si se tratara de una estructura muy rígida cimentada en un suelo muy blando.

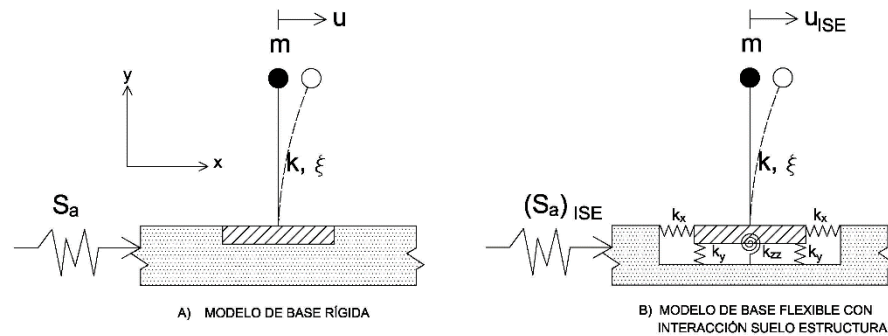
Genner Villareal (2009), en su publicación “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” manifiesta: que según el modelo de base rígida de la norma E030-2016, se analiza la edificación como si fuera linealmente elástica y no considera el cambio de los parámetros del modelo en el proceso de acumulación de los daños, desde el inicio hasta el final de la acción sísmica y se orienta al cálculo de las reacciones sísmicas de la edificación por la adición de las formas de vibración libre de un modelo linealmente elástico basados en el principio de superposición. Así mismo asume que el método de cálculo de interacción suelo estructura no es lineal; comportándose de esta manera: en un inicio es elástico no lineal, luego elasto plástico como consecuencia de la acumulación de daños en el proceso de cambio hasta los estados limites, exceptuándose en la carga sísmica de cálculo la aplicación del principio de superposición.

Resumiendo, estas consideraciones, se puede aseverar que el modelo de base rígida de la norma E030-2016 guarda en su contenido algunos vacíos en el tratamiento del suelo de fundación y la manera en que interactúa con la estructura ante cargas dinámicas o de sismo. Alternativamente es necesaria la incorporación de métodos de cálculo soportado en el principio de la interacción suelo estructura por la simple razón que *“ningún suelo de fundación en la naturaleza tiene un comportamiento perfectamente rígido”*.

A priori se puede inferir que en suelos blandos y dependiendo de la rigidez lateral de la estructura, la respuesta estructural de una edificación según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura entregaría menores reacciones internas en sus elementos estructurales en comparación con los obtenidos con el modelo de base rígida de la norma E030-2016, esto en cierta manera se debe a que el suelo de fundación absorbe una parte de la energía liberada durante una acción dinámica o de sismo y la transmite al edificio en menor intensidad, esta lógica nos lleva a deducir que es innecesario rigidizar en demasía la súper estructura, ello además implica que el empleo adecuado del modelo de base flexible de interacción suelo estructura nos permitiría cierto ahorro en el diseño de algunos elementos estructurales; desde luego esta aseveración es correcta siempre que se realice un adecuado modelamiento estructural y los desplazamientos relativos de entre piso o derivas no excedan los permisibles.

De lo descrito en los párrafos precedentes se puede decir que el problema fundamental en el diseño estructural de edificaciones de concreto armado en zonas de suelo blando asume cierto error de cálculo, por la razón de que las acciones externas por sismo difieren en intensidad como una función directa de la rigidez lateral de la edificación y la rigidez del suelo de fundación.

Figura N° 1.1. Modelo de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura, para una estructura de un grado de libertad.



Fuente: Elaboración propia.

1.1.3. Formulación del problema.

¿Cuál es la diferencia dinámica entre los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del Federal Emergency Management Agency (FEMA) y norma E030-2016 aplicados al edificio de comando de control ribereño – Iquitos?

1.2. Justificación e importancia de la investigación

1.2.1. Justificación científica.

Enrique Bazán, Roberto Meli, 1998, en su publicación “Diseño sísmico de edificios”, manifiesta que el análisis de edificios se realiza suponiendo que el movimiento que se aplica en la base, o las fuerzas estáticas equivalentes en sus distintos niveles, *son independientes de las características de la cimentación*, sin embargo, existen casos en que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente; en estos casos se dice que existe interacción suelo estructura.

La razón más importante por la cual el modelo de base flexible de interacción suelo estructura nos permitiría optimizar recursos económicos en el diseño de estructuras en comparación a los modelos de base rígida, se debe principalmente a la absorción de energía liberada por parte de suelo de fundación, implicando dos efectos importantes en la forma de vibración de la estructura: *“La flexibilidad del suelo de fundación incrementa los periodos naturales de vibración y el amortiguamiento de la estructura lo cual reduce las fuerzas de diseño por sismo”*.

Estudios recientes y las observaciones post sísmicas proponen que la interacción suelo estructura podría ser perjudicial y no considerar su influencia podría llevar a un diseño inseguro para la súper estructura y la sub estructura, especialmente para las estructuras fundadas sobre suelo blando (Khalil et al., 2007).

Tomando como referencia los modelos tradicionales de base rígida, el modelo de base flexible de interacción suelo estructura posee un mejor acercamiento al comportamiento natural del suelo, ante acciones dinámicas siempre que se realice una evaluación conjunta como un todo de la trilogía “*suelo de fundación–sub estructura–súper estructura*”; los resultados así obtenidos producto de un modelamiento y materializados en reacciones internas y externas de la estructura, serían una función dependiente de las variables inerciales del suelo de fundación, la componente sísmica (frecuencias y periodos de vibración) y las propiedades inerciales de la estructura (masa, rigidez y amortiguamiento). Para tal propósito existen en nuestro medio varias propuestas de modelos de base flexible de interacción suelo estructura tales como: Winkler, FEMA, Pasternak P. L., norma rusa SNIP 2.02.05 – 87, A. E. Sargian, Whitman, Bielak, Roesset, etc.

1.2.2. Justificación técnica – práctica.

El presente trabajo de investigación se ha centrado en estudiar la respuesta dinámica de una edificación aporticada con muros estructurales, construida en la ciudad de Iquitos, ubicada en región de selva baja. Si bien Iquitos se encuentra en la Zona Sísmica 1, con un factor de sismicidad, $Z=10\%$, ello no implica que la evaluación estructural por acciones sísmicas carezca de valor.

Una cualidad casi recurrente en la selva peruana es la de poseer **suelos blandos**, por esta razón en la evaluación de estructuras proyectadas no deberían omitirse los efectos de la flexibilidad del suelo en el resto de la estructura y una alternativa es un modelo de base flexible de interacción suelo estructura; una precisión de gran valía es que cualquier modelo de base flexible de interacción suelo estructura fácilmente se puede replicar a cualquier tipo de estructura, independientemente de su ubicación geográfica o su concepción arquitecto-estructural, puesto que los postulados y principios físicos son los mismos y más aun tratándose de edificaciones cimentadas en suelos blandos.

1.2.3. Justificación institucional y personal.

La Universidad Nacional de Cajamarca ha definido sus líneas políticas de investigación, siendo una de las más importantes, promover la investigación en riesgo sísmico en el ámbito regional y nacional por lo que brinda este tipo de apoyo a trabajos similares que más allá de la formación académica en la especialidad mantiene vigente la vocación de aporte científico y tecnológico en pro del desarrollo regional y nacional.

Así mismo se justifica el presente trabajo por ser de interés del autor en desarrollar trabajos similares vinculados a la formación profesional y desempeño laboral en el campo de la ingeniería estructural.

1.3. Delimitación de la investigación

Se evaluó la respuesta dinámica de la estructura mediante un modelamiento computacional, empleando el software ETABS V-16, basado en elementos finitos, haciendo énfasis en la característica flexible del suelo de fundación, para tal propósito fue imperativo el tratamiento conjunto de la estructura como una interrelación entre suelo de fundación, sub estructura y súper estructura haciendo uso del modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, además de realizar el análisis dinámico modal espectral según el modelo de base rígida de la norma E030-2016, con los resultados así obtenidos según cada modelo se procedió a la contrastación, interpretación y discusión de resultados.

Para propósitos del presente trabajo se utilizó la información pertinente en el expediente técnico y se elaboró un estudio de mecánica de suelos para contrastar los valores presentados en el expediente. Es preciso hacer la aclaración de que las calicatas de prospección del suelo fueron ubicadas a una distancia inferior a los 100 m. de la edificación, en un terreno colindante al edificio. La razón por la cual no se hicieron calicatas en la zona misma del edificio se debe a que los permisos solicitados a la Marina de Guerra del Perú no fueron aceptados y se optó por realizar los correspondientes trabajos en un suelo de características similares, encontrados resultados muy cercanos a los expuestos en el expediente técnico.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general.

- a) Evaluar la diferencia dinámica por los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del Federal Emergency Management Agency y la norma E030-2016 en el edificio del comando de control ribereño – Iquitos.

1.4.2. Objetivos específicos.

- a) Evaluar la respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño Iquitos – Perú, haciendo uso del modelo de cálculo de interacción suelo estructura del Federal Emergency Management Agency.
- b) Evaluar la respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño – Iquitos, haciendo uso del modelo de cálculo de la norma E030-2016.
- c) Comparar ambos modelos para la determinación de las diferencias.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación o marco referencial

Mientras el modelo de base rígida de la norma E030-2016 considera una base infinitamente rígida con ningún grado de libertad, el modelo de base flexible de interacción suelo estructura (ISE) del FEMA incorpora seis grados de libertad en los apoyos de la estructura además de la afección del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación que en conjunto no hacen más que variar las reacciones en la base de la estructura y las reacciones internas de cada elemento estructural (vigas, columnas, muros, losas y zapatas), tal hecho constituye el centro de investigación del presente trabajo; que dicho de otro modo es determinar la influencia que ejerce en un modelo de base rígida la incorporación de la flexibilidad del suelo de fundación por medio de la incorporación de los grados de libertad en los apoyos de la sub estructura y el factoramiento del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación.

Necesariamente para respaldar el procedimiento de cálculo de cualquier modelo de base flexible de ISE es necesario apoyarse en los fundamentos de la dinámica estructural y geotecnia con el acompañamiento de los principales aportes en el campo de la ISE, razón por la cual se presenta a continuación los conceptos fundamentales en el tema:

La flexibilidad del suelo de fundación se refleja en los períodos, frecuencias y amortiguamiento en la forma de vibración libre de las estructuras que a su vez influyen en la intensidad de las reacciones internas y externas de la estructura.

Según los postulados y principios de la dinámica estructural se sabe de la existencia de una correlación entre acciones dinámicas externas y los componentes: súper estructura, sub estructura y suelo de fundación, denominado por muchos autores como el efecto de interacción suelo estructura, de tal manera que en el afán de darle un tratamiento matemático, diversos autores e instituciones a nivel mundial han elaborado métodos y técnicas que intentan modelar y predecir la respuesta

estructural con la incorporación de este efecto, variando entre uno y otro modelo, y como es lógico los resultados diferidos; de tal forma que en el medio contamos con muchas propuestas de modelamiento, como los modelos propuestos por el Federal Emergency Management Agency (FEMA), Winkler, norma rusa, Pasternak, etc.

En resumen, se puede decir que un modelo de base flexible de ISE incorpora la condición flexible del suelo de fundación de tal manera que el análisis estructural se circunscribe a describir y/o cuantificar la respuesta estructural de la edificación al contacto con el suelo de fundación bajo la acción de cargas externas de origen sísmico.

En general este problema se ha investigado en forma insuficiente y por lo tanto se convierte en un espacio abierto para la investigación científica, no obstante, en nuestro medio existen diversas propuestas de evaluación al problema de ISE ya sea de manera institucional o individual.

Según el grado de intereses y aproximación de resultados, diversos autores, asumen hipótesis simplistas con la incorporación de variables en la evaluación y comprensión del efecto de ISE, no existiendo en el medio un estándar o un consenso en el tratamiento del problema, como resultado tenemos varias teorías en este campo de investigación, como muestra de ello, se presenta algunas propuestas de solución al problema en las siguientes líneas:

La Comisión Federal de Electricidad de México. (2008), en su publicación “Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo”, refiere que en el diseño sísmico de estructuras de edificios ubicados en terrenos de mediana y baja rigidez se deben tener en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo estructura, esta recomendación se emplea cuando en un modelo usado para el análisis sísmico de la respuesta de una estructura no se consideren los efectos de la flexibilidad de la cimentación.

Por otra parte, los efectos de la interacción suelo estructura se incorporarán en la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de la estructura. Estos efectos corresponden al alargamiento del periodo

fundamental de vibración, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad de la estructura, con respecto a los valores que se tendrían suponiendo que la estructura se apoya rígidamente en su base.

En general, el uso de estas recomendaciones reduce los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo, calculados para una estructura supuesta con base indeformable e incrementa los desplazamientos laterales. Se justifica tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo estructura cuando se tenga que:

$$\frac{T_e}{T_s} * \frac{H_s}{H_e} < 2.5 \dots (2.1.1)$$

Donde:

H_s: Es el espesor de la estratigrafía.

H_e: Altura efectiva de la estructura.

T_s: Es el periodo dominante del sitio.

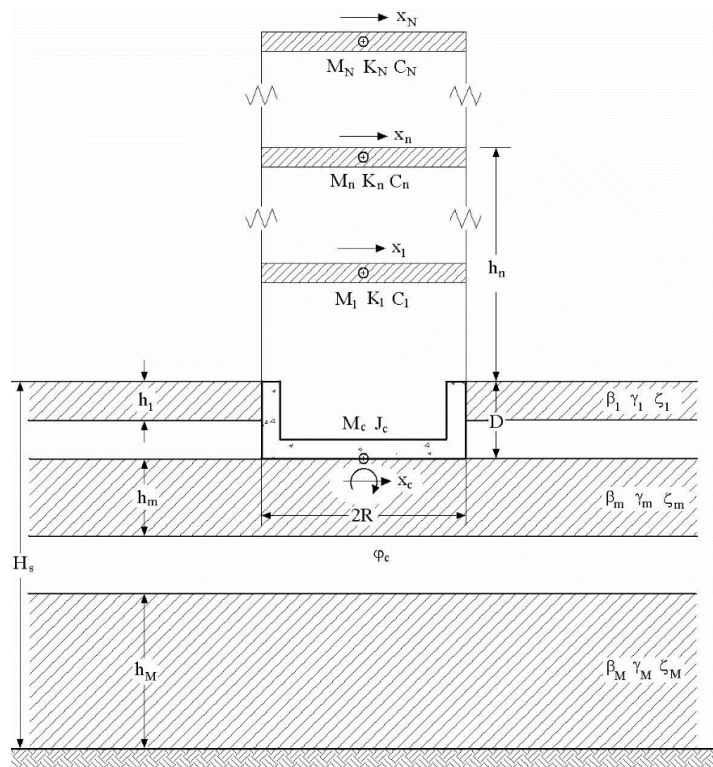
T_e: Es el periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida.

Para estructuras con varios grados de libertad y suelo estratificado, el sistema suelo estructura puede idealizarse por medio de una estructura con N grados de libertad en traslación horizontal apoyada en cimentación superficial, circular e infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y el otro de rotación (Figura N° 2.1.1). La cimentación separada en un depósito de suelo con base indeformable y estratificada verticalmente con M estratos. Los grados de libertad de vertical y torsional de la cimentación se desprecian, a pesar de que pueden ser muy importantes cuando se tengan sistemas de piso flexible o en estructuras irregulares. Los grados de libertad de la cimentación están referidos a la sub rasante, por lo que el momento de inercia de la masa de la cimentación se toma con respecto al eje de rotación de la base de la misma.

Si la estructura con varios grados de libertad responde como un oscilador de un grado de libertad en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto homogéneo, el sistema suelo estructura puede reemplazarse por el sistema equivalente indicado en la Figura N° 2.1.2, donde la estructura y el estrato representan elementos equivalentes,

que permiten obtener una respuesta similar ante la misma excitación. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo fundamental, la masa y la altura efectiva, mientras que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante y la velocidad efectiva.

Figura N° 2.1.1. Sistema suelo estructura completo



Fuente: Comisión Federal de Electricidad de México. (2008).

Cuando se emplea el análisis dinámico modal, el modelo de interacción suelo estructura puede aplicarse como una aproximación unimodal, reemplazando la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la altura del oscilador por parámetros modales equivalentes de la estructura. En consecuencia, M_e , K_e y C_e deben interpretarse, respectivamente, como la masa, la rigidez y el amortiguamiento efectivos de la estructura supuesta con base indeformable vibrando en su modo fundamental y H_e como la altura efectiva del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes. Las ecuaciones que definen los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y del amortiguamiento del modo fundamental de la estructura e igualando el cortante basal y el momento de volteo del modo fundamental de la estructura con los correspondientes al oscilador, lo que conduce a

$$\mathbf{M}_e = \frac{(\mathbf{z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{J})^2}{\mathbf{z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{z}_1} \dots (2.1.1)$$

$$\mathbf{K}_e = 4\pi^2 \frac{\mathbf{M}_e}{T_e^2} \dots (2.1.2)$$

$$\mathbf{C}_e = 4\pi \zeta_e \frac{\mathbf{M}_e}{T_e} \dots (2.1.3)$$

$$\mathbf{H}_e = \frac{\mathbf{z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{H}}{\mathbf{z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{J}} \dots (2.1.4)$$

Donde:

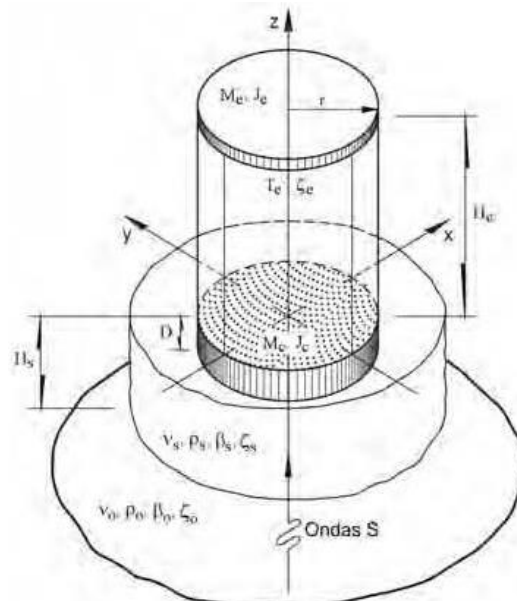
J: Es un vector con componentes iguales a 1.

H: Es el vector de alturas de cada nivel. $\mathbf{H} = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$.

Z_n: Es el n-ésimo modo natural de vibración que se obtiene al resolver el problema de valores característicos definido por la ecuación matricial homogénea.

M_e: Es la matriz de masas de la estructura supuesta con base indeformable.

Figura N° 2.1.2. Sistema suelo estructura equivalente



Fuente: Comisión Federal de Electricidad de México. (2008).

La masa y la altura efectivas calculadas con el método dinámico, en ningún caso se deberán tomar menores que 0.7 veces la masa y la altura de la construcción, respectivamente.

El periodo y el amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representan el periodo y el amortiguamiento efectivos \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo.

Los efectos de interacción en los modos superiores resultan despreciables cuando el modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida se parece a una recta que pasa por su base, lo cual ocurre en la mayoría de los casos prácticos. Por tanto, es válido despreciar los efectos de interacción en los modos superiores cuya contribución se puede determinar mediante procedimientos estándar.

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total. La masa efectiva M_e o peso efectivo W_e de la estructura se tomará como 0.7 de la masa total o del peso total respectivamente, excepto para estructuras de un sólo nivel, en que se tomará igual a la masa total o peso total.

Vega, J., Maeso, O., Aznarez, J. J., and Alarcón, E. (2007), en su publicación “Aplicación del MEC a un problema de interacción suelo-estructura”, proponen el planteamiento formal al efecto de la interacción suelo estructura, mediante la siguiente ecuación diferencial:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{\mathbf{u}}_s \dots (2.1.5)$$

Dónde: \mathbf{M} es la matriz de masas, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento, \mathbf{K} es la matriz de rigideces, \mathbf{J} es el vector de arrastre, $\ddot{\mathbf{u}}_s$ es la aceleración del suelo y \mathbf{u} es el vector de desplazamientos relativos.

El sistema puede resolverse de forma directa o bien se puede recurrir a una subdivisión, que tiene gran interés práctico. Para ello se descompone la matriz de masa en la forma:

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_s + \mathbf{M}_{est} \dots (2.1.6)$$

Dónde: \mathbf{M}_s es la matriz de masa del dominio representativo del suelo de fundación, y \mathbf{M}_{est} es la matriz de masa de la estructura.

A su vez el desplazamiento se sub divide en dos partes:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_1 + \mathbf{u}_2 \dots (2.1.7)$$

Reemplazando las ecuaciones 2.1.6 y 2.1.7 en la ecuación 2.1.5, obtenemos:

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}}_1 + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_1 + \mathbf{K} \mathbf{u}_1 + \mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}}_2 + \mathbf{M}_{est}(\ddot{\mathbf{u}}_1 + \ddot{\mathbf{u}}_2) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_2 + \mathbf{K} \mathbf{u}_2 = -\mathbf{M}_s \mathbf{J} \ddot{\mathbf{u}}_s - \mathbf{M}_{est} \mathbf{J} \ddot{\mathbf{u}}_s \dots$$

$$(2.1.8)$$

De tal manera que \mathbf{u}_1 se selecciona de tal forma que se cumpla:

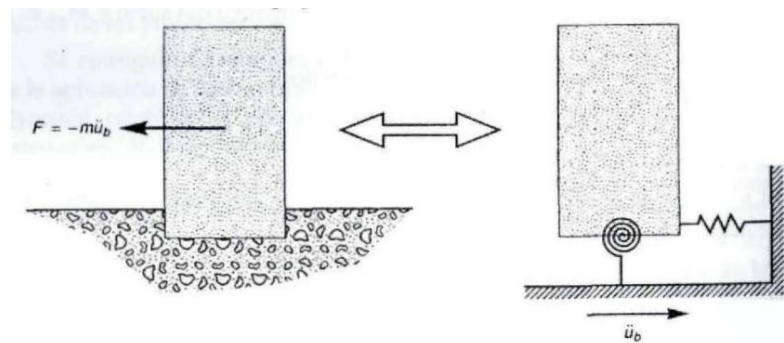
$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}}_1 + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_1 + \mathbf{K} \mathbf{u}_1 = -\mathbf{M}_s \mathbf{J} \ddot{\mathbf{u}}_s \dots (2.1.8)$$

Obteniéndose:

$$\mathbf{M}_{est} \ddot{\mathbf{u}}_2 + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_2 + \mathbf{K} \mathbf{u}_2 = -\mathbf{M}_{est}(\ddot{\mathbf{u}}_1 + \mathbf{J} \ddot{\mathbf{u}}_s) \dots (2.1.9)$$

La ecuación 2.1.8 muestra que \mathbf{u}_1 es la respuesta del sistema cuando se considera que la masa de la estructura es nula, mientras que la ecuación 2.1.9 muestra que \mathbf{u}_2 es la respuesta del sistema con masa completa siempre que a las masas de la estructura se le aplicasen las fuerzas de inercia totales correspondientes al primer caso; \mathbf{u}_1 es la llamada respuesta por interacción cinemática y \mathbf{u}_2 es la respuesta por interacción inercial.

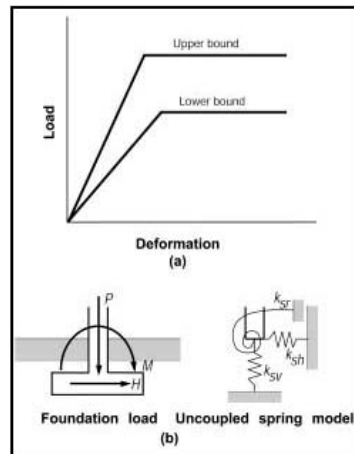
Figura N° 2.1.3. Esquema de la descomposición del problema



Fuente: Vega, J., Maeso, O., Aznarez, J. J., and Alarcón, E. (2007).

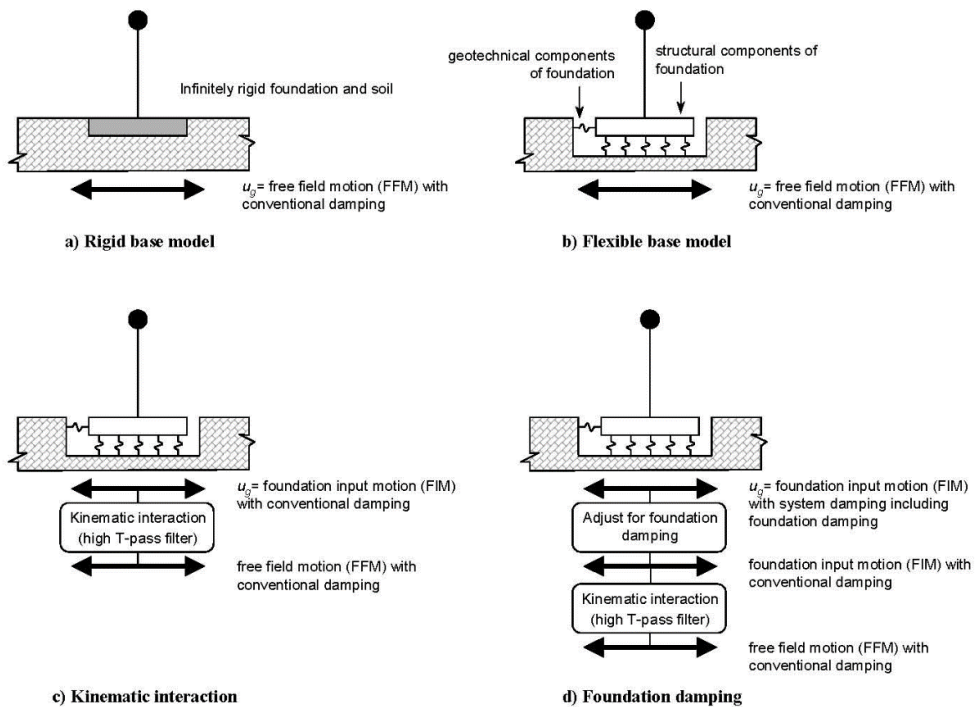
Federal Emergency Management Agency. en sus códigos FEMA 356, 357 y 440, propone el planteamiento formal al efecto de la interacción suelo estructura mediante la incorporación de dos variables: a) La rigidez del suelo de fundación por acción de resortes (ver figuras N° 2.1.4 y N° 2.1.5) y b) el escalamiento del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinético y amortiguamiento del suelo de fundación (ver ecuaciones N° 2.1.9 y 2.1.10).

Figura N° 2.1.4. (a) Idealización del comportamiento de la carga elasto plástica – deformación para suelos y b) modelo desacoplado de resortes para fundaciones rígidas



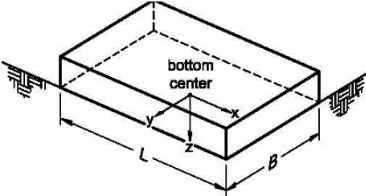
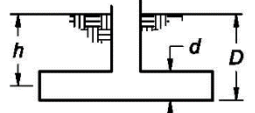
Fuente: FEMA 356

Figura N° 2.1.5. Modelos de base rígida y base flexible y efectos cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación según FEMA



Fuente: FEMA 356

Figura N° 2.1.6. Soluciones elásticas para las restricciones tipo resorte en fundaciones rígidas

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L \geq B$</p>
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.47} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

Fuente: FEMA 356.

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{the value for } T = 0.2 \text{ s ... (2.1.9)}$$

Donde:

- RRS_{bsa} : Factor de escalamiento por efecto cinemático.
- b_e : Ancho efectivo.
- T : Periodo de vibración.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} \text{ (in \%)}} \text{ ... (2.1.10)}$$

Donde:

- B : Factor de escalamiento por efecto del amortiguamiento en la cimentación.
- β_{eff} : Razón de amortiguamiento de la fundación flexible.

En el capítulo 5 se retomará con mayor detalle el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, con la aplicación práctica a la evaluación y análisis del edificio de comando de control ribereño de Iquitos, el cual constituye el propósito principal del presente trabajo de tesis.

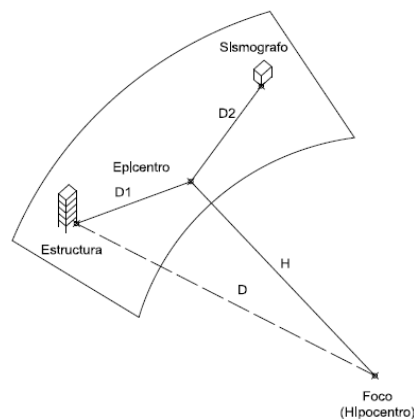
2.2. Marco conceptual

Origen de los sismos.

En general un sismo es un movimiento oscilatorio de la corteza terrestre con amplitudes y frecuencias dependientes de la magnitud a causa de la intempestiva liberación de energía potencial de deformación acumulada durante un periodo de tiempo. Principalmente y dependiendo del origen del sismo, estos se pueden clasificar en tres grandes grupos:

- *Sismos de origen tectónico*: Originados a causa de la liberación intempestiva de energía potencial, entre dos placas tectónicas por fricción o fractura.
- *Sismos de origen volcánico*: Como consecuencia de la explosión de gases, durante una erupción volcánica.
- *Sismos originados por explosiones*: Por efecto y acción de la mano del hombre, principalmente, debido a explosiones.

Figura N° 2.2.1. Relaciones geométricas de un sismo



Fuente: Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas, Arturo M. Cassano, Argentina, 2009.

Los sismos de mayor importancia en la ingeniería estructural son aquellos de origen tectónico por la gran cantidad de energía liberada y los daños causados en las poblaciones; existen dos maneras de cuantificar el potencial destructivo de los sismos, bajo los conceptos de intensidad y magnitud.

- *Intensidad sísmica (I)*: Basado en un concepto cualitativo (subjetivo) sobre la capacidad destructiva del sismo, la escala de mayor difusión es la escala de Mercalli Modificada.
- *Magnitud sísmica (M)*: Basada en un concepto cuantitativo (objetivo), el cual mide la capacidad destructiva del sismo en función a la cantidad de energía liberada en el foco (hipocentro), la escala de mayor difusión es la escala de Richter y corresponde al logaritmo decimal de la amplitud del movimiento sísmico medido en micrones a 100 Km del epicentro por un sismógrafo Wood–Anderson estándar. Existe una relación matemática entre la energía liberada y la magnitud del sismo.

$$E = 10^{11.8+1.5M} \dots (2.2.1)$$

Similarmente existe una relación matemática entre intensidad y magnitud, una de las más populares es la relación de Esteva y Rosenblueth:

$$I = 8.16 + 1.45 M - 2.46 \text{Log} R \dots (2.2.2)$$

Donde:

R: representa la distancia focal (Km).

I: Intensidad del sismo.

M: Magnitud del sismo.

Arturo M. Cassano. (2009), en su publicación “Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas”, manifiesta que los sismos se propagan desde el foco hasta la superficie terrestre mediante ondas de energía, en forma de velocidades de onda, aceleraciones de onda y amplitudes de onda, las cuales son registradas por mecanismos denominados sismógrafos, los valores de estos parámetros son relativos y dependen de las características del sismógrafo y el espacio geográfico.

En la ingeniería estructural es de gran importancia los mapas de riesgo sísmico que no son otra cosa que registros sísmicos y geológicos – geotécnicos en un determinado espacio geográfico y elaborados en base a registros estadísticos de sismo, durante un periodo de tiempo.

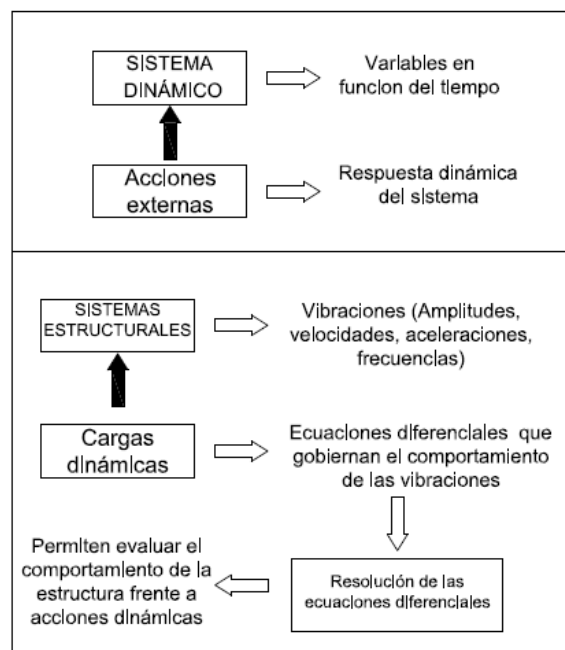
Corresponde precisar además que dependiendo de la geología del lugar la propagación de las ondas de sismo tendrán comportamientos diversos puesto que la reflexión y refracción de ondas varían según el tipo de suelo.

En ingeniería estructural el cálculo y cuantificación de las acciones sísmicas en una estructura determinada se realizan en función a protocolos, secuencias y definiciones dadas por normas y reglamentos,

Conceptos básicos de dinámica de estructuras

En general un sistema dinámico es aquel cuyas variables son función del tiempo, de tal manera que al conocerse las acciones externas sobre este sistema es posible predecir la respuesta dinámica del mismo. Tratándose de una estructura, las variables en el tiempo, corresponden a vibraciones, descritas mediante amplitudes, velocidades y aceleraciones, en tanto que la respuesta dinámica de la estructura se manifiesta en formas de esfuerzos, fuerzas y momentos internos.

Figura N° 2.2.2. Sistema dinámico - sistema estructural

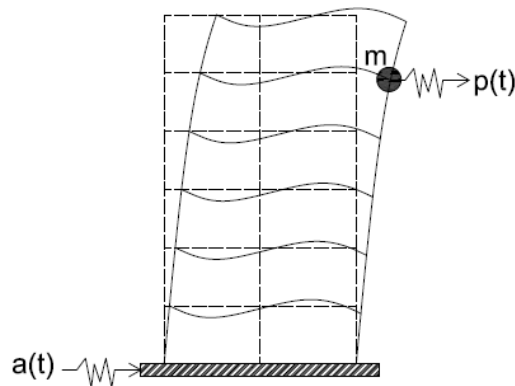


Fuente: Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas, Arturo M. Cassano, Argentina, 2009.

Desde el punto de vista físico, una carga dinámica (acción dinámica) tiene siempre el carácter de que su duración en el tiempo es casi instantánea, lo cual origina fuerzas de inercia de gran magnitud en comparación a su equivalente

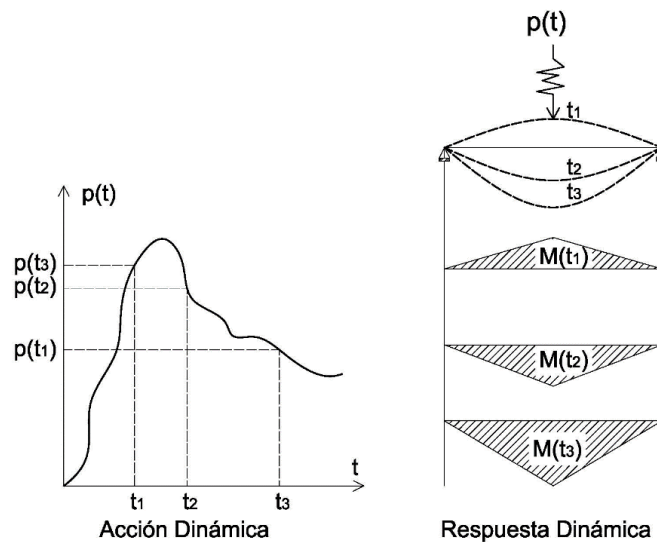
estática, algunas fuentes de vibraciones de interés en la ingeniería estructural son: sismos, vientos, olas, corrientes de agua, explosiones, impactos, cargas móviles, entre otras, en correspondencia una respuesta dinámica constituye una magnitud que puede describir el efecto de la carga dinámica sobre el sistema dinámico.

Figura N° 2.2.3. Representación esquemática de acción dinámica y respuesta dinámica



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 2.2.4. Acción dinámica y respuesta dinámica



Fuente: Elaboración propia.

Una estructura tendrá una respuesta dinámica a una acción dinámica $p(t)$, en función de sus propiedades intrínsecas, masa, amortiguamiento y rigidez, las mismas que relacionan la fuerza inercial f_i , la fuerza de amortiguamiento f_D y la fuerza restauradora f_s , respectivamente

- La fuerza inercial f_I , es la resultante de la aplicación de la segunda ley del movimiento de Newton, numéricamente se puede expresar:

$$f_I = m\ddot{u}(t) \dots (2.2.3)$$

Donde:

m: Masa de la estructura.

$\ddot{u}(t)$: Aceleración de vibración de la estructura.

- La fuerza de amortiguamiento f_D , constituye el proceso mediante el cual la amplitud de la vibración disminuye de manera constante, como consecuencia de la disipación de la energía interna de deformación, presentada en la mayoría de los casos en forma de calor, esta fuerza es directamente proporcional a la velocidad de vibración, numéricamente se puede expresar:

$$f_D = c\dot{u}(t) \dots (2.2.4)$$

Donde:

c: Coeficiente de amortiguamiento viscoso.

$\dot{u}(t)$: Velocidad de la vibración.

- La fuerza restauradora f_s , cuantifica el grado de oposición a la deformación; es directamente proporcional a la deformación, numéricamente se puede expresar:

$$f_s = ku(t) \dots (2.2.5)$$

Donde:

k: Coeficiente de rigidez.

$u(t)$: Deformación de la vibración.

Entonces la ecuación diferencial que controla del movimiento vibratorio de la masa (m) será:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \dots (2.2.6)$$

$p(t)$: Representa una acción dinámica externa.

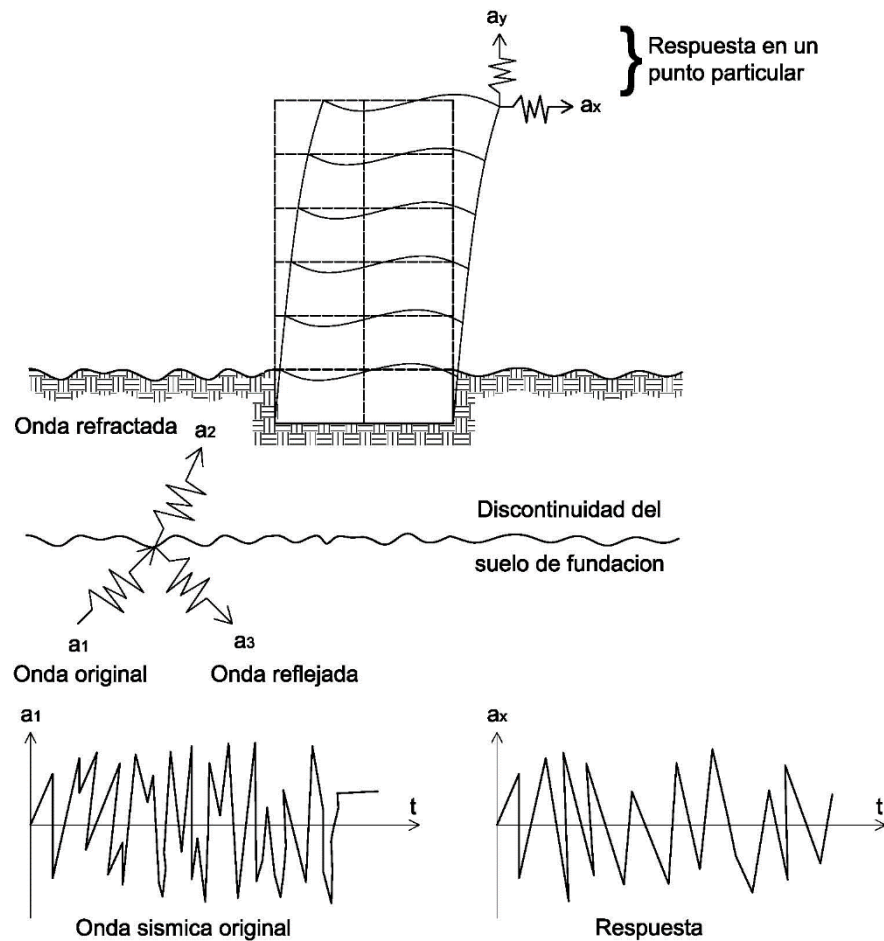
De manera general una estructura reaccionará de manera diferente ante la presencia de una acción dinámica externa (dependiendo de sus propiedades intrínsecas de masa, coeficiente de amortiguación y rigidez), esta reacción se presenta en forma de vibraciones con amplitudes, periodos y frecuencias definidas. En el caso de una estructura con un solo grado de libertad la determinación de estos parámetros se obtiene de manera sencilla, no obstante, en estructuras con varios grados de libertad la determinación de estos parámetros es todo un reto, siendo imprescindible el empleo de procedimientos más sofisticados y tediosos, sin embargo en la actualidad este trabajo se hace posible y eficiente con la aparición y empleo de software especializado, tal y como se verá más adelante.

Modelo dinámico

Con el propósito de determinar la respuesta dinámica de una estructura (deformaciones, velocidades, aceleraciones, esfuerzos y fuerzas internas, es imprescindible construir un modelo de cálculo capaz de idealizar y facilitar la evaluación, asumiendo procedimientos y algoritmos técnica y científicamente aceptados.

En el caso de la dinámica de estructuras e interés del presente trabajo la acción dinámica externa representa la excitación sísmica del suelo de fundación para lo cual el análisis se centra en determinar y cuantificar la manera en que esta excitación somete a la estructura.

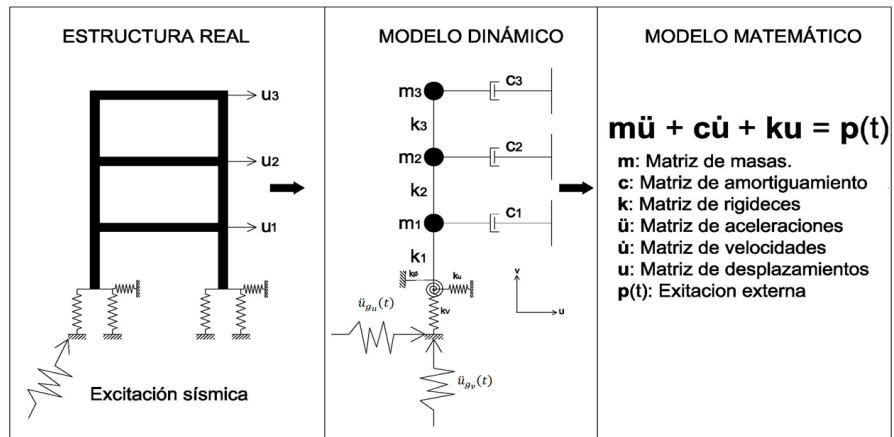
Figura N° 2.2.5. Filtrado de una excitación sísmica



Fuente: Arturo M. Cassano. 2009.

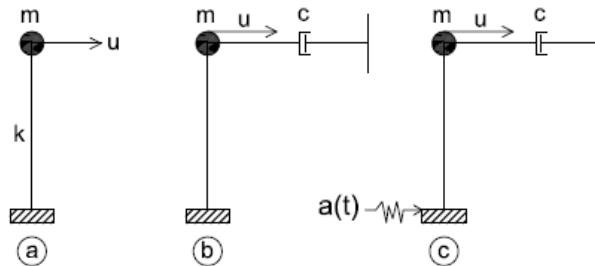
En la ingeniería de estructuras el modelo dinámico de mayor difusión es la discretización mediante masas concentradas, en dominios espaciales y temporales finitos, esto en razón de que al analista le es posible determinar la ubicación aproximada de las masas de cada uno de los componentes de la estructura. Ahora bien, la discretización está relacionada con los grados de libertad de vibración, lo cual corresponde al número total de desplazamientos según las cuales vibran las masas concentradas, esto nos conduce a la determinación de los desplazamientos en cada instante de tiempo; finalmente y mediante la aplicación de cargas estáticas equivalentes, llegamos a determinar esfuerzos, deformaciones y cargas internas de la estructura.

Figura N° 2.2.6. Modelo dinámico



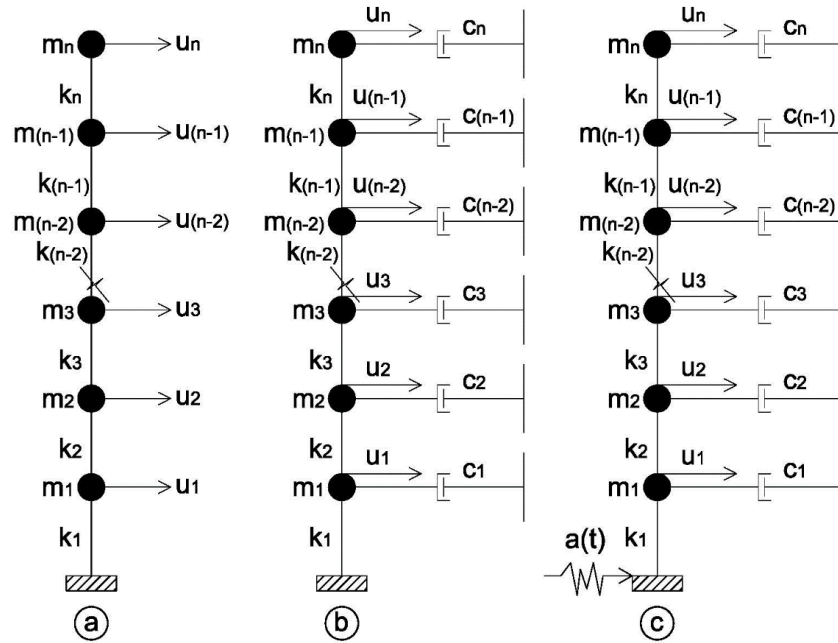
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 2.2.7. Modelos de un grado de libertad, a) Modelo con un desplazamiento horizontal b) Modelo con un desplazamiento horizontal y amortiguamiento y c) Modelo completo con desplazamiento horizontal, amortiguamiento y aceleración de la excitación debida a una acción externa



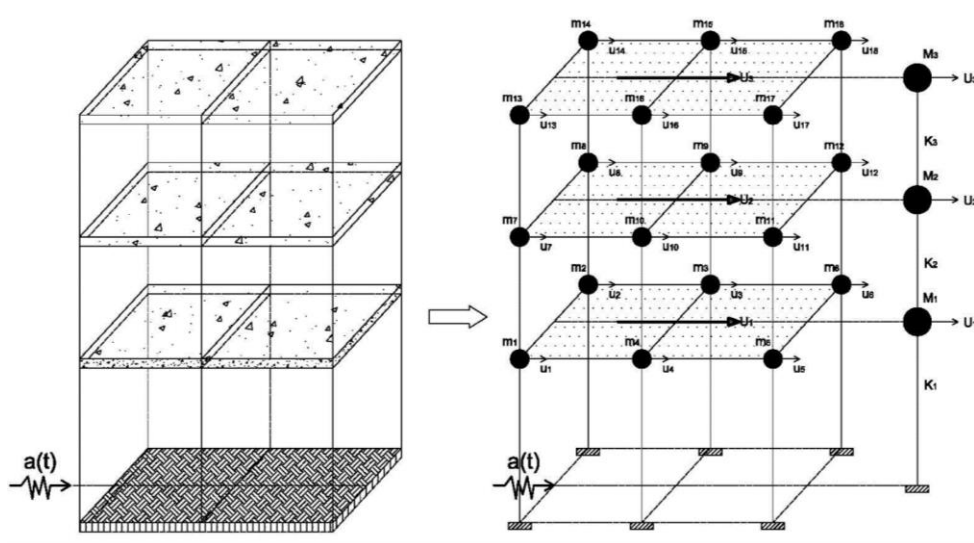
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 2.2.8. Modelos de varios grados de libertad, a) Modelo con desplazamientos horizontales, b) Modelo con desplazamientos horizontales y amortiguamientos y c) Modelo completo con desplazamientos horizontales, amortiguamientos y la aceleración de excitación debida a una accion externa



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 2.2.9. Modelo dinámico de un pórtico de corte espacial, modelizado como un sistema completo de 18 grados de libertad y simplificado a 3 grados de libertad



Fuente: Elaboración propia.

Ecuaciones de movimiento

Corresponden a las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras sometidas a acciones externas, su deducción se obtiene a partir de la aplicación de los siguientes principios de la mecánica newtoniana:

- *Principio de Hamilton:*

$$\pi_H = \int_{t_1}^{t_2} (E_p - E_c) + \int_{t_1}^{t_2} E_d dt \quad ; \quad d\pi_H = 0 \dots (2.2.7)$$

- *Principio de los trabajos virtuales:*

$$\delta w_i = \delta w_e \dots (2.2.8)$$

- *Principio del equilibrio dinámico de D'Alembert:* Aplicando los conocimientos básicos de la estática, es posible determinar el equilibrio dinámico de un cuerpo en cada instante de tiempo, para lo cual es necesario la inclusión de una fuerza inercial ficticia, basada en la segunda ley de Newton, igual a la masa por la aceleración, actuando en sentido contrario al de la aceleración. Para tal caso consideremos un pórtico de corte de un nivel con su respectiva masa concentrada, sometido a la acción dinámica externa $p(t)$; producto de esta carga externa y debido a las propiedades intrínsecas del pórtico, se generan cargas internas y en sentido contrario, las mismas que son: a) Fuerza restauradora o elástica (f_s), que relaciona la rigidez con la deformación, b) Fuerza de amortiguamiento (f_D), que relaciona la disipación de energía de deformación interna con la velocidad de deformación y finalmente c) Fuerza inercial ficticia (f_I), que relaciona la masa con la aceleración de deformación, al igualar todas estas fuerzas a cero se obtiene la ecuación 2.2.6, o su equivalente:

$$f_I + f_D + f_s = p(t) \dots (2.2.9)$$

Donde:

$$f_I = m\ddot{u}, f_D = c\dot{u}, f_s = ku$$

f_I : Fuerza inercial.

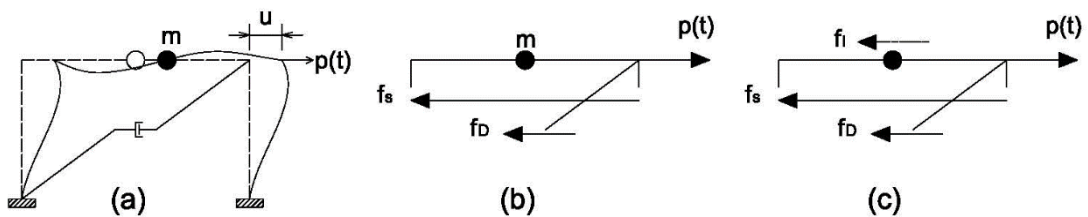
f_D : Fuerza de amortiguamiento.

f_s : Fuerza restauradora.

m : Masa de la estructura.

- c: Constante de amortiguamiento.
- k: Coeficiente de rigidez lateral.
- \ddot{u} : Aceleración de vibración.
- \dot{u} : Velocidad de vibración.
- u: Desplazamiento de la vibración.

Figura N° 2.2.10. Pórtico de corte de un nivel y un grado de libertad: a) acción externa $p(t)$, b) diagrama de cuerpo libre, bajo la acción de las fuerzas f_s , f_D y $p(t)$ y c) diagrama de cuerpo libre además de la incorporación de la fuerza inercial f_I

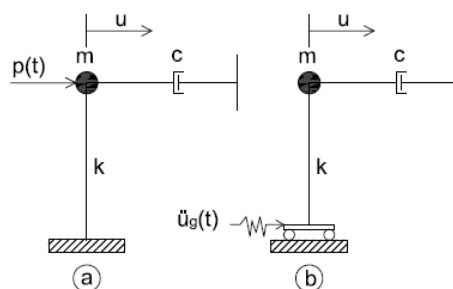


Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Formulación de la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad

El modelo más sencillo es de un grado de libertad a partir del cual es posible formular las ecuaciones diferenciales que gobiernan el movimiento ante una acción externa. No obstante, las estructuras reales con las cuales se encuentran los ingenieros estructurales tienen varios grados de libertad, en tal caso es imprescindible el empleo del análisis matricial.

Figura N° 2.2.11. Modelo dinámico simplificado para un grado de libertad. a) fuerza aplicada, b) modelo sísmico



Fuente: Arturo M. Cassano. 2009.

Aplicando el principio de D'Alembert, para el equilibrio dinámico de fuerzas en un determinado instante de tiempo, tenemos:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \dots (2.2.6)$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \dots (2.2.10)$$

Dónde: La ecuación (2.2.6), representa la ecuación de movimiento ante una acción externa $p(t)$ y la ecuación (2.2.10), representa la ecuación de movimiento ante la aceleración sísmica del suelo $\ddot{u}_g(t)$.

Formulación de la ecuación de movimiento para sistema con múltiples grados de libertad

El modelo más sencillo con múltiples grados de libertad es el presentado en la figura (2.2.8), que corresponde a un edificio de corte de n grados de libertad, en el cual se asumen las masas concentradas en la parte superior de cada nivel, y las únicas deformaciones corresponden a desplazamiento horizontales, de manera similar al modelo con un grado de libertad, se puede plantear las ecuaciones diferenciales aplicando el principio de D'Alembert, en este caso el tratamiento es matricial, así se tienen las ecuaciones diferenciales:

$$f_I + f_D + f_s = p(t) \dots (2.2.11)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \dots (2.2.12)$$

Donde:

$f_I = m\ddot{u}$: Vector de fuerzas inerciales.

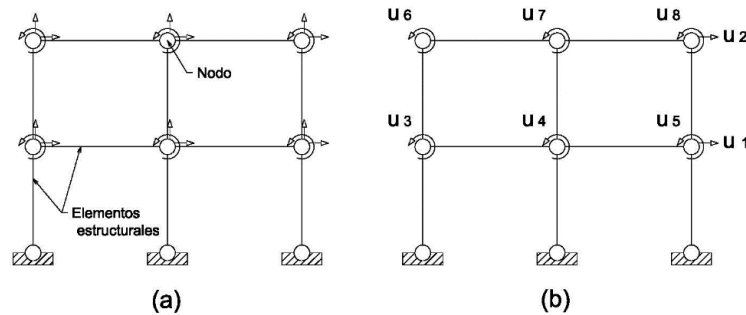
$f_D = c\dot{u}$: Vector de fuerzas de amortiguamiento.

$f_s = ku$: Vector de fuerzas restauradores o elásticas.

$p(t)$: Vector de fuerzas de excitación dinámica externa.

Para determinar las fuerzas: inerciales de amortiguamiento y restauradoras, consideremos el pórtico plano de un edificio de dos pisos con dos crujiás, luego de discretizarlo se puede identificar un total de 18 grados de libertad, tres por cada nodo. En la mayoría de los análisis de los edificios las deformaciones axiales de las vigas y columnas se pueden despreciar, con estos supuestos, este edificio quedaría con 8 grados de libertad.

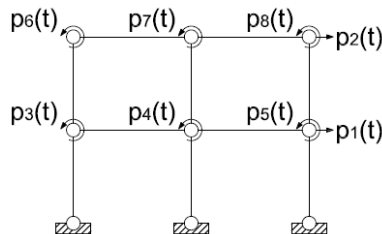
Figura N° 2.2.12. Grados de libertad: a) deformaciones angular y axial, 18 grados de libertad y b) despreciando la deformación axial, 8 grados de libertad



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Las fuerzas dinámicas externas se aplican en los nodos, de tal manera que los momentos flectores del $p_3(t)$ al $p_8(t)$, son equivalentes a acero en la mayoría de los problemas de dinámica estructural. Las fuerzas correspondientes a las deformaciones presentadas en la figura N° 2.2.12, se presentan en la figura N° 2.2.13.

Figura N° 2.2.13. Fuerzas dinámicas externas $p(t)$

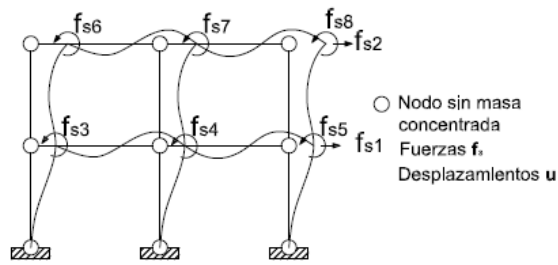


Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

La determinación de las fuerzas restauradoras o fuerzas elásticas (f_s), se realiza por el método de superposición, para tal caso se asume un desplazamiento unitario de todos los nodos (en la dirección del grado de libertad), considerando el resto de desplazamientos igual a cero, consecuentemente la fuerza restauradora en cada nodo equivale a la sumatoria de los productos de los coeficientes de influencia de rigidez por el desplazamiento de cada nodo, esquemáticamente, se tiene:

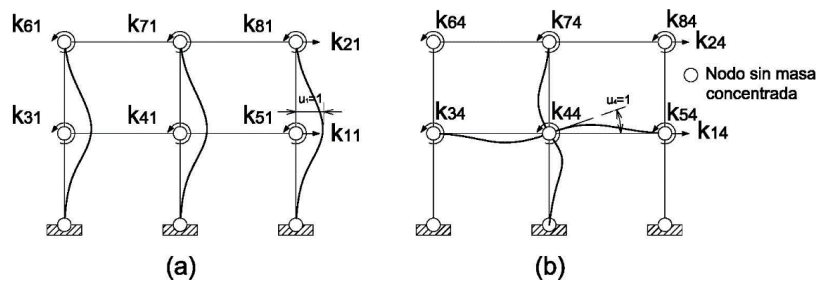
$$f_{si} = \sum_{j=1}^N k_{ij} u_j \dots (2.2.13)$$

Figura N° 2.2.14. Fuerzas restauradoras.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Figura N° 2.2.14. Coeficientes de influencia de rigidez; a) Para $u_1=1$, b) para $u_4 = 1$.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Para N grados de libertad, la ecuación matricial será:

$$\begin{bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ \vdots \\ f_{sN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1j} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2j} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{Nj} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{bmatrix} \dots (2.2.14)$$

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{k}\mathbf{u} \dots (2.2.15)$$

Donde:

\mathbf{f}_s : Matriz de fuerzas restauradoras o fuerzas elásticas.

\mathbf{k} : Matriz de rigideces.

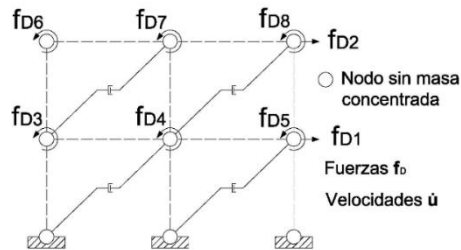
\mathbf{u} : Matriz de desplazamientos.

Para determinar las fuerzas de amortiguamiento (\mathbf{f}_D), disipación de la energía interna, es plausible modelar mediante un mecanismo de amortiguamiento viscoso, para tal caso se asume una velocidad unitaria de todos los nodos (en la dirección del grado de libertad), considerando el resto de velocidades en los nodos igual a

cero, consecuentemente la fuerza de amortiguamiento en cada nodo equivale a la sumatoria de los productos de los coeficientes de influencia de amortiguamiento por la velocidad unitaria de cada nodo, esquemáticamente, se tiene:

$$f_{Di} = \sum_{j=1}^N c_{ij} \dot{u}_j \dots (2.2.16)$$

Figura N° 2.2.15. Fuerzas de amortiguamiento



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Para N grados de libertad, la ecuación matricial será:

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1j} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2j} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{bmatrix} \dots (2.2.17)$$

$$\mathbf{f}_D = \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} \dots (2.2.18)$$

Donde:

\mathbf{f}_D : Matriz de fuerzas de amortiguamiento.

\mathbf{c} : Matriz de coeficientes de amortiguamiento.

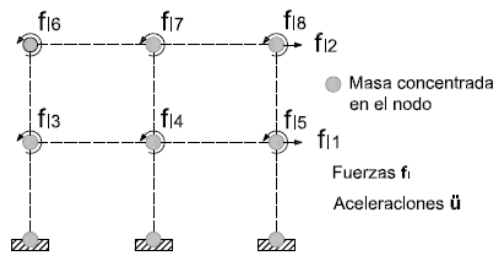
$\dot{\mathbf{u}}$: Matriz de velocidades.

Para determinar las fuerzas inerciales (\mathbf{f}_I), de manera similar a los dos casos anteriores, se emplea el método de superposición, y es plausible modelar mediante el componente de masa de la estructura con las aceleraciones, para tal caso se asume una aceleración unitaria de todos los nodos (en la dirección del grado de libertad), considerando el resto de aceleraciones en los nodos igual a cero, consecuentemente

la fuerza inercial en cada nodo equivale a la sumatoria de los productos de los coeficientes de influencia de masa por la aceleración unitaria de cada nodo, esquemáticamente, se tiene:

$$f_{Ii} = \sum_{j=1}^N m_{ij} \ddot{u}_j \dots (2.2.19)$$

Figura N° 2.2.16. Fuerzas inerciales.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Para N grados de libertad, la ecuación matricial sería:

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1j} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2j} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{Nj} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{bmatrix} \dots (2.2.20)$$

$$\mathbf{f}_I = \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} \dots (2.2.21)$$

Donde:

\mathbf{f}_I : Matriz de fuerzas inerciales.

\mathbf{m} : Matriz de masas.

$\ddot{\mathbf{u}}$: Matriz de aceleraciones.

Respuesta dinámica de una estructura de un grado de libertad

Vibración libre no amortiguada

La ecuación diferencial general del movimiento de una estructura, con varios grados de libertad, es la presentada en la ecuación 2.2.12, cuyo tratamiento es matricial, un caso especial se produce cuando una estructura posee un grado de

libertad, en tal situación la ecuación 2.2.11, se convierte en una ecuación escalar, esta simplificación es de gran utilidad práctica en la determinación de las ecuaciones de movimiento por acciones dinámicas, el tratamiento es similar cuando se tienen estructuras con varios grados de libertad:

$$f_I + f_D + f_s = p(t) \dots (2.2.21)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \dots (2.2.22)$$

Donde:

$f_I = m\ddot{u}$: Fuerza inercial.

$f_D = c\dot{u}$: Fuerza de amortiguamiento.

$f_s = ku$: Fuerza restauradora o elástica.

$p(t)$: Fuerza de excitación dinámica externa.

Consideremos como modelo de evaluación un pórtico de un piso con una cruja, con rigidez lateral k y masa concentrada m , idéntico al de la figura N° 2.2.10, por lo que, si el movimiento es libre y no existe amortiguamiento, implica que en la ecuación 2.2.22, las fuerzas de amortiguamiento y de excitación dinámica externa son nulas, lo cual resulta en la siguiente ecuación:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \dots (2.2.23)$$

Asumiendo que en el instante de tiempo $t=0$, el desplazamiento y velocidad son $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ respectivamente, la solución de la ecuación diferencial homogénea 2.2.23, resulta en:

$$u(t) = u(0)\cos\omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \text{sen}\omega_n t \dots (2.2.24)$$

Donde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \dots (2.2.25)$$

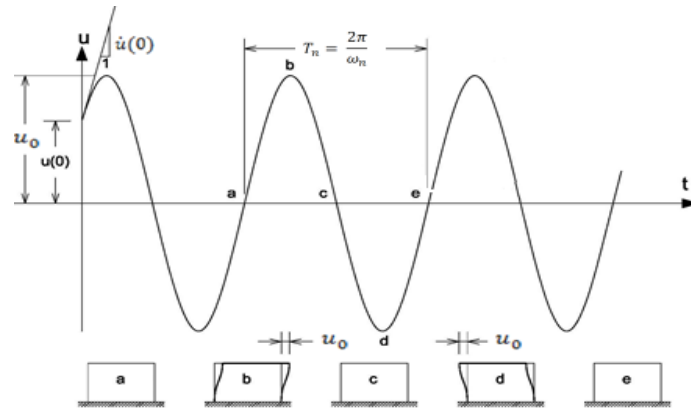
ω_n : Frecuencia circular natural de vibración.

k : Rigidez lateral del pórtico.

m : Masa concentrada del pórtico.

La representación gráfica de la ecuación 2.2.24, será la indicada en la Figura N° 2.2.17.

Figura N° 2.2.17. Vibración libre de una estructura no amortiguada



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

El tiempo necesario para que la estructura en vibración libre no amortiguada complete un ciclo de vibración será:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \dots (2.2.26)$$

T_n : Periodo natural de vibración.

De manera similar se puede deducir el número de ciclos generados en un segundo, con la siguiente ecuación:

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \dots (2.2.27)$$

f_n : Frecuencia cíclica natural de vibración.

De las ecuaciones 2.2.26 y 2.2.27, se puede inferir que:

Si la rigidez lateral (k) tiende al infinito, entonces el periodo natural de vibración (T_n) tenderá a cero y la frecuencia natural cíclica de vibración (f_n) tenderá al infinito de manera inversa si la rigidez lateral tiende a cero entonces el periodo natural de vibración tenderá al infinito y la frecuencia natural de vibración tenderá a cero.

El desplazamiento máximo (u_0) se denomina amplitud de movimiento y está dado por:

$$u_0 = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\right]^2} \dots (2.2.28)$$

Vibración libre viscosamente amortiguada

En la ecuación 2.2.21, la fuerza de amortiguamiento será diferente de cero, mientras que la fuerza de excitación dinámica externa conservará su valor cero, lo cual resulta en la siguiente ecuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \dots (2.2.29)$$

Como se puede apreciar en la ecuación 2.2.29, además de las fuerzas de inercia y restauradora, interviene la fuerza de amortiguamiento ($f_D = c\dot{u}$), como una función directamente proporcional a la velocidad de vibración de la estructura, afectada por la constante de amortiguamiento “c”.

Para una evaluación técnico - práctica, incorporemos un nuevo parámetro denominado fracción de amortiguamiento crítico ζ , cuyo valor varía entre cero y uno, siendo que cuando asume el valor uno se convierte en la constante de amortiguamiento crítica (c_{cr}), estado en el cual “c” adquiere el mínimo valor que inhibe por completo el movimiento oscilatorio (frontera entre el movimiento oscilatorio y no oscilatorio).

$$c = \zeta c_{cr} \dots (2.2.30)$$

También se puede representar el valor de c, mediante la siguiente ecuación:

$$c = 2\zeta m \omega_n \dots (2.2.31)$$

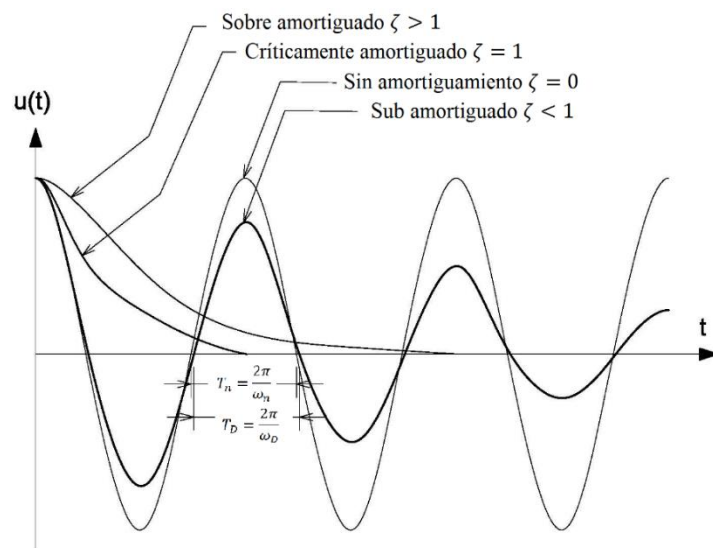
Al dividir la ecuación 2.2.29, entre la masa m, y reemplazando el valor de z, obtenemos la ecuación diferencial siguiente:

$$\ddot{u} + 2\zeta \omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \dots (2.2.32)$$

Dependiendo del valor asumido por la fracción de amortiguamiento crítico ζ , tendríamos los siguientes tipos de movimiento vibratorio:

- Movimiento vibratorio sobre amortiguado $\zeta > 1$.
- Movimiento vibratorio críticamente amortiguado $\zeta = 1$.
- Movimiento sin amortiguamiento $\zeta = 0$.
- Movimiento vibratorio sub amortiguado $\zeta < 1$.

Figura N° 2.2.18. Vibración libre de estructuras: sobre amortiguadas, críticamente amortiguadas, sin amortiguamiento y sub amortiguadas



Fuente: Elaboración propia.

En la ingeniería estructural, los sistemas amortiguados de mayor importancia son los sub amortiguados con una fracción de amortiguamiento ζ menor al 10%.

De esta manera la solución de la ecuación diferencial 2.2.32, (asumiendo que en el instante de tiempo $t=0$, el desplazamiento y velocidad son $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ respectivamente), siempre que el sistema sea sub amortiguado ($\zeta < 1$), será:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[u(0)\cos\omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D} \text{sen}\omega_D t \right] \dots (2.2.33)$$

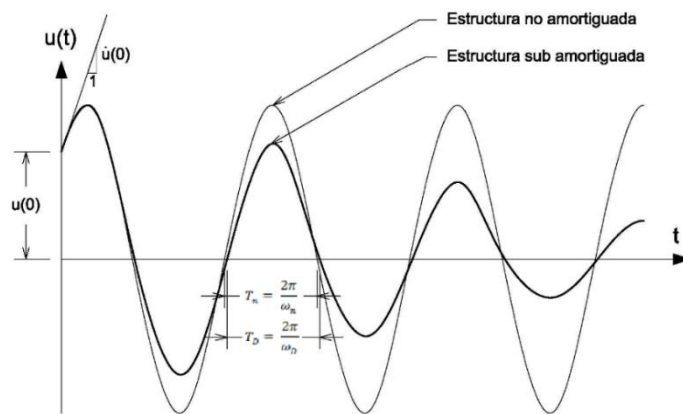
Donde la frecuencia natural de vibración amortiguada y el periodo natural de vibración amortiguada serán:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}, \quad \omega_D < \omega_n \dots (2.2.34)$$

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}}, \quad T_n < T_D \dots (2.2.35)$$

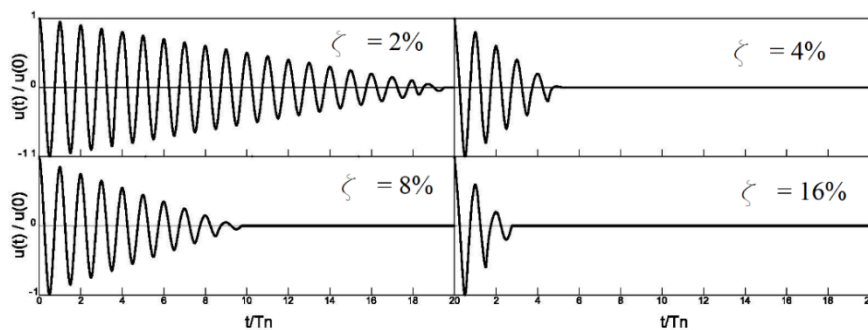
Anil K. Chopra. 2014, en su publicación “Dinámica de estructuras”, refiere que el amortiguamiento tiene el efecto de reducir la frecuencia natural de ω_n a ω_D y alargar el periodo natural de T_n a T_D ; estos efectos en realidad son insignificantes para fracciones de amortiguamiento ζ inferiores al 20%, rango que incluye a la mayoría de estructuras civiles. En la práctica las estructuras del tipo: edificaciones, puentes, presas, centrales nucleares, estructuras marítimas, etc., difícilmente la fracción de amortiguamiento alcanza el 10%, razón por la cual el análisis de estructuras en el presente trabajo de tesis estará centrado en la evaluación de una estructura de concreto armado sub amortiguada, con $\zeta=5\%$.

Figura N° 2.2.19. Vibración libre de estructuras



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 2.2.20. Vibración libre de estructuras con cuatro valores de amortiguación



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Determinación experimental de la fracción de amortiguamiento

La determinación analítica de la fracción de amortiguamiento ζ no es posible por lo que su determinación se realiza únicamente por medios experimentales, para tal caso consideremos una estructura con amortiguamiento sometida a vibración libre en una cantidad de “j” ciclos, según la ecuación 2.2.33, la relación del desplazamiento en el instante t, e instante $(t+jT_D)$, será:

$$\frac{u(t)}{u(t + jT_D)} = e^{\zeta\omega_n jT_D} \dots (2.2.36)$$

Despejando la fracción de amortiguamiento, obtenemos:

$$\zeta = \left(\frac{\sqrt{1 - \zeta^2}}{2\pi j} \right) \ln \left[\frac{u(t)}{u(t + jT_D)} \right] \dots (2.2.37)$$

Tratándose de estructuras sub amortiguadas, con fracciones de amortiguamiento inferior al 20%, el valor $\sqrt{1 - \zeta^2}$, tiende a convertirse en uno, por lo que la ecuación 2.2.37 se puede escribir de la siguiente manera:

$$\zeta = \frac{1}{2\pi j} \ln \left[\frac{u(t)}{u(t + jT_D)} \right] \dots (2.2.38)$$

También se cumple:

$$\zeta = \frac{1}{2\pi j} \ln \left[\frac{\ddot{u}(t)}{\ddot{u}(t + jT_D)} \right] \dots (2.2.39)$$

Vibración forzada no amortiguada por acción de cargas armónicas

La vibración forzada de estructuras por acción de cargas armónicas es un tema recurrente en el estudio de estructuras de ingeniería, en razón que evaluación es de gran ayuda en la comprensión de las estructuras sometidas a cargas de sismo.

Una carga armónica puede representarse mediante las funciones sinusoidal o cosinusoidal, $p(t)=p_0 \text{sen}(wt)$ o $p(t)= p_0\text{cos}(wt)$ respectivamente, siendo p_0 la amplitud y w la frecuencia de excitación de la carga dinámica externa si asumimos que la carga dinámica externa es sinusoidal, entonces la ecuación de movimiento para este tipo de vibración será:

$$m\ddot{u} + ku = p_0\text{sen}\omega t \dots (2.2.40)$$

Asumiendo que en el instante de tiempo $t=0$, el desplazamiento y velocidad son $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ respectivamente, la solución de la ecuación diferencial 2.2.40, resulta:

$$u(t) = u(0)\cos\omega_n t + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} \frac{\omega/\omega_n}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] \text{sen}\omega_n t + \frac{p_0}{k} \frac{1}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]} \text{sen}\omega t \dots (2.2.41)$$

El primer y segundo términos de esta ecuación representan la oscilación de la estructura con la frecuencia natural (ω_n), denominado también estado transitorio, en tanto que el tercer término representa la oscilación con la frecuencia de excitación o de forzamiento (ω), denominado estado estacionario.

Vibración forzada amortiguada por acción de cargas armónicas

La ecuación diferencial que controla el movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \text{sen}\omega t \dots (2.2.42)$$

La solución matemática de esta ecuación diferencial es:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A\cos\omega_D t + B\text{sen}\omega_D t) + C\text{sen}\omega t + D\cos\omega t \dots (2.2.43)$$

Donde los valores de A, B, C y D son:

$$A = u(0) \dots (2.2.44)$$

$$B = \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D} \dots (2.2.45)$$

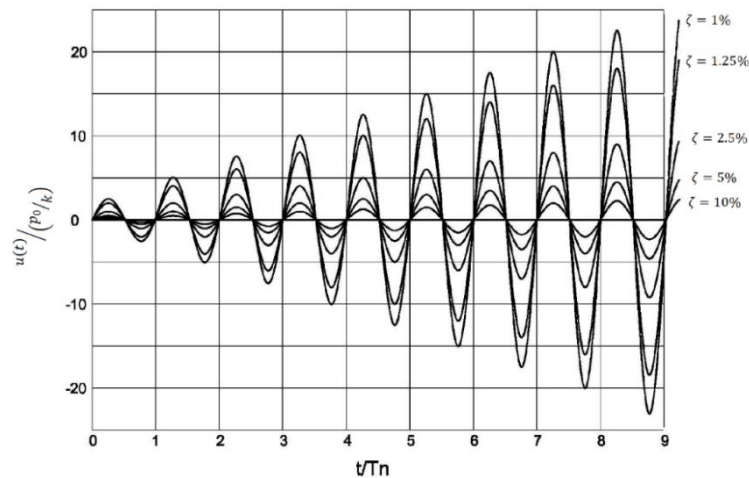
$$C = \frac{p_0}{k} \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \dots (2.2.46)$$

$$D = \frac{p_0}{k} \frac{-2\zeta\omega/\omega_n}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \dots (2.2.47)$$

En el caso particular donde $\omega = \omega_n$, la ecuación 2.2.43, se convierte en:

$$u(t) = \left(\frac{p_0}{k} \right) \frac{1}{2\zeta} \left[e^{-\zeta\omega_n t} \left(\cos\omega_D t + \frac{\zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \text{sen}\omega_D t \right) - \cos\omega_n t \right] \dots (2.2.48)$$

Figura N° 2.2.21. Movimiento oscilatorio para cinco tipos de estructuras, por efecto de vibración forzada con amortiguamiento; debida a excitación del tipo sinusoidal, $w=w_n$



Fuente: Elaboración propia.

Vibración forzada con amortiguamiento ante excitación arbitraria

En la mayoría de las situaciones reales las estructuras no se encuentran sometidas a excitaciones armónicas o periódicas, contrariamente están sometidas a excitaciones arbitrarias variables en el tiempo, existe un procedimiento válido para la solución de estos casos, mediante el empleo de la integral de Duhamel, siempre que la estructura tenga un comportamiento elástico lineal. Consideremos una fuerza impulsiva unitaria $p(x) = \frac{1}{dx}$, actuando en una estructura en un instante de tiempo x , en un intervalo de tiempo infinitesimal dx , esta acción generará un desplazamiento infinitesimal.

$$du(t) = z(t - x) \dots (2.2.49)$$

Tratándose de una fuerza impulsiva unitaria, se cumple que:

$$p(x) dx = 1 \dots (2.2.50)$$

Además, aplicando la segunda ley de Newton, se cumple:

$$p(x) = m\ddot{z} \dots (2.2.51)$$

Al combinar las ecuaciones 2.2.49 y 2.2.51, se obtiene:

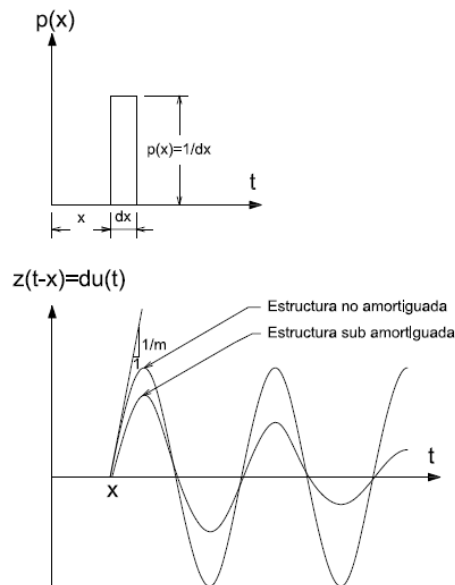
$$\dot{z}(x) = \frac{1}{m} \dots (2.2.52)$$

Si las condiciones iniciales del movimiento durante el impulso $z(x)=0$, además si a la ecuación 2.2.50, se le multiplica por el correspondiente desplazamiento diferencial, $z(t-x) = du(t)$, obtenemos:

$$p(x)z(t-x) dx = du(t) \dots (2.2.53)$$

Integrando ambos miembros, en intervalo de tiempo t , obtenemos la denominada integral de convolución o integral de Duhamel.

Figura N° 2.2.22. Impulso unitario y respuesta al impulso unitario



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

$$u(t) = \int_0^t p(x)z(t-x) dx \dots (2.2.54)$$

Asumiendo que las condiciones iniciales de movimiento son $u(0) = 0$ y $\dot{u}(0) = 0$, un caso particular de solución de esta integral se puede aplicar a la vibración viscosamente amortiguada, donde el desplazamiento se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(x)e^{-\zeta\omega_n(t-x)} \text{sen}[\omega_D(t-x)] dx \dots (2.2.55)$$

Para estructuras sometidas a vibración no amortiguada, la ecuación de movimiento, será:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p(x) \text{sen}[\omega_n(t-x)] dx \dots (2.2.56)$$

Esta integral es de gran utilidad en la evaluación de sistemas lineales de un grado de libertad ante una acción dinámica externa arbitraria, para estructuras lineales, debido a que su deducción se fundamenta en el principio de superposición, más allá del rango elástico su aplicación carece de valor. Es preciso indicar que si la función $p(x)$ es una función que se describe numéricamente, la solución de la ecuación 2.2.54, requiere de la aplicación de métodos numéricos.

Evaluación numérica de la respuesta dinámica

Anil K. Chopra. 2014, en su publicación Dinámica de estructuras, manifiesta que la solución analítica de la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad, no es posible si la excitación [fuerza $p(t)$ o aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$], varían arbitrariamente con el tiempo o si el sistema no es lineal. Estos dos casos pueden desarrollarse mediante métodos numéricos paso a paso en el tiempo; estos métodos permiten desarrollar la integración de la ecuación diferencial.

Existen una gran cantidad de información sobre la evaluación numérica de la ecuación de movimiento, sin embargo, para el desarrollo del presente trabajo analizaremos un método en particular, denominado: “método de la interpolación de la excitación”, basado en el procedimiento de paso a paso en el tiempo.

Para condiciones iniciales de movimiento: $u_0 = u(0)$ ó $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$, un sistema estructural elástico o inelástico sometido a la acción de una excitación externa, las ecuaciones de movimiento serán:

- a) $m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = p(t) \dots (2.2.57)$; cuando la excitación externa es una fuerza.
- b) $m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = -m\ddot{u}_g(t) \dots (2.2.58)$; cuando la excitación externa es la aceleración del suelo.

Asumiendo que el sistema estructural tiene amortiguamiento viscoso que puede también ser lineal o no lineal. La excitación dinámica externa, estará dada por un conjunto de valores discretos $p_i = p(t_i)$, para $i=0, 1, 2, 3, \dots, N$; en intervalos de tiempo iguales a:

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \dots (2.2.59)$$

Entonces la respuesta dinámica en este intervalo de tiempo será:

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \dots (2.2.60)$$

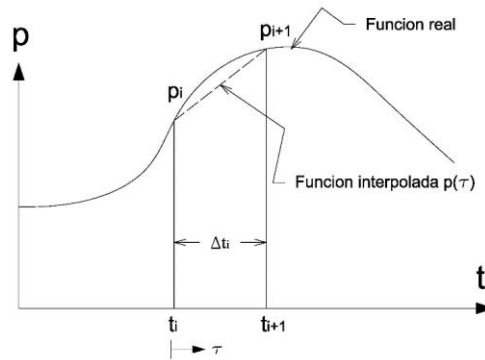
Donde $(f_s)_i$ es la fuerza restauradora en el instante i , $(f_s)_i = ku_i$, (si la estructura es elástica lineal). El procedimiento numérico de interpolación de la excitación, nos permitirá determinar las cantidades de respuesta: u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} y \ddot{u}_{i+1} en el instante de tiempo $(i+1)$, que deberá satisfacer las ecuaciones 2.2.57 y 2.2.58:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1} \dots (2.2.61)$$

En la figura se puede ver que la función de excitación estará dada por:

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \dots (2.2.62)$$

Figura N° 2.2.23. Notación para una excitación interpolada linealmente



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Donde:

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \dots (2.2.63)$$

La variable de tiempo (t), varía de 0 a Δt , esto implica que la ecuación por resolver será:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \dots (2.2.64)$$

Sometida a las condiciones iniciales $u(0) = u_i$ y $\dot{u}(0) = \dot{u}_i$, la respuesta $u(t)$ en el intervalo de tiempo, $0 \leq t \leq \Delta t_i$, es la suma de tres componentes:

- a) La vibración libre debida al desplazamiento inicial u_i y la velocidad \dot{u}_i en el instante de tiempo $t=0$.
- b) La respuesta a la fuerza de paso p_i con condiciones iniciales nulas.
- c) La respuesta a la fuerza incremental $\left(\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}\right)\tau$ con condiciones iniciales nulas.

Independientemente de las características de la vibración, que bien podrían ser uno de los siguientes cuatro casos: 1) vibración libre no amortiguada, 2) vibración libre con amortiguamiento, 3) vibración forzada no amortiguada y 4) vibración forzada con amortiguamiento; el desplazamiento y velocidad en el instante de tiempo t_{i+1} , estarán dados por las siguientes ecuaciones:

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \dots (2.2.65)$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'u_i + B'\dot{u}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \dots (2.2.66)$$

Un caso particular y de mayor aplicación en la ingeniería sísmica es en vibración forzada con fracción de amortiguamiento ζ inferior al valor crítico, es decir $\zeta < 1$, al considerar que la vibración está gobernada por los parámetros ω_n, k, ζ y el intervalo de tiempo $\Delta t \equiv \Delta t_i$; los coeficientes de las ecuaciones 2.2.65 y 2.2.66, se determinarán por:

$$A = e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen}\omega_D\Delta t + \text{cos}\omega_D\Delta t \right) \dots (2.2.67)$$

$$B = e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \text{sen}\omega_D\Delta t \right) \dots (2.2.68)$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left[\left(\frac{1-2\zeta^2}{\omega_D\Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \text{sen}\omega_D\Delta t - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} \right) \text{cos}\omega_D\Delta t \right] \right\} \dots (2.2.69)$$

$$D = \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{2\zeta^2-1}{\omega_D\Delta t} \text{sen}\omega_D\Delta t + \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} \text{cos}\omega_D\Delta t \right) \right] \dots (2.2.70)$$

$$A' = -e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen}\omega_D\Delta t \right) \dots (2.2.71)$$

$$B' = e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\text{cos}\omega_D\Delta t - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen}\omega_D\Delta t \right) \dots (2.2.72)$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left[\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \text{sen}\omega_D\Delta t + \frac{1}{\Delta t} \text{cos}\omega_D\Delta t \right] \right\} \dots (2.2.73)$$

$$D' = \frac{1}{k\Delta t} \left[1 - e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen}\omega_D\Delta t + \text{cos}\omega_D\Delta t \right) \right] \dots (2.2.74)$$

Esta solución es válida siempre que el sistema estructural sea lineal y de un solo grado de libertad; en situaciones donde existen varios grados de libertad también se puede emplear aplicando el principio de superposición.

Respuesta sísmica de sistemas lineales

Anil K. Chopra. 2014, en su publicación Dinámica de estructuras, manifiesta que uno de los aportes más importantes de la dinámica de estructuras a la ingeniería sísmica lo constituya la determinación de la variación de la aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$ con respecto al tiempo, la misma que generará una respuesta dinámica en la estructura, en función a sus características intrínsecas de masa (m), rigidez (k) y fracción de amortiguamiento (ζ).

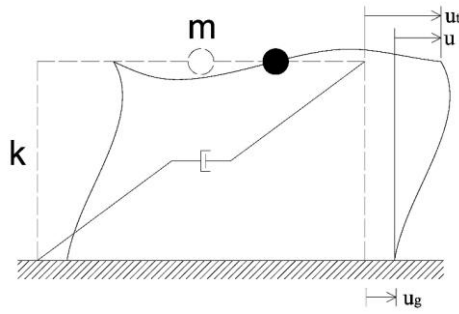
Si esta aseveración es cierta entonces el problema de determinar la respuesta a una excitación externa, tendría solución en tanto se conozcan estas propiedades. Aplicando el principio de D'Alembert, al equilibrio dinámico de una estructura elástica lineal de un grado de libertad sometida a la excitación externa $\ddot{u}_g(t)$, la ecuación diferencial que describe el desplazamiento estará dada por:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \dots (2.2.75)$$

Se puede ver que el desplazamiento u es función del tiempo (t), la frecuencia natural de vibración (ω_n) y la fracción de amortiguamiento (ζ), si se sabe que el periodo natural de vibración, $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$, entonces se cumple que el desplazamiento $u \equiv u(t, T_n, \zeta)$.

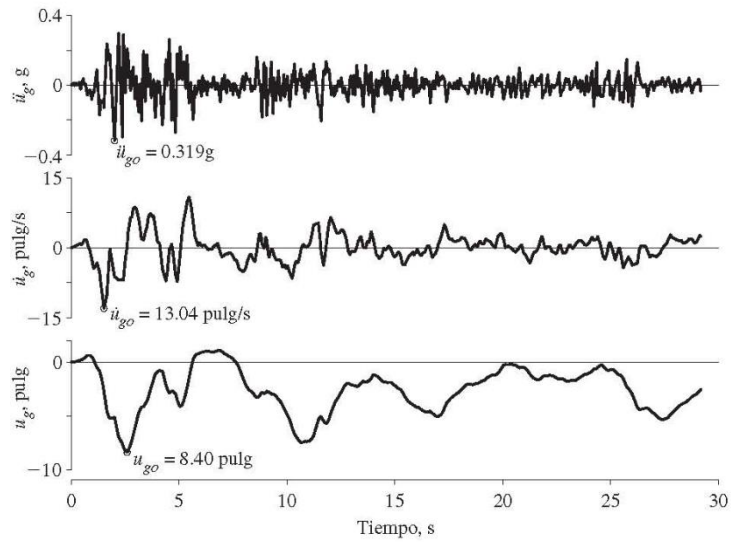
En la práctica la aceleración del suelo durante un sismo varía arbitrariamente, tanto que la solución analítica de la ecuación de movimiento es imposible, siendo posible la solución aplicando procedimientos de análisis numérico, similar a expuesto en el ítem precedente.

Figura N° 2.2.24. Estructura de un grado de libertad



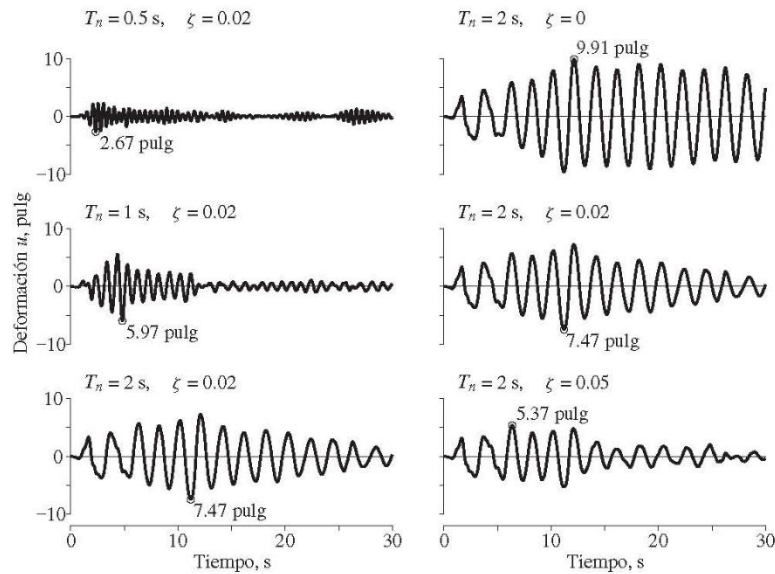
Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Figura N° 2.2.25. Componente norte-sur de la aceleración horizontal del suelo registrada en la sub estación del distrito de riego del valle imperial en El Centro, California, durante el sismo de Valle Imperial el 18 de mayo de 1940.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Figura N° 2.2.26. Respuesta de deformación de sistemas de un grado de libertad, al movimiento del suelo de Valle Imperial.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

En la Figura N° 2.2.26, se puede visualizar la relación entre deformación, periodo natural de vibración y fracción de amortiguamiento de la siguiente manera:

- La deformación y el periodo natural de vibración tienen una relación directamente ascendente, a medida que (T_n) crece la deformación (u) también hace lo mismo.
- La deformación y la fracción de amortiguamiento tienen una relación inversamente ascendente, a medida que (T_n) crece la deformación (u) descende.

$$u(t) \propto T_n, u(t) \propto 1/\zeta \dots (2.2.76)$$

La determinación del desplazamiento $u(t)$, es posible mediante el análisis dinámico de la estructura, entendiéndose que este desplazamiento es producto de la aceleración del suelo, en su equivalente estático, se puede asumir que esta fuerza equivale a la fuerza restauradora $f_s(t)$, idéntica a la detallada en la fórmula 2.2.5, denominada a partir de ahora fuerza lateral estática equivalente:

$$f_s(t) = ku(t) \dots (2.2.77)$$

Si, $k = \omega_n^2 m$

Entonces la fuerza lateral estática equivalente será:

$$f_s(t) = \omega_n^2 u(t) m \dots (2.2.78)$$

Entendiéndose que k es la rigidez lateral de la estructura, ω_n es la frecuencia natural de vibración y m es la masa de la estructura.

Si evaluamos la ecuación 2.2.78, podemos ver que los dos primeros términos representan la aceleración inducida a la masa m , producto de la excitación del suelo; re-escribiendo esta ecuación obtenemos:

$$f_s(t) = mA(t) \dots (2.2.79)$$

Donde:

$$A(t) = \omega_n^2 u(t) \dots (2.2.80)$$

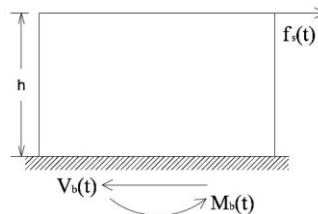
$$\omega_n^2 = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 \dots (2.2.81)$$

La variable $A(t)$ se la denomina pseudo aceleración, implica entonces que la fuerza lateral estática equivalente será igual a la pseudo aceleración multiplicada por la masa de la estructura, a su vez la ecuación 2.2.81, nos indica que la pseudo aceleración es posible calcularla a partir de la respuesta de deformación $u(t)$, en el caso del pórtico de un nivel, de la Figura N° 2.2.27, la fuerza cortante basal $V_b(t)$, y el momento de volteo $M_b(t)$, serán:

$$V_b(t) = f_s(t) \dots (2.2.82)$$

$$M_b(t) = hf_s(t) \dots (2.2.83)$$

Figura N° 2.2.27. Representación de la fuerza estática equivalente.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Concepto del espectro de respuesta

Maurice Anthony Biot, en los años 30 conceptualizó por primera vez el concepto de espectro de respuesta, desarrollado luego por George W. Housner. El espectro de respuesta constituye una herramienta práctica para describir el movimiento del suelo y sus efectos en las estructuras, se puede definir como el “resumen de las respuestas máximas de todos los posibles sistemas lineales de un grado de libertad, sometidos a un movimiento en particular del suelo”. En la actualidad el espectro de respuesta se ha convertido en un elemento central de las normas de diseño sismo resistente y de la teoría de la ingeniería estructural.

El espectro de respuesta es la representación gráfica de todos los periodos naturales de vibración versus las respuestas máximas para sistemas estructurales de un grado de libertad con una fracción de amortiguamiento definida, estas respuestas máximas pueden ser desplazamientos u_0 , velocidades \dot{u}_0 y aceleraciones \ddot{u}_0^t , cuyos correspondientes valores son:

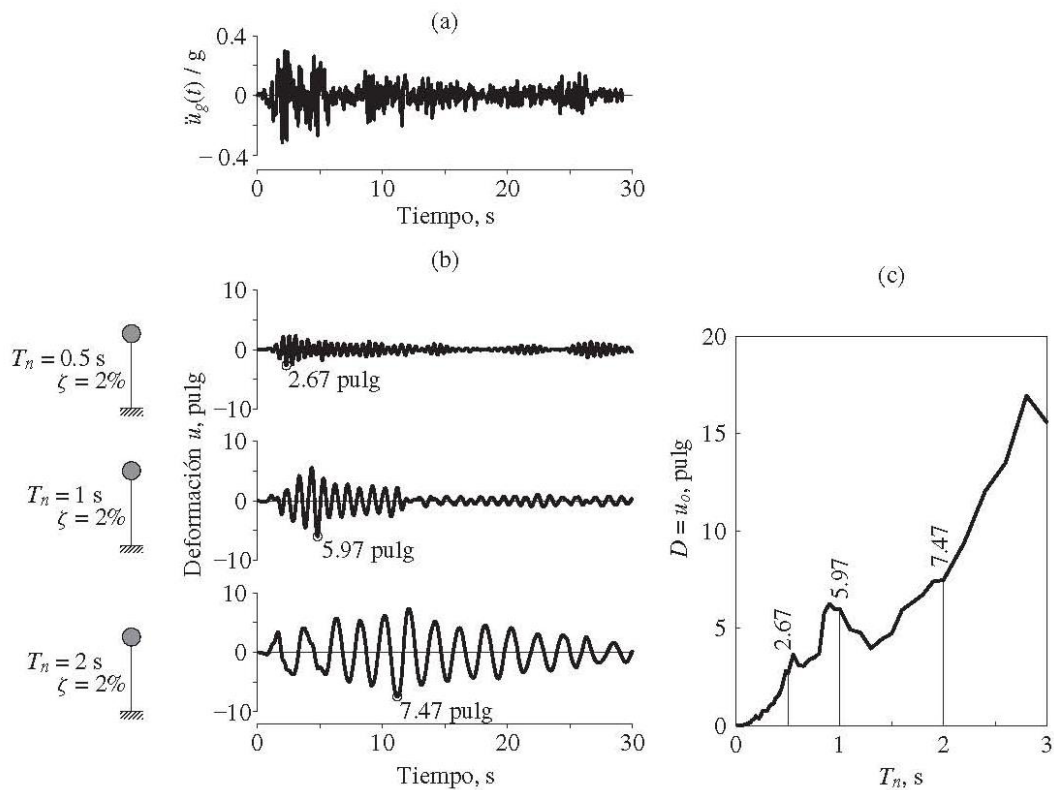
$$u_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t [u(t, T_n, \zeta)]$$

$$\dot{u}_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t [\dot{u}(t, T_n, \zeta)]$$

$$\ddot{u}_0^t(T_n, \zeta) \equiv \max_t [\ddot{u}^t(t, T_n, \zeta)]$$

Si consideremos $D \equiv u_0$, como el valor máximo de deformación, una representación gráfica del espectro de respuesta de deformación mayormente estudiado y de gran utilidad académica es el correspondiente al sismo registrado en lugar denominado El Centro, California en el año de 1940.

Figura N° 2.2.28. a) Aceleración del suelo, b) respuesta de deformación de tres sistemas de un grado de libertad con $\zeta=2\%$ y $T_n=0.5, 1$ y 2 segundos; c) espectro de respuesta de deformación para $\zeta=2\%$



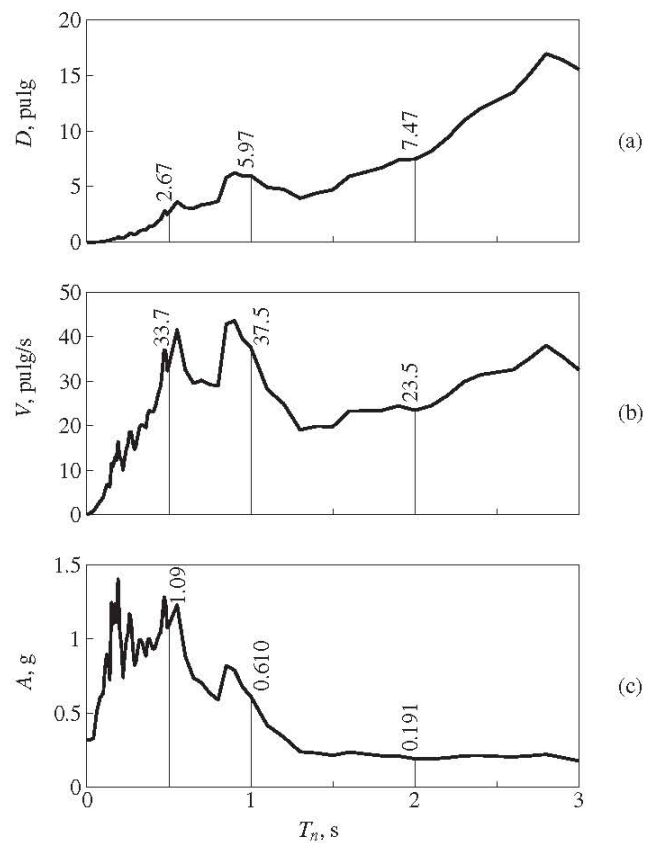
Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

Los equivalentes de espectros de respuesta de pseudo velocidad y pseudo aceleración pueden calcularse a partir de las siguientes ecuaciones:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \dots (2.2.84)$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \dots (2.2.85)$$

Figura N° 2.2.28. Espectros de respuesta ($\zeta=2\%$) para el movimiento del suelo de El Centro: a) espectro de respuesta de deformación, b) espectro de respuesta de pseudo velocidad y c) espectro de respuesta de pseudo aceleración.



Fuente: Anil K. Chopra. 2014.

CAPITULO III

PLANTEAMIENTO DE LAS HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1. Hipótesis

Posibles soluciones al problema.

3.1.1. Hipótesis general.

- a) La respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño – Iquitos, por el modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA es menor en comparación al modelo de cálculo de la Norma E030-2016.

3.1.2. Hipótesis específicas.

- a) El modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA, genera acciones dinámicas menores en comparación al modelo de cálculo de la Norma E030-2016.
- b) El modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA, optimiza recursos estructurales, debido a que la elasticidad del suelo de fundación incrementa los periodos de vibración y el amortiguamiento de la estructura, conduciendo a reducir las fuerzas de diseño.

3.2. Variables

3.2.1. Variables independientes.

- a) Modelo dinámico de interacción suelo estructura del FEMA.
- b) Modelo dinámico modal espectral de la Norma E030-2016.

3.3. Operacionalización de los componentes de las hipótesis

3.3.1. Variables Independientes.

- a) Estructura
 - Parámetros de uso: Cargas de diseño.
 - Parámetros geométricos: Distribución y forma de los elementos estructurales.
 - Parámetros dinámicos: Zonificación sísmica.
 - Parámetros inerciales: Esfuerzos permisibles en compresión y corte, esfuerzos de fluencia, módulos de elasticidad, módulos de corte, módulos de Poisson, pesos específicos.

b) Suelo de fundación

- Parámetros inerciales: Esfuerzos a compresión y corte, módulo de elasticidad, módulo de corte, módulo de Poisson, peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión.

3.3.2. Variables Dependientes:

Respuesta dinámica.

a) Estructura

- Esfuerzos internos, fuerzas y momentos internos, deformaciones, desplazamientos y derivas.

b) Suelo

- Esfuerzos internos, fuerzas internas, deformaciones y desplazamientos.

Cuadro N° 3.1. Operacionalización de las variables.

OBJETIVO GENERAL: EVALUAR LA DIFERENCIA DINÁMICA POR LOS MODELOS DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DEL FEMA Y NORMA E030-2016 EN EL EDIFICIO DEL COMANDO DE CONTROL RIBEREÑO – IQUITOS.						
OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	VARIABLES	SUB VARIABLES	SUB SUB VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADORES	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN
Evaluar la respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño Iquitos – Perú, haciendo uso del modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA.	Modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA.	Estructura	Parámetros de uso: Cargas de diseño Parámetros geométricos: Distribución y forma de los elementos estructurales. Parámetros dinámicos: Zonificación sísmica.	Respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño Iquitos – Perú, haciendo uso del modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA.	FEMA 356, FEMA 357 y FEMA 440	Expediente técnico
		Suelo de fundación	Parámetros inerciales: Esfuerzos permisibles en compresión y corte, esfuerzos de fluencia, módulos de elasticidad, módulos de corte, módulos de Poisson, pesos específicos.		Norma E020, cargas de diseño. Norma E060, diseño de concreto.	Software ETABS V-2016
Evaluar la respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño – Iquitos, haciendo uso del modelo de cálculo de la norma E030-2016.	Modelo de base rígida de la norma E030-2016.	Estructura	Parámetros de uso: Cargas de diseño Parámetros geométricos: Distribución y forma de los elementos estructurales. Parámetros dinámicos: Zonificación sísmica.	Respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño – Iquitos, haciendo uso del modelo de cálculo de la norma E030-2016.	Norma E020, cargas de diseño. Norma E060, diseño de concreto.	Expediente técnico
		Suelo de fundación	Parámetros inerciales: Esfuerzos a compresión y corte, módulo de elasticidad, módulo de corte, módulo de Poisson, peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión.		Norma E050, suelos y cimentaciones. Norma E030, diseño sismo resistente	Software ETABS V-2016

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IV

MARCO METODOLÓGICO

4.1. Ubicación geográfica

La edificación en estudio se encuentra ubicada en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, región Loreto; la misma que según la norma de diseño sismo resistente E030-2016 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), se encuentra ubicado en la zona sísmica 1 por lo que le corresponde un factor de zona $Z=10\%$, el cual es interpretado como un porcentaje de la aceleración de la gravedad en suelo rígido con una probabilidad de ocurrencia del 10% de ser excedido en 50 años.

4.2. Diseño de la Investigación

La edificación en estudio corresponde a un sistema estructura dual de pórticos y muros, semi enterrada, cimentada en suelo blando del tipo granular no cohesivo de compacidad media, clasificado según la norma E030-2016 como el tipo S_3 (suelo blando). La evaluación consistirá en someter la edificación a la excitación de la carga sísmica, acompañada de sus correspondientes cargas de servicios, con énfasis en la propiedad flexible del suelo de fundación. Esta evaluación corresponde a un estudio transversal, correlacional, de tipo observacional, descriptivo y cuantitativo, que nos permitirá estimar la magnitud y distribución de las reacciones externas e internas en la estructura, bajo los efectos de una carga de sismo. Como tal, para el logro de los objetivos trazados, será necesaria la evaluación por separado según el modelo de base rígida de la norma E030-2016 y el modelo de base flexible de interacción suelo estructura según FEMA, cuyos resultados serán comparados en forma correspondiente, identificándose las cargas máximas por tipo de elemento estructural; precisándose que los resultados de esta comparación servirán para determinar el grado de confianza entre uno y otro modelo.

Como fase previa a la evaluación se determinarán y cuantificarán las principales variables como son: cargas de diseño, zonificación sísmica, geometría y distribución de elementos estructurales, características inerciales del suelo de fundación y características inerciales de los materiales de construcción empleados.

Para el logro de tal propósito se hará uso de la normativa proporcionada por el RNE, en sus capítulos referentes a:

- Cargas de diseño, norma E020.
- Diseño sísmo resistente, norma E030.
- Suelos y cimentaciones, norma E050
- Diseño de concreto, norma E060.

Tratándose de una evaluación cuantitativa compleja dentro de la especialidad de la ingeniería estructural se hará uso del programa computacional especializado, basado en elementos finitos, ETABS V-16, creado por Computers and Structures., INC 1995, Univesity Ave. Berkeley CA, estos resultados son presentados en forma secuencial durante el desarrollo de la evaluación en el capítulo V y anexos.

4.3. Métodos de investigación

Partiendo de la hipótesis general de que la respuesta dinámica por el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA es menor en comparación al modelo de base rígida de la norma E030-2016, el presente trabajo se enmarcaría en una investigación del tipo *inductivo* puesto que se evalúa un tema específico del efecto de interacción suelo estructura, con el propósito de llegar a conclusiones generales y aplicativas en el análisis y diseño estructural en general.

Así mismo considerando el concepto análisis – síntesis, el presente trabajo se enmarca en esta tipología de método de investigación, puesto que la evaluación en conjunto del edificio se realizará en forma separada, llámese cargas de diseño, geometría - distribución de la estructura, características inerciales del suelo de fundación, características inerciales de los materiales de construcción y zonificación sísmica, reunificándolas posteriormente para su evaluación como un todo.

4.4. Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación

4.4.1. Población.

Según la norma E030-2016, el universo poblacional de la edificación en estudio corresponde a sistemas estructurales duales (pórticos y muros) de concreto armado de la región Loreto.

4.4.2. Muestra.

Al tratarse de un estudio de caso, como es la evaluación de la respuesta estructural del edificio de comando de control ribereño de la ciudad de Iquitos, se convierte en un muestreo por conveniencia.

4.4.3. Unidad de análisis.

Corresponde a una edificación dual de concreto armado (pórticos y muros).

4.4.4. Unidades de observación.

Acciones externas (fuerzas de corte, momentos de volteo y desplazamientos relativos de entre piso o derivas) y reacciones internas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores, momentos torsores y deformaciones).

4.5. Técnicas e instrumentos de recopilación de información

Tratándose de una edificación estratégica de cooperación internacional entre los gobiernos de Perú y los Estados Unidos en la lucha antidrogas y además de encontrarse al interior de las instalaciones de la Marina de Guerra del Perú en la base militar “Teniente Manuel Clavero” de la ciudad de Iquitos, el acceso para la recolección de muestras de campo nos ha sido denegada, razón por la cual se ha tenido que recurrir a otras fuente disponibles de información, siendo una de ellas el expediente técnico de la construcción y la elaboración de un estudio de mecánica de suelos en un predio colindante a la edificación, cuidando la semejanza de suelos, al respecto sobre este particular se pone énfasis en que las diferencias geotécnicas entre el suelo de fundación de la edificación y el de las calicatas evaluadas han sido mínimas y casi irrelevantes, puesto que la distancia no superan los 100 m.

Así mismo es preciso manifestar que la realización de una gestión ante la constructora rindió sus frutos puesto que esta empresa nos proporcionó el expediente técnico, documento de más imprescindible para la realización del presente trabajo.

La información disponible en el expediente técnico ha sido de vital importancia, puesto que a partir de este documento se pudo obtener información relevante y suficiente, en especial la información correspondiente a la distribución arquitectónica – estructural, las propiedades inerciales de los materiales empleados en la construcción y el suelo de fundación.

En resumen, se puede decir que la técnica empleada para la recolección de información fue del tipo observacional cuantificable, mediante percepción intencional, selectiva, ilustrada e interpretativa de cada una de las variables intervinientes desde los modelos dinámicos elegidos hasta las propiedades físico mecánicas de cada elemento estructural. Respecto a los instrumentos de recolección de información, se emplearon fichas y notas para el registro de todas las variables intervinientes según cada modelo. Los resultados así obtenidos fueron comparados con los objetivos del trabajo los que a su vez nos permitieron rechazar las hipótesis planteadas.

4.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Como una fase posterior a la recopilación de la información, correspondió el modelamiento computacional de la edificación poniendo énfasis en el efecto de la interacción suelo estructura. Dada la complejidad del problema, esta fase fue posible gracias a la disponibilidad del software estructural ETABS V-2016, y lo que es más importante la aplicación de la normativa relacionada con el tema disponible en el Reglamento Nacional de Edificaciones (a través de las normas E020, E030, E050, E060) y del Federal Emergency Management Agency (en las normas 356, 357, 440).

Los resultados así obtenidos según los dos modelos de evaluación, fueron comparados y contrastados, cuyos resultados se presentan en el capítulo V.

4.7. Matriz de consistencia metodológica.

La presente matriz sintetiza los procesos y componentes fundamentales del presente trabajo de investigación con el propósito es describir la consistencia metodológica en el desarrollo.

Cuadro N° 4.7.1. Matriz de consistencia metodológica.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES				INDICADORES	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN	METODOLOGÍA	POBLACIÓN Y MUESTRA
¿Cuál es la diferencia dinámica entre los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA y norma E030-2016 aplicados al edificio de comando de control ribereño – Iquitos?	Objetivo General:	Hipótesis General:	Modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA		Modelo de base rígida de la norma E030/2016		Reglamento Nacional de Edificaciones	Expediente técnico	Observacional, descriptiva, cuantitativa, inductiva y análisis - síntesis	Población:
	Evaluar la diferencia dinámica por los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA y norma E030-2016 en el edificio del Comando de Control Ribereño – Iquitos.	La respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño – Iquitos, por el modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA es menor en comparación al modelo de cálculo de la Norma E030-2016.	Estructura	Suelo de fundación	Estructura	Suelo de fundación	Norma E020, cargas de diseño. Norma E030, diseño sísmo resistente. Norma E050, suelos y cimentaciones. Norma E060, concreto armado.			Sistemas estructurales duales (pórticos y muros) de concreto armado de Loreto.
	Objetivos Específicos:	Hipótesis Específicas:	Parámetros de uso: Cargas de diseño		Parámetros de uso: Cargas de diseño		Federal Emergency Management Agency			Muestra: Muestreo por conveniencia.
	Evaluar la respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño Iquitos – Perú, haciendo uso del modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA.	El modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA, genera acciones dinámicas menores al modelo de cálculo de la Norma E030-2016.	Parámetros geométricos: Distribución y forma de los elementos estructurales.		Parámetros geométricos: Distribución y forma de los elementos estructurales.		FEMA 356, Pre estándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios. FEMA 357, Informe de temas globales sobre el pre estándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios. FEMA 440, Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal.	Estudio de mecánica de suelos		
	Evaluar la respuesta dinámica del edificio de comando de control ribereño – Iquitos, haciendo uso del modelo de cálculo de la norma E030-2016.	El modelo de cálculo de interacción suelo del FEMA, optimiza recursos estructurales, debido a que la elasticidad del suelo de fundación incrementa los periodos de vibración y el amortiguamiento de la estructura, conduciendo a reducir las fuerzas de diseño.	Parámetros dinámicos: Zonificación sísmica.		Parámetros dinámicos: Zonificación sísmica.					Edificio del comando de control ribereño - Iquitos.
Comparar ambos modelos para la determinación de las diferencias.		Parámetros inerciales: Esfuerzos permisibles en compresión y corte, esfuerzos de fluencia, módulos de elasticidad, módulos de corte, módulos de Poisson, pesos específicos.	Parámetros inerciales: Esfuerzos a compresión y corte, módulo de elasticidad, módulo de Poisson, peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión.	Parámetros inerciales: Esfuerzos permisibles en compresión y corte, esfuerzos de fluencia, módulos de elasticidad, módulos de corte, módulos de Poisson, pesos específicos.	Parámetros inerciales: Esfuerzos a compresión y corte, módulo de elasticidad, módulo de Poisson, peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión.		ETABS V-2016			

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Presentación de resultados

5.1.1. Descripción de la edificación

La edificación se encuentra ubicada a orillas del río Nanay en la Base Naval “Teniente Clavero” de la Marina de Guerra del Perú, en el distrito de Punchana (colindante al distrito de Iquitos), se trata de una edificación estratégica de cooperación internacional entre los gobiernos del Perú y Estados Unidos en el marco de un convenio en la lucha anti drogas; es una edificación destinada al alojamiento de almacenes de carga en el primer piso y oficinas administrativas en el segundo piso con plantas regulares; tiene una estructuración dual a base de pórticos y muros de concreto armado en un área techada de 868.4 m², con semisótano, estructurada con vigas portantes, columnas portantes y muros de contención de concreto armado, tabiquería confinada y cobertura metálica (ver planos en anexos). En su oportunidad su diseño estructural se realizó en cumplimiento de las normas técnicas siguientes:

- Cargas de diseño: Norma E020-1998.
- Diseño sismo resistente: E030-1998.
- Suelos y cimentaciones: E050-1998.
- Diseño de concreto: E060-1998.

Figura N° 5.1.1. Localización del edificio: Latitud sur 3°44'1.54", longitud oeste 73°14'26.58", (punto rojo).



Fuente: Google Earth, 2018.

5.1.2. Propiedades físico mecánicas de la edificación

Obtenidas del expediente técnico de la construcción.

Propiedades inerciales de la edificación:

- Módulo de elasticidad del concreto (E_c): 2'173,706 T/m².
- Peso específico del concreto (γ_c): 2.4 T/m³.
- Coeficiente de Poisson del concreto (μ_c): 0.20.
- Resistencia a compresión del concreto (f'_c): 2,100 T/m².
- Esfuerzo de fluencia del acero (f_y): 42,800 T//m².

5.1.3. Cargas de diseño

a. Carga de sismo o aceleración espectral

Según el ítem 4.6.2, de la norma E030-2016, el espectro inelástico de pseudo aceleración se determina con la siguiente fórmula:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) g \dots (5.1.3.1.)$$

Donde:

- S_a : Función espectro de pseudo aceleraciones.
- g : Aceleración de la gravedad.
- C : Es el factor de amplificación sísmica, determinado con las siguientes fórmulas:

$$C=2.5, (T < T_p) \dots (5.1.3.1.a.)$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), T_p < T < T_L \dots (5.1.3.1.b)$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right), T > T_L \dots (5.1.3.1.c)$$

- Z : es el factor de zonificación sísmicas, para nuestro caso su valor es de $Z=0.10$.
- U : Factor de uso importancia de la edificación, $U=1.5$.
- S : Factor de amplificación del suelo, $S=2$.
- R : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, $R=7$.
- T_p : Periodo que define la plataforma del factor C , $T_p= 1$.
- T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor C , $T_L=1.6$

Inicialmente el espectro de pseudo aceleraciones inelástico se calculó asumiendo un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas de $R=7$, correspondiente a sistemas estructurales duales (muros y pórticos), vale precisar además que este

coeficiente fue comprobado y modificado después de haberse determinado que la resistencia sísmica predominantemente está dada por los muros estructurales, puesto que superan el 70% de la resistencia sísmica total, de otro lado es necesario precisar que según el ítem 5.1 de la norma E030-2016, las derivas y desplazamientos se calcularon multiplicando los resultados obtenidos del análisis elástico lineal con las solicitaciones sísmicas reducidas por 0.75 del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

Figura N° 5.1.2.a. Determinación del espectro de pseudo aceleraciones según la norma E030-2016

01 Zonificación, Según E.030-2016 (2.1)

Departamento :	016 LORETO
Provincia :	016 MAYNAS
Distrito :	16 PUNCHANA
Zona Sísmica :	1

$$Z = 0.1 q$$

02 Parámetros de Sitio, Según E.030-2016 (2.4)

Perfil de Suelo Tipo :

$$S = 2.00$$

$$T_p = 1.00$$

$$T_L = 1.60$$

03 Categoría del Edificio, Según E.030-2016 (3.1)

Categoría del Edificio :

$$U = 1.5$$

04 Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.7)

05 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.4)

Sistema Estructural :

$$R_0 = 7$$

06 Factores de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.6)

Irregularidad en Altura, l_a :

$$l_a = 1.00$$

Irregularidad en Planta, l_p :

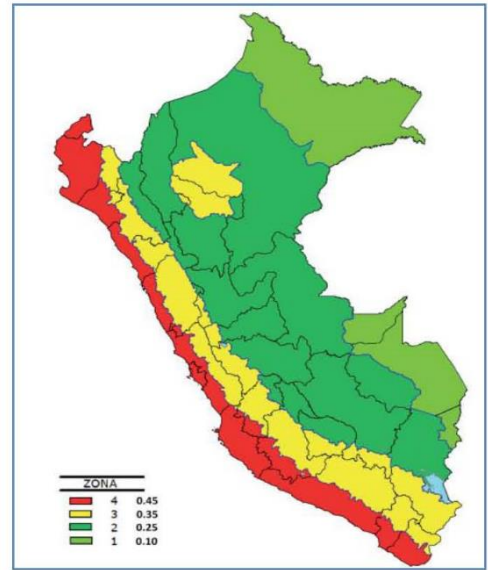
$$l_p = 1.00$$

07 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.8)

$$R = R_0 \times l_a \times l_p = 7$$

08 Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (S_a/g)

$$S_a = \frac{Z U C S}{R} q$$



Fuente: Elaboración propia.

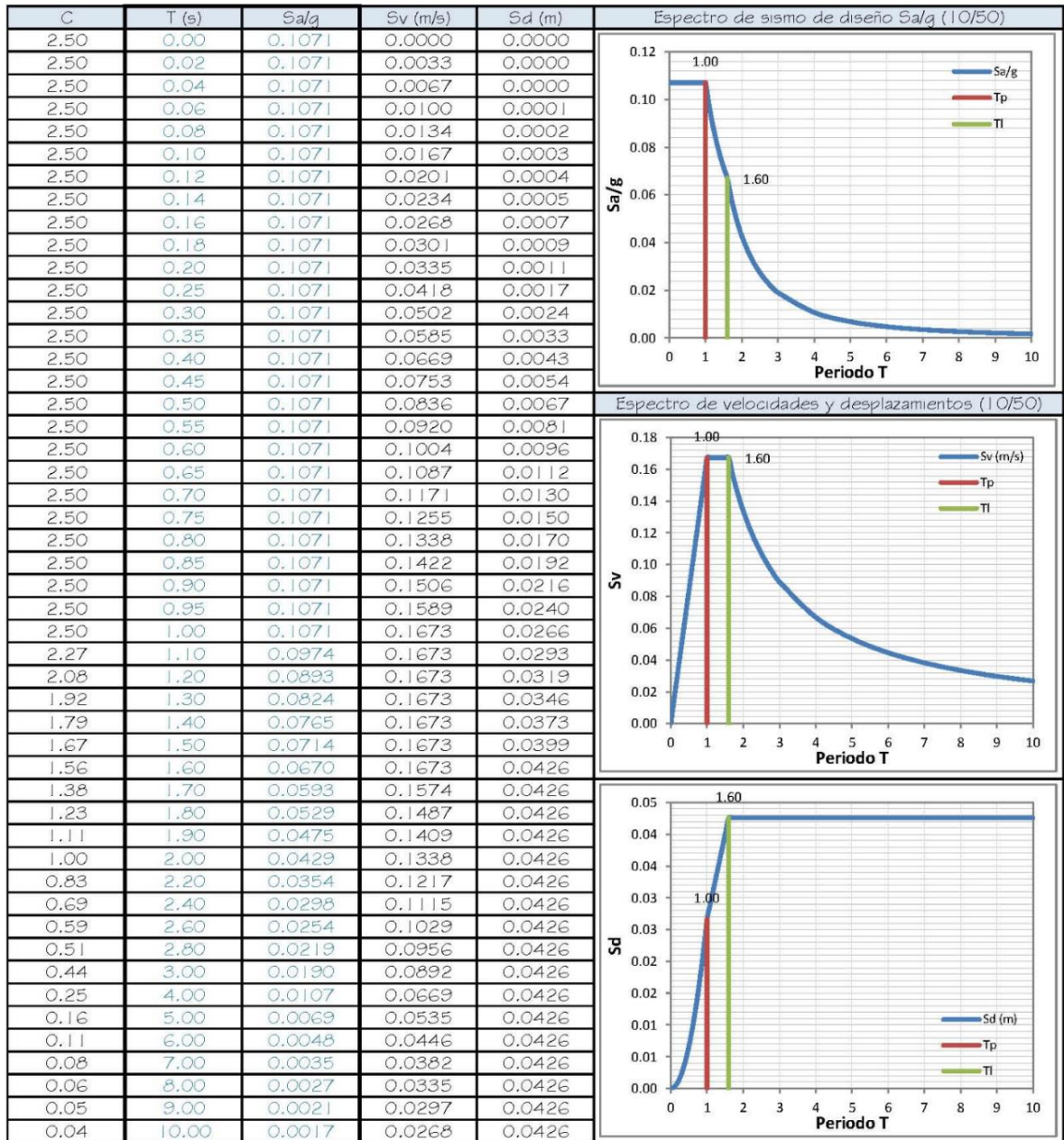
Figura N° 5.1.2.b. Espectro de pseudo aceleraciones según la norma E030-2016

Z =	0.1
U =	1.50
S =	2.00
T _P =	1.00
T _L =	1.60
R =	7.00

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$



Fuente: Elaboración propia.

b. *Estimación del peso de la edificación para el cálculo de la fuerza sísmica*

De acuerdo al ítem 4.3 de la norma E030-2016, se considerará la participación del peso de la edificación según las siguientes proporciones:

- Peso propio y cargas muertas: 100%.

- Cargas vivas en el segundo piso: 50%.
- Cargas vivas en la cobertura: 25%.

c. *Cargas muertas*

Cobertura metálica

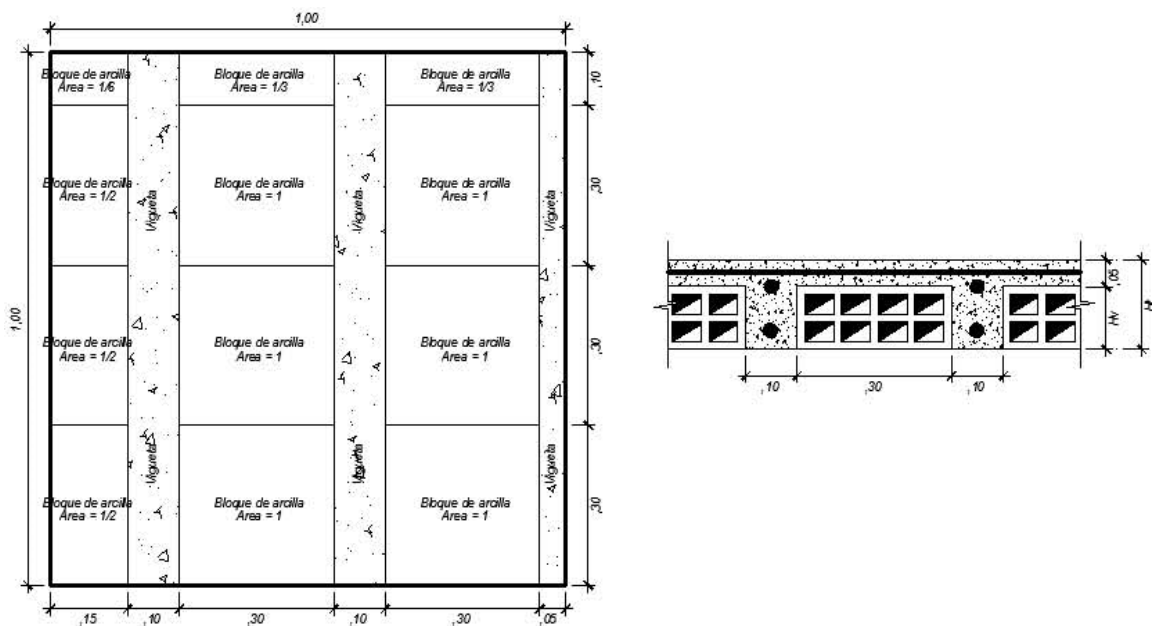
La carga muerta en la cobertura, se calculará con el peso de 25 kg/m², que incluye el peso del techo (planchas termo acústicas soportadas en cerchas de acero) de 5 kg/m² y el peso del cielo raso de madera de 20 kg/m².

Losa aligerada

La losa aligerada en una dirección posee las siguientes características:

- Altura total: 20 cm.
- Espesor de losa superior: 5 cm.
- Altura total de vigueta: 20 cm.
- Ancho de vigueta: 10 cm.
- Dimensiones del bloque de arcilla: 30x30 cm.
- Peso de la losa: 300 kg/m².
- Espesor equivalente de la losa: 12.5 cm.

Figura N° 5.1.3. Características de la losa aligerada.



Fuente: Taller curso especialización: cálculo y diseño de edificios de concreto armado.

www.cincivil.com. 2010.

Cuadro N° 5.1.1. Dimensiones de la losa aligerada en una dirección

Altura de ladrillo	Espesor Total de la losa	Vol. de Concreto en Viguetas (m ³)	Vol. de Concreto en losa de 5 cm (m ³)	Vol. Total de Concreto (m ³ /m ²)	Peso Total de los Bloques de Ladrillo (kg/m ²)	Peso del Concreto (kg)	Peso Total de la Losa	Peso de Losa Estándar (kg/m ²)	Espesor de la Losa Equivalente (m)
0.12	0.17	0.030	0.050	0.0800	83.30	192.00	275.300	280	0.1167
0.15	0.20	0.038	0.050	0.0875	83.30	210.00	293.300	300	0.1250
0.20	0.25	0.050	0.050	0.1000	111.07	240.00	351.067	350	0.1458
0.25	0.30	0.063	0.050	0.1125	149.94	270.00	419.940	420	0.1750
0.30	0.35	0.075	0.050	0.1250	174.93	300.00	474.930	475	0.1979

Fuente: Taller curso especialización: cálculo y diseño de edificios de concreto armado. www.cincivil.com. 2010.

Tabiquería móvil

Para la determinación del peso de la tabiquería móvil, se empleará el siguiente cuadro:

Cuadro N° 5.1.2. Peso de la tabiquería móvil

Peso del Tabique (kg/m)	Carga Equivalente (kg/m ²)
74 o menos	30
75-149	60
150-249	90
250-399	150
400-549	210
550-699	270
700-849	330
850-1,000	390

Fuente: Taller curso especialización: cálculo y diseño de edificios de concreto armado. www.cincivil.com. 2010.

El peso para unidades solidas de mayor uso en albañilería confinada es de 19 kg/m²/cm y de 14 kg/m²/cm para el caso de unidades huecas, estos pesos incluyen el peso promedio de tarrajeo de muros, ello implica que peso total del muro será determinado multiplicando este valor por el espesor y altura del muro en centímetros.

En el caso del presente trabajo, se usó tabiquería de 15 cm de espesor; si tomamos el valor de 14 kg/m²/cm (considerando que la altura del muro es de 3.2 m) tendremos que la carga de tabiquería móvil será de 14x3.2x15=672 kg/m, ingresando este valor al cuadro 5.1.2, obtenemos la carga equivalente a 270 kg/m².

Piso terminado

La carga muerta en el segundo piso, debida a acabados (falso piso), es de 20 kg/m²/cm, si consideramos un espesor de falso piso de 5 cm (incluido el piso de cerámica), se tendrá un peso total de 100 kg/m².

d. *Sobre cargas o cargas vivas*

Las sobre cargas en el segundo piso son de 250 kg/m², y en la cobertura de 30 kg/m².

Reducción de cargas vivas en elementos verticales.

En general las sobre cargas en coberturas no se deben reducir, en el caso de edificaciones de varios niveles, en el penúltimo nivel se permite una reducción del 15% y un adicional del 5% por cada nivel inferior.

Reducción de cargas vivas en elementos horizontales.

Para el diseño de los elementos horizontales tales como losas y vigas se considerará el 100% de la carga viva.

e. *Cargas debidas a escaleras y ascensores*

En el presente trabajo no se incluirán este tipo de cargas, puesto que el proyecto no contempla de manera integral estos elementos.

f. *Carga debida al empuje lateral del suelo de relleno en el muro de contención.*

En la evaluación de esta carga se empleará el método de Rankine, para el caso activo, el mismo que se puede determinar con las siguientes ecuaciones:

$$F_E = 0.5k_a\gamma_s H^2 \dots (5.1.3.2)$$

$$k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \dots (5.1.3.3)$$

$$p_0 = k_a\gamma_s H \dots (5.1.3.4)$$

Donde:

F_E : Fuerza activa de empuje, ubicada a 1/3 de la altura total del muro.

k_a : Coeficiente lateral del empuje activo.

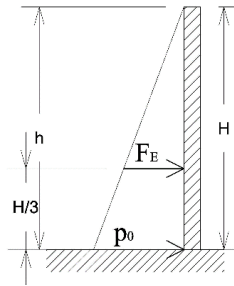
γ_s : Peso específico del suelo.

H: Altura total de muro.

ϕ : Angulo de fricción interna del suelo.

p_0 : Presion de suelo de relleno a una altura H.

Figura N° 5.1.4. Empuje lateral del suelo.



Fuente: Elaboración propia.

Si se sabe que los valores de la altura del muro de contención, peso específico del suelo y ángulo de fricción interna son respectivamente: $H=6.55$, $\gamma_s=1,570$ kg/m^3 , $\Phi=32^\circ$, que al ser reemplazados en las ecuaciones 5.1.3.2, 5.1.3.3 y 5.1.3.4, se determina que los valores del coeficiente de empuje lateral, fuerza de empuje total y presión lateral en la base del muro son: $k_a=0.307$, $F_e=10.35$ Ton/m y $p_0=3.16$ Ton/m^2 , respectivamente.

g. *Resumen de las cargas de diseño:*

Cobertura metálica

Cargas muertas

- Plancha de cobertura metálica: 0.005 Ton/m^2 .
- Cielo raso de madera: 0.02 Ton/m^2 .

Cargas vivas

- Carga viva de la cobertura metálica: 0.03 Ton/m^2 .

Losa aligerada

Cargas muertas

- Peso propio de losa aligerada: 0.30 Ton/m^2 .
- Piso terminado: 0.10 Ton/m^2 .
- Tabiquería móvil: 0.27 Ton/m^2 .

Cargas vivas

- Carga viva de losa aligerada: 0.25 Ton/m^2 .

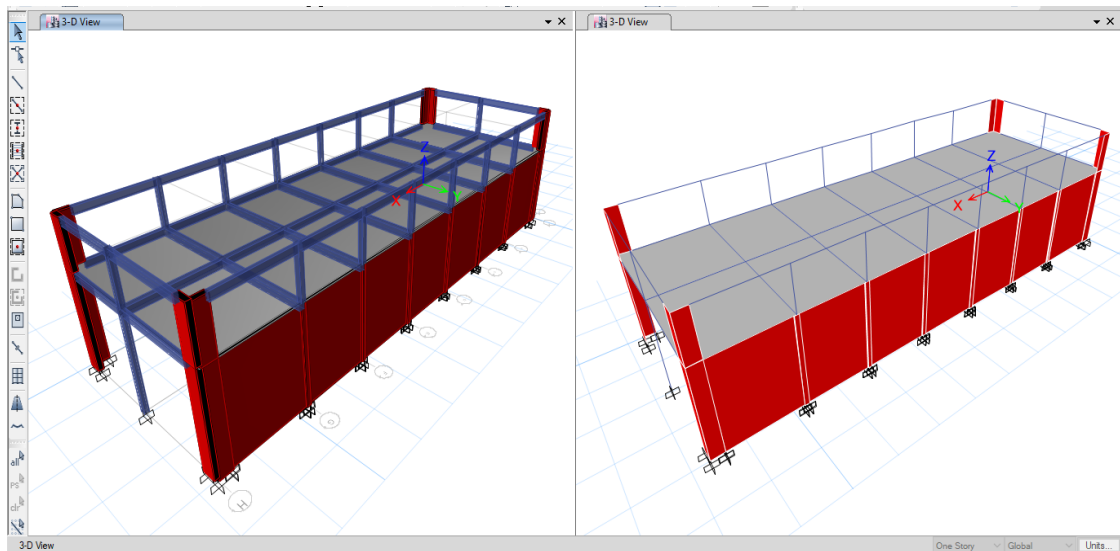
Empuje lateral del suelo de relleno

- Empuje lateral del suelo de relleno 10.35/Ton/m.

5.1.4. Modelo de base rígida de la norma E030-2016 (análisis dinámico modal espectral)

Se presentan los resultados del cálculo de la respuesta dinámica de la estructura según un análisis dinámico modal espectral, denominado en adelante *modelo de base rígida de la norma E030-2016*, empleando el software Etabs V-2016, como se manifestó previamente se asumen que todos los apoyos de la edificación son infinitamente rígidos o lo que es lo mismo la inexistencia de algún grado de libertad en el contacto suelo de fundación sub estructura.

Figura N° 5.1.5. Distribución de los elementos estructurales y apoyos de la edificación



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

a. *Derivas máximas y mínimas por pisos*

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso o deriva máxima permisible según la norma E030-2016, ítem 5.2, es de 0.007 para edificaciones de concreto armado, luego de revisar los resultados proporcionados por Etabs vemos que los desplazamientos relativos de entre piso no cumplen en las direcciones “X” e “Y”, siendo necesario rigidizar la estructura en ambas direcciones.

Cuadro N° 5.1.3. Desplazamientos relativos de entrepisos, R=7.

<i>Factor de Reducción Sísmica (R) =</i>		7.00								<i>Máximos =</i>	0.1421
<i>Drift Máximo =</i>		0.007								<i>Mínimos =</i>	0.0062
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DRIFT - (0.75R)			
STORY2	SISMOXX Max	X	0.0040	11	35.00	5.70	9.75	0.0208	Piso N° 02		
STORY2	SISMOXX Max	Y	0.0119	6	10.54	12.00	9.75	0.0625			
STORY2	SISMOYY Max	Y	0.0271	8	19.82	12.00	9.75	0.1421			
STORY1	SISMOXX Max	X	0.0012	35	34.15	-	6.55	0.0062	Piso N° 01		
STORY1	SISMOXX Max	Y	0.0017	31	-	11.15	6.55	0.0088			
STORY1	SISMOYY Max	Y	0.0079	34	35.00	0.85	6.55	0.0417			

Fuente: Elaboración propia.

b. *Derivas máximas y mínimas por diafragma*

Al igual que en el caso de las derivas máximas por pisos, vemos que la deriva máxima por diafragma no cumple, puesto que supera los 0.007, establecidos en la norma E030-2016, reafirmando el hecho de rigidizar la estructura en las direcciones “X” e “Y”.

Cuadro N° 5.1.4. Derivas o desplazamientos de los diafragmas, R=7.

<i>Factor de Reducción Sísmica (R) =</i>		7.00										<i>Máximos =</i>	0.04084
<i>Drift Máximo =</i>		0.007										<i>Mínimos =</i>	0.00364
Story	Load Case/Combo	Ítem	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X (m)	Max Loc Y (m)	Max Loc Z (m)	DRIFT - (0.75R)			
STORY1	SISMOXX Max	Diaph D1 X	0.0012	0.0007	1.696	35	34.150	-	6.550	0.00364	Piso N° 01		
STORY1	SISMOXX Max	Diaph D1 Y	0.0017	0.0009	1.780	31	-	11.150	6.550	0.00496			
STORY1	SISMOYY Max	Diaph D1 Y	0.0079	0.0078	1.021	34	35.000	0.850	6.550	0.04084			

Fuente: Elaboración propia.

c. *Modos y participación modal.*

El primer modo de vibración corresponde a un modo traslacional en el sentido del eje “Y”, con un periodo de 0.497s, el segundo modo en el sentido “X”, con un periodo de 0.361s y el tercer modo traslacional en el sentido “Z”, con un periodo de 0.353s. Según los resultados obtenidos se puede observar que se deben considerar al menos 18 modos de vibración para lograr una participación de masa mayor al 90% en las direcciones “X” e “Y”.

Cuadro N° 5.1.5. Participaciones de relaciones de masa, R=7.

Case	Mode	Periodo (Seg)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum UZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	SumRX (%)	SumRY (%)	SumRZ (%)
Modal	1	0.497	-	0.896	0.000	-	0.896	0.000	0.050	-	-	0.050	-	-
Modal	2	0.361	0.048	-	-	0.048	0.896	0.000	-	0.000	0.339	0.050	0.000	0.339
Modal	3	0.353	-	0.000	0.001	0.048	0.896	0.002	0.000	-	-	0.050	0.000	0.339
Modal	4	0.339	0.000	-	-	0.048	0.896	0.002	-	0.001	0.000	0.050	0.001	0.339
Modal	5	0.338	-	0.053	0.000	0.048	0.949	0.002	0.002	-	-	0.051	0.001	0.339
Modal	6	0.307	0.130	-	-	0.178	0.949	0.002	-	0.000	0.411	0.051	0.001	0.750
Modal	7	0.299	-	0.002	0.000	0.178	0.951	0.002	0.000	0.000	-	0.052	0.001	0.750
Modal	8	0.297	0.000	0.019	-	0.178	0.969	0.002	0.001	-	0.000	0.052	0.001	0.750
Modal	9	0.243	0.016	-	-	0.194	0.969	0.002	-	0.000	0.015	0.052	0.001	0.764
Modal	10	0.226	0.002	-	-	0.196	0.969	0.002	-	0.001	0.018	0.052	0.002	0.782
Modal	11	0.194	-	0.002	0.000	0.196	0.971	0.002	0.000	0.000	-	0.052	0.002	0.782
Modal	12	0.166	0.000	0.001	0.002	0.196	0.972	0.004	0.048	0.004	0.000	0.101	0.006	0.783
Modal	13	0.164	0.001	0.001	0.000	0.197	0.973	0.004	0.024	0.001	0.001	0.124	0.007	0.783
Modal	14	0.153	0.001	0.000	0.003	0.199	0.973	0.007	0.005	0.206	0.001	0.129	0.212	0.784
Modal	15	0.143	0.000	0.001	0.143	0.199	0.974	0.150	0.051	0.008	0.000	0.179	0.221	0.784
Modal	16	0.098	0.538	-	0.000	0.737	0.974	0.150	-	0.012	0.122	0.179	0.232	0.906
Modal	17	0.078	0.000	0.001	0.061	0.737	0.975	0.211	0.005	0.001	0.000	0.185	0.233	0.906
Modal	18	0.060	0.237	0.000	0.000	0.974	0.975	0.211	0.000	0.002	0.010	0.185	0.235	0.916
Modal	19	0.049	0.000	0.024	0.001	0.974	0.999	0.212	0.004	0.000	0.000	0.188	0.235	0.916
Modal	20	0.043	0.016	0.000	-	0.990	0.999	0.212	0.000	0.003	0.040	0.188	0.238	0.956

Fuente: Elaboración propia.

d. *Respuesta en la base.*

De los resultados proporcionados por Etabs, se puede ver que los cortantes máximos en la base, “X” e “Y”, corresponden a 323.96 Ton y 476.13 Ton respectivamente, mientras que los momentos máximos en la base en las direcciones “X” e “Y” son de 3,278.61 Ton-m y 2,329.12 Ton-m respectivamente.

Cuadro N° 5.1.6. Respuesta en la base, R=7.

Load Case/Combo	FX (Tonf)	FY (Tonf)	FZ (Tonf)	MX (Tonf-m)	MY (Tonf-m)	MZ (Tonf-m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
SISMOXX Max	323.96	0.95	0.69	5.66	2,329.12	4,146.98	-	-	-
SISMOYY Max	2.27	476.13	10.40	3,278.61	183.27	8,931.22	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

e. *Fuerzas en los pisos.*

Se presentan los resultados de las fuerzas en las tres direcciones por cada piso.

Cuadro N° 5.1.7. Fuerzas en los pisos, R=7.

Story	Load Case/Combo	Location	FUERZA NORMAL	FUERZA CORTANTE		MOMENTO TORSOR	MOMENTO FLECTOR	
			P (Tonf)	VX (Tonf)	VY (Tonf)	T (Tonf-m)	MX (Tonf-m)	MY (Tonf-m)
STORY2	SISMOXX Max	Top	0.37	90.98	1.15	988.59	5.30	33.64
STORY2	SISMOXX Max	Bottom	0.37	90.98	1.15	988.59	4.52	279.95
STORY2	SISMOYY Max	Top	0.12	0.40	93.56	1,638.27	4.69	1.71
STORY2	SISMOYY Max	Bottom	0.12	0.40	93.56	1,638.27	300.34	2.38
STORY1	SISMOXX Max	Top	0.69	323.96	0.95	4,146.98	4.08	349.86
STORY1	SISMOXX Max	Bottom	0.69	323.96	0.95	4,146.98	5.66	2,329.12
STORY1	SISMOYY Max	Top	10.40	2.27	476.13	8,931.22	186.36	183.73
STORY1	SISMOYY Max	Bottom	10.40	2.27	476.13	8,931.22	3,278.61	183.27

Fuente: Elaboración propia.

f. *Verificación del coeficiente de reducción sísmica, R.*

El valor de $R=7$, valido para sistemas “estructurales duales” de concreto armado, se determina verificando el porcentaje de la fuerza cortante que toman los muros estructurales y las columnas. De igual modo haremos uso de Etabs para su determinación. Se evalúan las fuerzas horizontales equivalentes y los porcentajes que toma cada elemento, con la ayuda del comando Draw Section Cut de Etabs.

Cuadro N° 5.1.8. Fuerzas cortantes en muros y columnas

		Right Side			Left Side		
		1	2	Z	1	2	Z
Force		132.2419	175.1822	78.1765	132.2419	175.1822	78.1765
Moment		1234.8235	868.2977	3849.8137	1234.8235	868.2977	3849.8137

Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Cuadro N° 5.1.9. Fuerzas cortantes en muros

		Right Side			Left Side		
		1	2	Z	1	2	Z
Force		125.9109	166.6894	55.2839	125.9109	166.6894	55.2839
Moment		1110.5133	473.5998	3669.1658	1110.5133	473.5998	3669.1658

Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Cuadro N° 5.1.10. Fuerzas cortantes en columnas

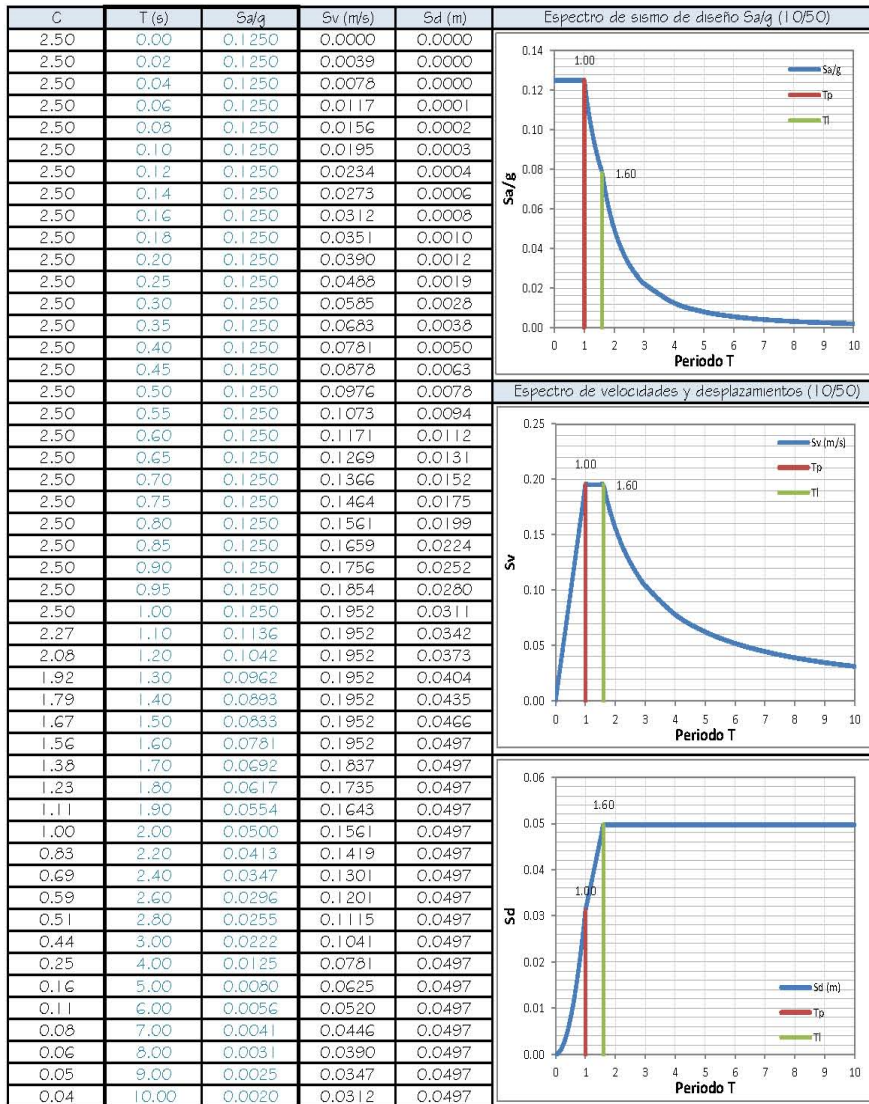
		Right Side			Left Side		
		1	2	Z	1	2	Z
Force		6.3902	8.5745	23.2099	6.3902	8.5745	23.2099
Moment		147.0812	428.9752	184.5008	147.0812	428.9752	184.5008

Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

En el cuadro N° 5.1.8, se puede ver que la fuerza cortante en muros y columnas por acción de la fuerza sísmica en la dirección “X” es de 132.24 Ton, en tanto que en el cuadro N° 5.1.9 se visualiza que la fuerza cortante en muros, es de 125.91 Ton, equivalente al 95.21% de la fuerza cortante total.

Según la norma E030-2016, ítem 3.2.1, si el porcentaje de la cortante que toman los muros es superior al 70% del total, se trata de una estructura de concreto armado de “muros estructurales”, esto implica que el valor del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”, debe ser variado al valor, $R=6$. Desde luego este cambio modifica el cálculo del espectro de pseudo aceleraciones con el nuevo valor de $R=6$.

Figura N° 5.1.6. Espectro de pseudo aceleraciones con coeficiente de reducción sísmica, R=6.



Fuente: Elaboración propia.

De manera similar al caso en el cual se consideró el valor de R=7, con esta nueva función de espectro de pseudo aceleraciones, se procede a determinar cada uno de los valores expuestos en los ítems precedentes, llámense distorsiones de entre piso, distorsiones de los diafragmas, participaciones de relaciones de masa, respuesta en la base, fuerzas en los pisos, etc. De acuerdo al ítem 5.1 de la norma E030-2016, las distorsiones de entre piso o derivas se calculan multiplicando cada una de las distorsiones por el factor 0.75R.

g. Verificación de la reacción en la base según un análisis sísmico estático.

Considerando el valor de $R=6$ en la función espectro de pseudo aceleraciones, se tiene que el primer y segundo periodo de vibración, necesarios para el cálculo de las fuerzas horizontales equivalentes, corresponden a: 0.497s en la dirección “Y” y 0.361s en la dirección “X”, revisando estos valores en la Figura N° 5.1.6, encontramos que el valor de $S_a/g=0.125$ (meseta del espectro), con este valor se procede a hacer una nueva evaluación a la estructura, con el propósito de obtener la cortante y las fuerzas sísmicas por sus equivalentes horizontales, ver cuadro N° 5.1.14.

Cuadro N° 5.1.11. Desplazamientos relativos de entre piso, $R=6$.

Fuente: Elaboración propia.

Factor de Reducción Sísmica (R) =				6.00					Máximos =	0.1218
Drift Máximo =				0.007					Mínimos =	0.0053
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DRIFT- (0.75R)		
STORY2	SISMOXX Max	X	0.00395	11	35.00	5.70	9.75	0.01779	Piso N° 02	
STORY2	SISMOXX Max	Y	0.01191	6	10.54	12.00	9.75	0.05360		
STORY2	SISMOYY Max	Y	0.02707	8	19.82	12.00	9.75	0.12181		
STORY1	SISMOXX Max	X	0.00118	35	34.15	-	6.55	0.00530	Piso N° 01	
STORY1	SISMOXX Max	Y	0.00168	31	-	11.15	6.55	0.00756		
STORY1	SISMOYY Max	Y	0.00795	34	35.00	0.85	6.55	0.03576		

Cuadro N° 5.1.12. Derivas o desplazamientos de los diafragmas, $R=6$.

Factor de Reducción Sísmica (R) =				6.00						Máximos =	0.03501
Drift Máximo =				0.007						Mínimos =	0.00312
Story	Load Case/Combo	Ítem	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X (m)	Max Loc Y (m)	Max Loc Z (m)	DRIFT- (0.75R)	
STORY1	SISMOXX Max	Diaph D1 X	0.00118	0.00069	1.696	35	34.15	-	6.55	0.00312	Piso N° 01
STORY1	SISMOXX Max	Diaph D1 Y	0.00168	0.00094	1.780	31	-	11.15	6.55	0.00425	
STORY1	SISMOYY Max	Diaph D1 Y	0.00795	0.00778	1.021	34	35.00	0.85	6.55	0.03501	

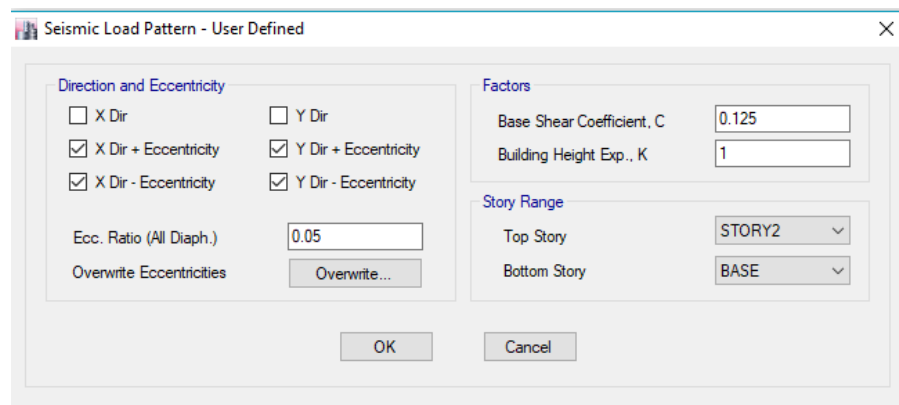
Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 5.1.13. Participaciones de relaciones de masa y periodo fundamental de vibración, R=6.

Case	Mode	Periodo (Seg)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum UZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	SumRX (%)	SumRY (%)	SumRZ (%)
Modal	1	0.4970	-	0.8961	0.0002	-	0.8961	0.0002	0.0495	-	-	0.0495	-	-
Modal	2	0.3610	0.0479	-	-	0.0479	0.8961	0.0002	-	0.0001	0.3385	0.0495	0.0001	0.3385
Modal	3	0.3530	-	0.0000	0.0014	0.0479	0.8961	0.0016	0.0000	-	-	0.0495	0.0001	0.3385
Modal	4	0.3390	0.0000	-	-	0.0479	0.8961	0.0016	-	0.0008	0.0001	0.0495	0.0009	0.3385
Modal	5	0.3380	-	0.0531	0.0000	0.0479	0.9492	0.0016	0.0019	-	-	0.0514	0.0009	0.3385
Modal	6	0.3070	0.1298	-	-	0.1777	0.9492	0.0016	-	0.0003	0.4112	0.0514	0.0012	0.7497
Modal	7	0.2990	-	0.0016	0.0002	0.1777	0.9508	0.0018	0.0001	0.0000	-	0.0515	0.0012	0.7497
Modal	8	0.2970	0.0000	0.0185	-	0.1777	0.9693	0.0018	0.0009	-	0.0000	0.0524	0.0012	0.7497
Modal	9	0.2430	0.0164	-	-	0.1941	0.9693	0.0018	-	0.0000	0.0145	0.0524	0.0012	0.7643
Modal	10	0.2260	0.0019	-	-	0.1959	0.9693	0.0018	-	0.0008	0.0181	0.0524	0.0020	0.7823
Modal	11	0.1940	-	0.0018	0.0001	0.1959	0.9711	0.0019	0.0000	0.0000	-	0.0524	0.0020	0.7823
Modal	12	0.1660	0.0003	0.0013	0.0024	0.1962	0.9724	0.0043	0.0482	0.0041	0.0002	0.1005	0.0061	0.7825
Modal	13	0.1640	0.0011	0.0006	0.0001	0.1973	0.9730	0.0044	0.0236	0.0005	0.0007	0.1241	0.0066	0.7832
Modal	14	0.1530	0.0013	0.0001	0.0027	0.1987	0.9731	0.0071	0.0046	0.2057	0.0010	0.1288	0.2123	0.7842
Modal	15	0.1430	0.0000	0.0008	0.1429	0.1987	0.9739	0.1500	0.0506	0.0084	0.0000	0.1794	0.2207	0.7842
Modal	16	0.0980	0.5380	-	0.0000	0.7367	0.9739	0.1500	-	0.0117	0.1216	0.1794	0.2323	0.9058
Modal	17	0.0780	0.0001	0.0010	0.0609	0.7368	0.9749	0.2109	0.0054	0.0005	0.0000	0.1848	0.2329	0.9058
Modal	18	0.0600	0.2370	0.0000	0.0000	0.9738	0.9749	0.2109	0.0000	0.0016	0.0098	0.1848	0.2345	0.9156
Modal	19	0.0490	0.0001	0.0239	0.0009	0.9739	0.9987	0.2118	0.0035	0.0001	0.0001	0.1883	0.2345	0.9157
Modal	20	0.0430	0.0156	0.0001	-	0.9895	0.9988	0.2118	0.0000	0.0034	0.0399	0.1884	0.2380	0.9556

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 5.1.14. Coeficiente del cortante en la base, R=6.



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Obtenemos que la cortante en la base por fuerzas horizontales equivalentes es de 646.54 Ton.

Cuadro N° 5.1.15. Fuerzas horizontales equivalentes del análisis sísmico estático, R=6.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity (%)	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used (Tonf)	Base Shear (Tonf)
SISMOFEQ	Seismic	X + Ecc. Y	5	False	STORY2	BASE	0.125	1.00	527.25	646.54
SISMOFEQ	Seismic	Y + Ecc. X	5	False	STORY2	BASE	0.125	1.00	527.25	646.54
SISMOFEQ	Seismic	X - Ecc. Y	5	False	STORY2	BASE	0.125	1.00	527.25	646.54
SISMOFEQ	Seismic	Y - Ecc. X	5	False	STORY2	BASE	0.125	1.00	527.25	646.54

Fuente: Elaboración propia.

- h. *Reacciones en la base según el análisis dinámico o modelo de base rígida de la norma E030-2016.*

Se presentan los resultados en el cuadro N° 5.1.16.

Cuadro N° 5.1.16. Reacciones en la base, considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016 (dinámico modal espectral), R=6.

Load Case/Combo	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	MX Tonf-m	MY Tonf-m	MZ Tonf-m
SISMOXX Max	324.59	1.06	1.14	11.13	2,328.35	4,077.90
SISMOYY Max	2.56	476.12	10.35	3,278.58	182.67	8,930.13

Fuente: Elaboración propia.

- i. *Fuerza cortante mínima en la base.*

Según el ítem 4.6.4 de la norma E030-2016, en la fase de diseño, señala que la fuerza cortante basal del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante el análisis sísmico estático tratándose de estructuras regulares ni menor del 90 % tratándose de estructuras irregulares. Para conseguir ello, la norma señala que los resultados del análisis dinámico modal espectral (excepto desplazamientos) se deben escalar por un factor que relaciona la fuerza cortante basal estática y dinámica, cuyo valor siempre será superior a la unidad, este factor se presenta en el cuadro N° 5.1.17.

Cuadro N° 5.1.17. Factor de escala de la fuerza cortante según el análisis dinámico modal espectral.

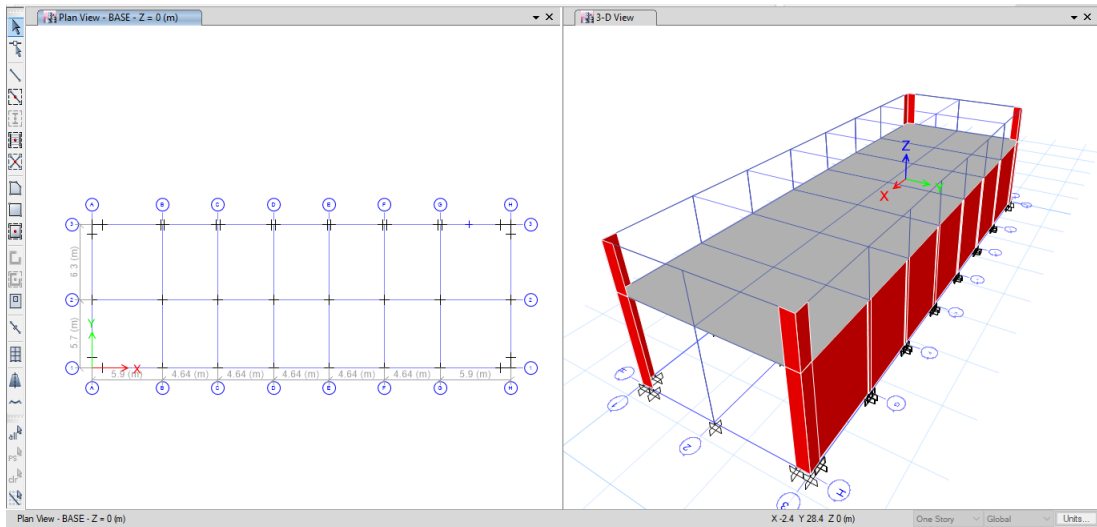
Ítem	Descripción	Valor
1.00	Peso total de la edificación	527.25 Ton
2.00	Cortante basal según el análisis estático	646.54 Ton
3.00	Cortante basal al 80%	517.23 Ton
4.00	Cortante en la dirección "X", según el análisis dinámico	324.59 Ton
5.00	Cortante en la dirección "Y", según el análisis dinámico	476.12 Ton
6.00	Factor de escala en la dirección "X"	1.59
7.00	Factor de escala en la dirección "Y"	1.09

Fuente: Elaboración propia.

- j. *Fuerzas internas máximas en columnas.*

De los resultados proporcionados por Etabs podemos seleccionar los valores máximos para fuerza axial, cortante y momento flector, en las dos direcciones del sismo "X" e "Y", cuyos valores se presentan el cuadro N° 5.1.18.

Figura N° 5.1.7. Ejes principales de la edificación



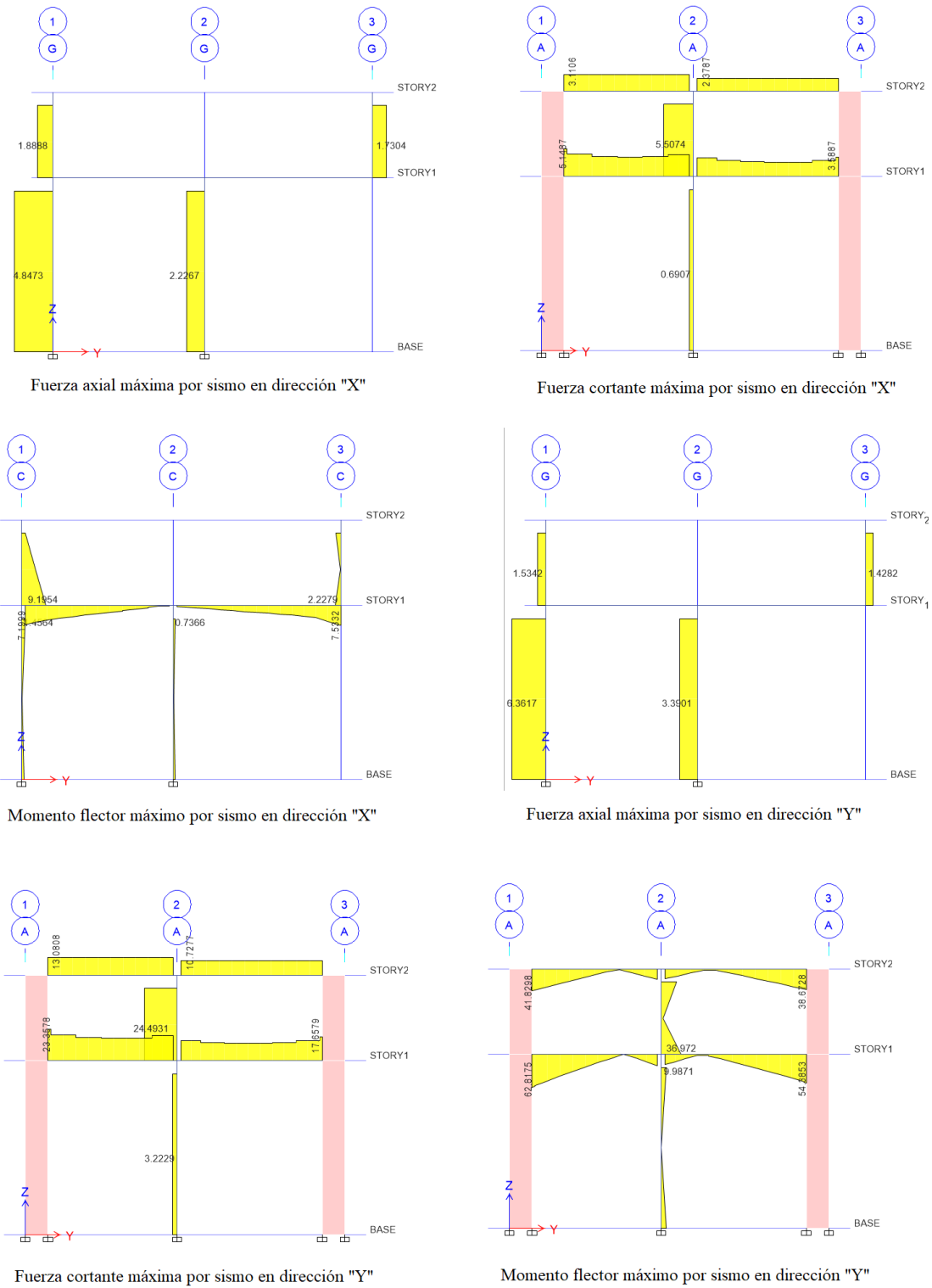
Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Cuadro N° 5.1.18. Fuerzas internas máximas en columnas.

FUERZA INTERNA	SISMO X			SISMO Y		
	Valor	Ubicación	Piso	Valor	Ubicación	Piso
N_{\max}	4.85 Ton	1B, 1G	1	6.36 Ton	1B, 1G	1
$V_{\max} (V_{22})$	5.51 Ton	2A, 2H	2	24.49 Ton	2A, 2H	2
$M_{\max} (M_{33})$	9.20 Ton-m	1C, 1F	2	36.97 Ton-m	2A, 2H	2

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.8. Fuerzas internas máximas en columnas por acción del sismo en las direcciones "X" e "Y". Considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

k. *Fuerzas internas máximas en vigas.*

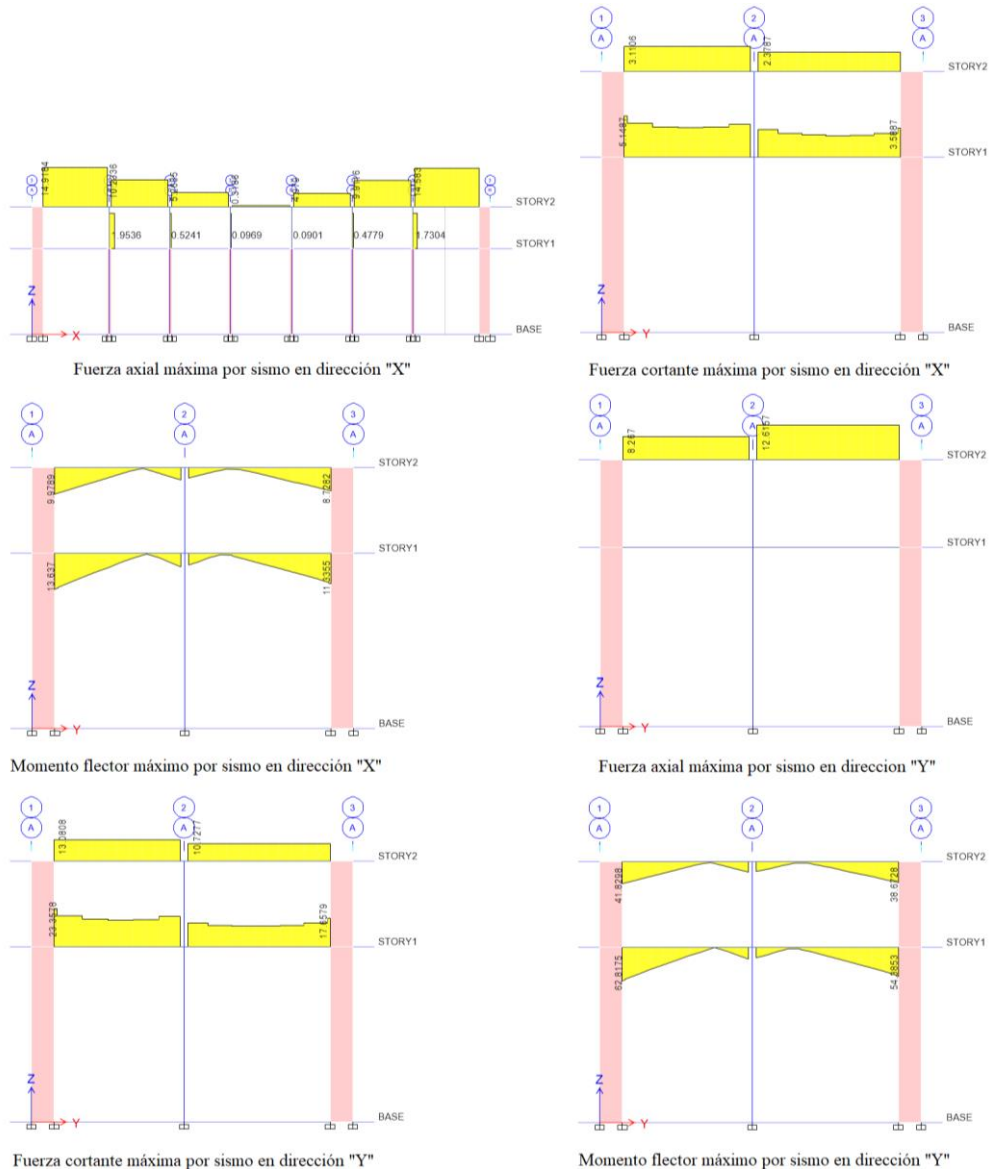
Se presentan los valores máximos en vigas proporcionados por Etabs, para fuerza axial, cortante y momento flector, en las dos direcciones del sismo, cuyos valores se exponen en el cuadro N° 5.1.19.

Cuadro N° 5.1.19. Fuerzas internas máximas en vigas

FUERZA INTERNA	SISMO X			SISMO Y		
	Valor	Ubicación	Piso	Valor	Ubicación	Piso
N _{max}	14.92 Ton	3A-3B, 3G-3H	2	12.62 Ton	2A-3A, 2H-3H	2
V ₂₂ (V ₂₂)	5.14 Ton	1A-2A, 1H-2H	1	23.56 Ton	1A-2A, 1H-2H	1
M ₃₃ (M ₃₃)	13.64 Ton-m	1A-2A, 1H-2H	1	62.82 Ton-m	1A-2A, 1H-2H	1

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.9. Fuerzas internas máximas en vigas por acción del sismo en las direcciones "X" e "Y". Considerando el modelo de base rígida de la norma E030-2016



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

1. *Esfuerzos internos máximos en elementos shell (placas)*

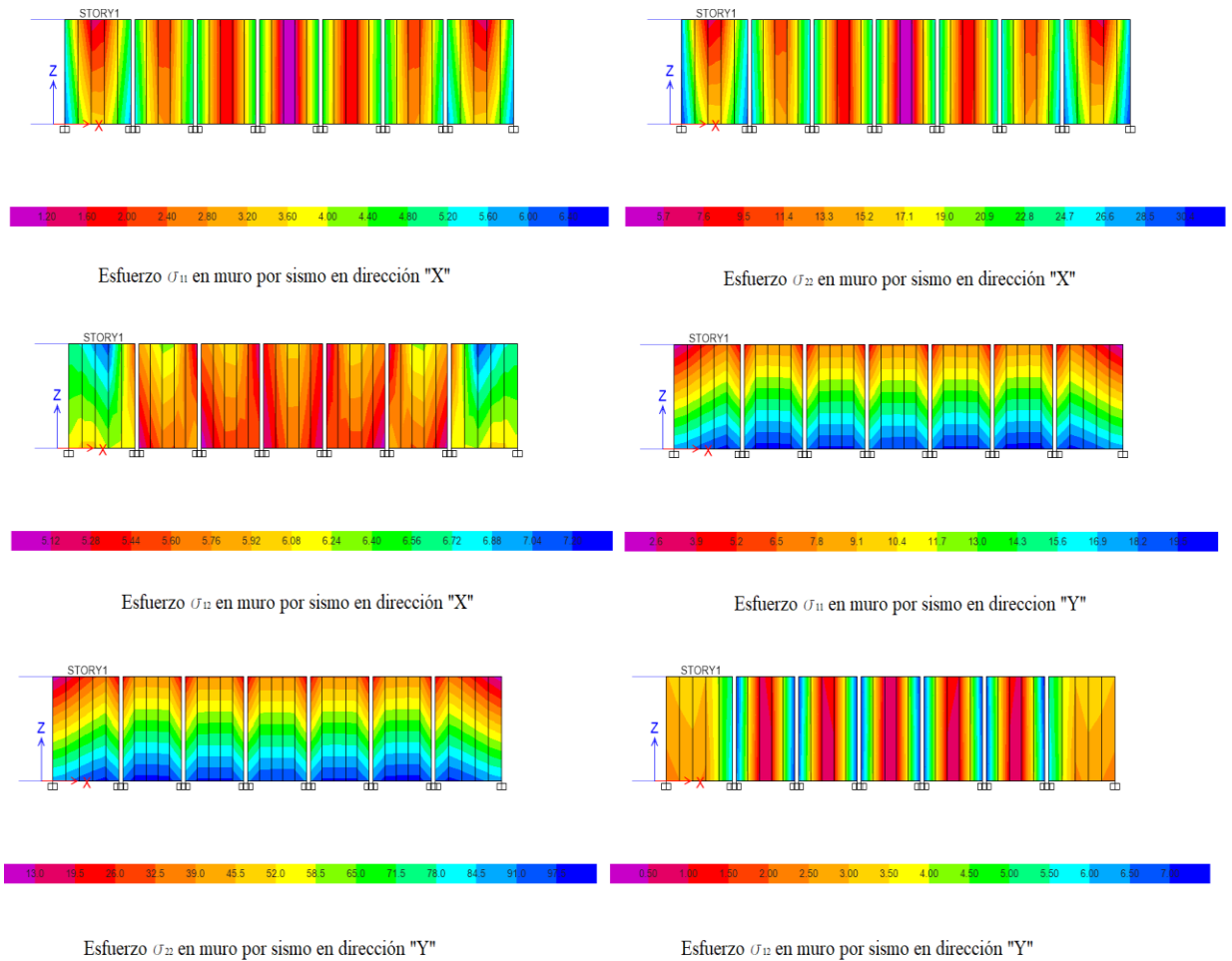
Se ha idealizado como elementos shell los muros de contención ubicados a lo largo del eje 3, y las columnas en “L”, ubicadas en las intersecciones de los ejes 1-A, 1-H, 3-A y 3- H, debido a sus dimensiones y número de apoyos, al igual que en el caso anterior, Etabs nos proporciona los valores de los esfuerzos máximos por compresión y cortante, para cada elemento, cuyos resultados se presentan en los cuadros N° 5.1.20 y 5.1.21.

Cuadro N° 5.1.20. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”

ESFUERZOS MÁXIMOS	SISMO X			SISMO Y		
	Valor (Kg/cm2)	Ubicación	Piso	Valor (Kg/cm2)	Ubicación	Piso
Axial (s_{11})	6.40	Eje 3	1	19.50	Eje 3	1
Axial (s_{22})	30.40	Eje 3	1	97.5	Eje 3	1
Cortante (t_{21})	7.20	Eje 3	1	7.00	Eje 3	1

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.10. Esfuerzos internos máximos en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base rígida.



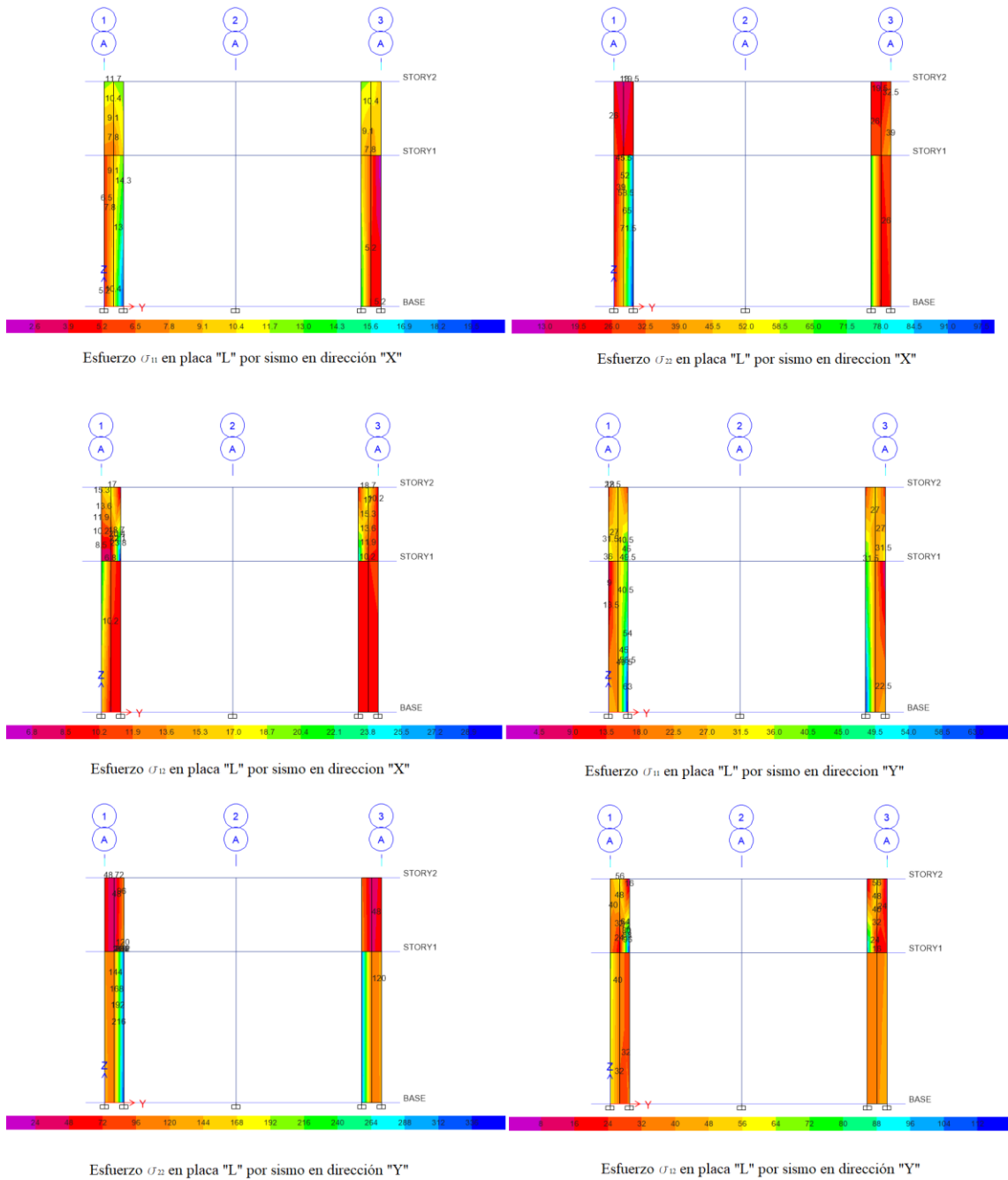
Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Cuadro N° 5.1.21. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en las columnas “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”

ESFUERZOS MÁXIMOS	SISMO X			SISMO Y		
	Valor (Kg/cm ²)	Ubicación	Piso	Valor (Kg/cm ²)	Ubicación	Piso
Axial (s_{11})	19.50	1A, 1H	1	63.00	1A, 1H	1
Axial (s_{22})	97.50	1A, 1H	1	336.00	1A, 1H	1
Cortante (t_{12})	28.90	1A, 1H	2	112.00	1A, 1H	2

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.11. Esfuerzos internos máximos en placa "L" por acción del sismo en las direcciones "X" e "Y". Considerando el modelo de base rígida de la norma



E030-2016

Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

5.1.5. Modelo de base flexible de interacción suelo estructura del Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Se presentan los resultados de cálculo de la respuesta dinámica del edificio según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, empleando el software Etabs V-2016, en esta etapa se considera la flexibilidad del

suelo de fundación asignándole rigidez tipo resorte a los apoyos de las zapatas y escalando la función espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinemático y de amortiguamiento del suelo de fundación.

a. *Características del suelo de fundación.*

Del estudio de mecánica de suelos se tienen los siguientes resultados:

- Tipo de suelo: Granular no cohesivo (arena de compacidad media).
- Peso específico del suelo (γ_s): 1.57 Ton/m³.
- Módulo de Poisson del suelo (ν): 0.30.
- Angulo de fricción interna del suelo (ϕ_s): 32°.
- Resistencia a la compresión del suelo (f_s): 0.51 kg/cm².
- Profundidad de cimentación: 2.15 m.

b. *Esfuerzo admisible del suelo por corte*

En la fase de diseño, el esfuerzo admisible del suelo por corte se determinará empleado el criterio de falla general de corte para zapatas de Terzaghi y Peck, por medio de la siguiente fórmula:

$$q_{adm} = \frac{1}{F_s} \left(C N_c + \gamma_s D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma \right) \dots (5.1.5.1)$$

Donde:

- q_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo por corte.
- F_s : Factor de seguridad.
- C : Cohesion del suelo.
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga.
- γ_s : Peso específico del suelo.
- D_f : Profundidad de cimentación.
- N_q : Coeficiente de capacidad de carga.
- B : Ancho de cimentacion.
- N_γ : Coeficiente de capacidad de carga.

Así mismo en la fase de diseño, en el caso de cimentaciones flexibles poco profundas, el FEMA 356 en el ítem 4.4.2.1.4; recomienda el cálculo del módulo de sub rasante mediante el modelo desacoplado de Winkler, cuyo valor se determina con la fórmula 5.1.5.2.

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \dots (5.1.5.2)$$

Donde:

- k_{sv} : Módulo de sub rasante (lb/ft²/ft).
- G : Módulo de corte efectivo del suelo (lb/ft²).
- B : Ancho de la cimentacion (ft).
- ν : Modulo de Poisson del suelo de fundacion (adimensional).

c. *Determinación del módulo de corte efectivo del suelo (G).*

Según el FEMA 356, ítem 4.4.2.1, para cimentaciones poco profundas, el módulo de corte del suelo se calcula con las siguientes fórmulas:

$$G = rG_0 \dots (5.1.5.3)$$

$$G_0 = \frac{\gamma_s v_s^2}{g} \dots (5.1.5.4)$$

Donde:

- G : Módulo de corte efectivo (lb/ft²).
- G_0 : Módulo de corte inicial (lb/ft²).
- r : Razón del modulo de corte efectivo.
- γ_s : Peso específico del suelo (lb/ft³).
- v_s : Velocidad de la onda de corte en bajas deformaciones (ft/s).
- g : Aceleración de la gravedad (ft/s²).

Así mismo en el ítem 1.6.1.4.1 del FEMA 356, según la velocidad de la onda de corte los suelos tienen la siguiente clasificación:

- **Clase A:** Roca dura con promedio de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s.
- **Clase B:** Roca con velocidad de onda de corte: $2,500 \text{ ft/s} < v_s \leq 5000 \text{ ft/s}$.
- **Clase C:** Suelos muy densos y rocas sueltas $1,200 \text{ ft/s} < v_s \leq 2,500 \text{ ft/s}$.
- **Clase D:** Suelos rígidos, $600 \text{ ft/s} < v_s \leq 2,500 \text{ ft/s}$.
- **Clase E:** cualquier perfil con más de 10 pies (3 m) de arcilla definido como un suelo con índice plástico $IP > 20$, o contenido de agua $w > 40\%$, $v_s \leq 600 \text{ ft/s}$.
- **Clase F:** Suelos que requieren especial evaluación.

Según el estudio de mecánica de suelos, nuestro suelo es del tipo granular no cohesivo de compacidad media, por lo que en concordancia con la clasificación anterior le correspondería el tipo E, con una velocidad de onda de corte igual, $v_s = 600 \text{ ft/s}$ (182.88 m/s).

Si reemplazando los valores del peso específico del suelo, la velocidad de onda de corte y la aceleración de la gravedad en la ecuación 5.1.5.3, se encuentra que el valor del módulo de corte inicial es de $G_0 = 535.26 \text{ kg/cm}^2 = 7.61 \text{ ksi}$.

Para la determinación de la razón del módulo de corte efectivo haremos uso de la tabla 4-7 del FEMA 356, donde el valor de S_{xs} corresponde a la aceleración de la estructura en el primer modo de vibración dentro del espectro elástico ($T=0.497 \text{ s}$), en nuestro caso le corresponde el valor de $0.125g$, pero este valor debe ser afectado por el coeficiente de reducción sísmica, $R=6$, obteniéndose el valor de $S_{xs} = 0.75$ cuyo resultado al ser dividido entre 2.5 e interpolado con los valores del cuadro N° 5.1.22, se obtiene que la razón de corte efectivo $r=0.233$, encontrándose el valor del módulo de corte efectivo $G=124.44 \text{ kg/cm}^2 = 1.77 \text{ ksi}$.

Cuadro N° 5.1.22. Razón del módulo de corte efectivo

Site Class	Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)			
	Effective Peak Acceleration, $S_{xs}/2.5$			
	$S_{xs}/2.5 = 0$	$S_{xs}/2.5 = 0.1$	$S_{xs}/2.5 = 0.4$	$S_{xs}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

NOTE: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{xs}/2.5$.

*Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Fuente: FEMA 356.

d. *Determinación de las rigideces traslación y rotacional en los apoyos tipo resorte de la base del edificio*

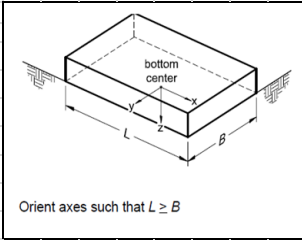
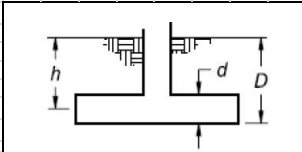
Se consideran las dimensiones de las zapatas y el número de apoyos por cada una, según la figura N° 5.1.12 y el plano de cimentaciones del edificio, anexo E-1, se tienen 9 tipos de zapatas:

- Zapata tipo Z-1: 2.7x2.7x0.6 m. Eje B-7.
- Zapata tipo Z-2: 2.50x2.50x0.6 m. Ejes B-6, B-5, B-4, B-3 y B-2.
- Zapata tipo Z-3: 2.00x2.00x0.60 m. Ejes B-8 y B-1.
- Zapata tipo Z-4: 1.90x1.80x0.60 m. Ejes A-8 y A-1.
- Zapata tipo Z-5: 1.80x1.80x0.60 m. Ejes A-6, A-5 A-4 y A-3.
- Zapata tipo Z-6: 2.20x2.20x0.60 m. Ejes A-7 y A-2.
- Zapata tipo Z-4': 1.90x1.80x0.60 m. Ejes C-8, C-1.

- Zapata tipo Z-5': 1.80x1.80x0.60 m. Ejes C-6 , C-5, C-4 y C-3.
- Zapata tipo Z-6': 2.20x2.20x0.60 m. Ejes C-7 y C-2.

Las rigideces traslacionales y rotacionales en los resortes en cada una de las zapatas, se determinan con las fórmulas proporcionadas por el FEMA 356, ítem 4.4.2.1.2, para soporte tipo resorte en suelo tipo rígido. Con la ayuda de una hoja de cálculo se determinan los valores respectivos para los nueve tipos de zapatas, cuyos resultados se muestran en el cuadro N° 5.1.21.

Cuadro N° 5.1.23. Cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales en los apoyos tipo resorte de la zapata tipo Z-1

1. RIGIDEZ EN LA SUPERFICIE - CIMENTACIÓN RÍGIDA			
	Datos de Zapata		
	Largo (L)	2.70 m	106.30 pulg
	Ancho (B)	2.70 m	106.30 pulg
	Espesor (d)	0.60 m	23.62 pulg
	Profundidad (D)	2.15 m	84.65 pulg
	Módulo de Poisson (ν)	0.3	
	Módulo de corte Efectivo (G)	124.44 kg/cm ²	1769.95 psi
Alt. Centroide de Zapata (h)	1.85 m	72.83 pulg	
Traslación Eje X : Kx		Grado de Libertad	
$K_{X.SUR} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$		Kx =	509097.13 lb/pulg
		Kx =	90914.400 kg/cm
Traslación Eje Y : Ky		Grado de Libertad	
$K_{Y.SUR} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$		Ky =	509097.13 lb/pulg
		Ky =	90914.400 kg/cm
Traslación Eje Z : Kz		Grado de Libertad	
$K_{Z.SUR} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$		Kzz =	631628.28 lb/pulg
		Kzz =	112795.971 kg/cm
Rotacional Eje X : Kxx		Grado de Libertad	
$K_{XX.SUR} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$		Kxx =	1518531488.88 lb-pulg
		Kxx =	1749537514.286 kg-cm
Rotacional Eje Y : Kyy		Grado de Libertad	
$K_{YY.SUR} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$		Kyy =	1530679740.80 lb-pulg
		Kyy =	1763533814.400 kg-cm
Rotacional Eje Z : Kzz		Grado de Libertad	
$K_{ZZ.SUR} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$		Kzz =	2210981847.82 lb-pulg
		Kzz =	2547326620.800 kg-cm
2. FACTOR DE CORRECCIÓN POR PROFUNDIDAD			
 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>	Traslación Eje X : Bx		
	$B_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$		
	Bx = 2.37		
	Traslación Eje Y : By		
By = Bx			
By = 2.37			
Traslación Eje Z : Bz			
$B_z = \left(1 + \frac{1D}{21B} * \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right) * \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$			
Bz = 1.39			
Rotación Eje X : Bxx			
$B_{XX} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$			
Bxx = 1.87			
Rotación Eje Y : Byy			
$B_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$			
Byy = 2.11			
Rotación Eje Z : Bzz			
$B_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$			
Bzz = 2.34			
$K_{emb} = \beta K_{sur}$			
Traslación Eje X : Bx	1205625.51 lb/pulg		21530.02 Tn/m
Traslación Eje Y : By	1205625.51 lb/pulg		21530.02 Tn/m
Traslación Eje Z : Bz	880046.09 lb/pulg		15715.83 Tn/m
Rotación Eje X : Bxx	2846138762.69 lb/pulg		32791.07 Tn-m
Rotación Eje Y : Byy	3231342770.45 lb/pulg		37229.10 Tn-m
Rotación Eje Z : Bzz	5180577086.89 lb/pulg		59686.70 Tn-m

Fuente: Hoja de cálculo, proporcionada en el taller curso especialización: Calculo y diseño de edificios de concreto armado. www.cincivil.com. 2010.

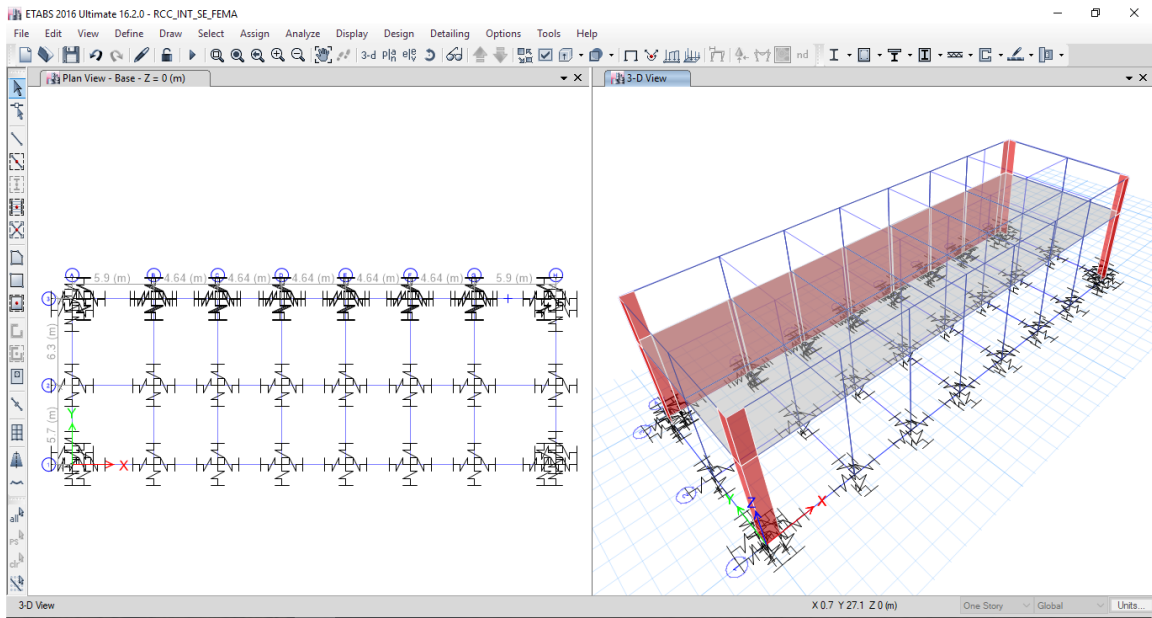
Cuadro N° 5.1.24. Resumen del cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales para los apoyos tipo resorte en suelo rígido, en función de las dimensiones de las zapatas y el número de apoyos por cada zapata. Relaciona el

Zapata	Largo (m)	Ancho (m)	Número de apoyos	Constante de rigidez total	Unidad	Rigidez/N° Apoyos	Dirección de la rigidez
Z-1	2.70	2.70	1.00	21,530.02	Ton/m	21,530.02	Traslación Eje X : Bx
				21,530.02	Ton/m	21,530.02	Traslación Eje Y : By
				15,715.83	Ton/m	15,715.83	Traslación Eje Z : Bz
				32,791.07	Ton-m/rad	32,791.07	Rotación Eje X : Bxx
				37,229.10	Ton-m/rad	37,229.10	Rotación Eje Y : Byy
				59,686.70	Ton-m/rad	59,686.70	Rotación Eje Z : Bzz
Z-2	2.50	2.50	1.00	20,693.75	Ton/m	20,693.75	Traslación Eje X : Bx
				20,693.75	Ton/m	20,693.75	Traslación Eje Y : By
				14,846.37	Ton/m	14,846.37	Traslación Eje Z : Bz
				27,384.43	Ton-m/rad	27,384.43	Rotación Eje X : Bxx
				30,887.43	Ton-m/rad	30,887.43	Rotación Eje Y : Byy
				49,329.13	Ton-m/rad	49,329.13	Rotación Eje Z : Bzz
Z-3	2.00	2.00	1.00	18,568.53	Ton/m	18,568.53	Traslación Eje X : Bx
				18,568.53	Ton/m	18,568.53	Traslación Eje Y : By
				12,672.60	Ton/m	12,672.60	Traslación Eje Z : Bz
				16,574.40	Ton-m/rad	16,574.40	Rotación Eje X : Bxx
				18,413.32	Ton-m/rad	18,413.32	Rotación Eje Y : Byy
				28,571.20	Ton-m/rad	28,571.20	Rotación Eje Z : Bzz
Z-4	1.90	1.80	4.00	17,835.51	Ton/m	4,458.88	Traslación Eje X : Bx
				17,919.45	Ton/m	4,479.86	Traslación Eje Y : By
				12,009.73	Ton/m	3,002.43	Traslación Eje Z : Bz
				13,705.07	Ton-m/rad	3,426.27	Rotación Eje X : Bxx
				15,789.12	Ton-m/rad	3,947.28	Rotación Eje Y : Byy
				23,336.17	Ton-m/rad	5,834.04	Rotación Eje Z : Bzz
Z-5	1.80	1.80	4.00	17,701.85	Ton/m	4,425.46	Traslación Eje X : Bx
				17,701.85	Ton/m	4,425.46	Traslación Eje Y : By
				11,804.02	Ton/m	2,951.01	Traslación Eje Z : Bz
				13,221.02	Ton-m/rad	3,305.25	Rotación Eje X : Bxx
				14,635.77	Ton-m/rad	3,658.94	Rotación Eje Y : Byy
				22,149.39	Ton-m/rad	5,537.35	Rotación Eje Z : Bzz
Z-6	2.20	2.20	4.00	19,425.14	Ton/m	4,856.28	Traslación Eje X : Bx
				19,425.14	Ton/m	4,856.28	Traslación Eje Y : By
				13,541.95	Ton/m	3,385.49	Traslación Eje Z : Bz
				20,461.09	Ton-m/rad	5,115.27	Rotación Eje X : Bxx
				22,856.60	Ton-m/rad	5,714.15	Rotación Eje Y : Byy
				36,035.02	Ton-m/rad	9,008.75	Rotación Eje Z : Bzz
Z-4'	1.90	1.80	3.00	17,835.51	Ton/m	5,945.17	Traslación Eje X : Bx
				17,919.45	Ton/m	5,973.15	Traslación Eje Y : By
				12,009.73	Ton/m	4,003.24	Traslación Eje Z : Bz
				13,705.07	Ton-m/rad	4,568.36	Rotación Eje X : Bxx
				15,789.12	Ton-m/rad	5,263.04	Rotación Eje Y : Byy
				23,336.17	Ton-m/rad	7,778.72	Rotación Eje Z : Bzz
Z-5'	1.80	1.80	1.00	17,701.85	Ton/m	17,701.85	Traslación Eje X : Bx
				17,701.85	Ton/m	17,701.85	Traslación Eje Y : By
				11,804.02	Ton/m	11,804.02	Traslación Eje Z : Bz
				13,221.02	Ton-m/rad	13,221.02	Rotación Eje X : Bxx
				14,635.77	Ton-m/rad	14,635.77	Rotación Eje Y : Byy
				22,149.39	Ton-m/rad	22,149.39	Rotación Eje Z : Bzz
Z-6'	2.20	2.20	1.00	19,425.14	Ton/m	19,425.14	Traslación Eje X : Bx
				19,425.14	Ton/m	19,425.14	Traslación Eje Y : By
				13,541.95	Ton/m	13,541.95	Traslación Eje Z : Bz
				20,461.09	Ton-m/rad	20,461.09	Rotación Eje X : Bxx
				22,856.60	Ton-m/rad	22,856.60	Rotación Eje Y : Byy
				36,035.02	Ton-m/rad	36,035.02	Rotación Eje Z : Bzz

número de apoyos al contacto entre los resortes y el suelo de fundación para efectos del modelamiento en Etabs.

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.12. Modelamiento de las rigideces traslacionales y rotacionales en los apoyos tipo resorte en las zapatas de la edificación



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

e. *Modos y participación modal según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA*

Al incluir la flexibilidad de la cimentación, se puede ver que el periodo fundamental de vibración aumentó a 0.945s, ver cuadro N° 5.1.25, se mantienen los sentidos de los primeros modos de vibración con respecto al modelo de base rígida de la norma E030-2016, así mismo se puede ver que para obtener una participación de masa superior al 90% es necesario considerar al menos 18 modos de vibración, igual que en el modelo de base rígida. Estos valores de los periodos de vibración nos permitirán calcular el nuevo espectro de aceleraciones y el amortiguamiento, considerado la cimentación flexible.

Cuadro N° 5.1.25. Participaciones de relaciones de masa y periodo fundamental de vibración según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA (no se consideran los efectos cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación).

Case	Mode	Periodo (Seg)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum UZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	SumRX (%)	SumRY (%)	SumRZ (%)
Modal	1	0.945	-	0.860	0.000	-	0.860	0.000	0.032	-	-	0.032	-	-
Modal	2	0.724	0.218	-	-	0.218	0.860	0.000	-	0.001	0.645	0.032	0.001	0.645
Modal	3	0.446	0.642	-	-	0.860	0.860	0.000	-	0.007	0.179	0.032	0.008	0.824
Modal	4	0.355	-	0.000	0.002	0.860	0.860	0.002	0.000	-	-	0.032	0.008	0.824
Modal	5	0.347	-	0.004	0.000	0.860	0.863	0.002	0.005	-	-	0.036	0.008	0.824
Modal	6	0.341	0.000	-	-	0.860	0.863	0.002	-	0.001	0.000	0.036	0.009	0.824
Modal	7	0.336	0.005	-	-	0.865	0.863	0.002	-	0.000	0.010	0.036	0.009	0.834
Modal	8	0.301	-	0.001	0.000	0.865	0.865	0.002	0.001	-	-	0.038	0.009	0.834
Modal	9	0.246	0.000	-	0.004	0.865	0.865	0.005	0.000	0.000	0.001	0.038	0.009	0.834
Modal	10	0.244	0.000	-	0.004	0.866	0.865	0.009	0.000	0.000	0.001	0.038	0.009	0.835
Modal	11	0.226	0.003	-	0.000	0.869	0.865	0.009	-	0.004	0.000	0.038	0.013	0.835
Modal	12	0.195	-	0.000	0.000	0.869	0.865	0.010	-	0.000	-	0.038	0.013	0.835
Modal	13	0.168	0.000	0.000	0.012	0.869	0.865	0.022	0.021	0.033	0.001	0.059	0.046	0.836
Modal	14	0.166	0.000	0.001	0.092	0.869	0.866	0.114	0.127	0.006	0.000	0.186	0.052	0.836
Modal	15	0.118	0.000	0.000	0.087	0.869	0.866	0.201	0.000	0.000	0.000	0.186	0.053	0.836
Modal	16	0.096	0.012	0.000	0.000	0.881	0.866	0.201	0.000	0.008	0.000	0.186	0.060	0.836
Modal	17	0.073	0.000	0.081	0.002	0.881	0.947	0.203	0.153	0.000	0.000	0.339	0.060	0.836
Modal	18	0.064	0.042	0.000	0.000	0.923	0.947	0.203	0.000	0.049	0.008	0.339	0.109	0.844
Modal	19	0.041	0.058	0.000	0.000	0.980	0.947	0.203	-	0.003	0.004	0.339	0.112	0.848
Modal	20	0.031	0.000	0.036	0.007	0.980	0.983	0.210	0.025	0.000	-	0.363	0.112	0.848

Fuente: Elaboración propia.

f. *Efecto del amortiguamiento del suelo de fundación*

La evaluación de la estructura según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, no solamente involucra la consideración de las rigideces de los apoyos tipo resorte, sino que además de ello requiere el escalamiento o reajuste del espectro de pseudo aceleraciones por dos efectos:

- Efecto de amortiguamiento del suelo de fundación: Interpretado como una reducción o reajuste lineal el espectro de pseudo aceleraciones original debido al amortiguamiento del suelo, y.
- Efecto cinemático: interpretado como la reducción o reajuste lineal del espectro de pseudo aceleraciones original debido movimiento promedio del suelo de fundación a través de las zapatas.

Para tal propósito el FEMA 440, en los ítems 6.3 y 8.3, proporciona las fórmulas para la determinación del factor de amortiguamiento del suelo de fundación “B”, cuyo valor se calcula con las siguientes fórmulas:

$$(S_a)_B = \frac{S_a}{B} \dots (5.1.5.5)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} \text{ (en \%)}} \dots (5.1.5.6)$$

$$\beta_{eff} = \beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}}\right)^3} \dots (5.1.5.7)$$

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right) + a_2 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right)^2 \dots (5.1.5.8)$$

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right]\right\}^{0.5} \dots (5.1.5.9)$$

$$a_1 = c_e \exp\left(4.7 - \frac{1.6h}{r_\theta}\right) \dots (5.1.5.10)$$

$$a_2 = c_e \left[25 \ln\left(\frac{h}{r_\theta}\right) - 16\right] \dots (5.1.5.11)$$

$$c_e = 1.5 \left(\frac{e}{r_x}\right) + 1 \dots (5.1.5.12)$$

$$r_\theta = \left[\frac{3(1-\nu)K_\theta}{8G}\right]^{\frac{1}{3}} \dots (5.1.5.13)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \dots (5.1.5.14)$$

$$K_\theta = \frac{K_{fixed}(h^*)^2}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{fixed}}{K_x}} \dots (5.1.5.15)$$

$$K_x = \frac{8}{2-\nu} G r_x \dots (5.1.5.16)$$

$$K_{fixed}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \dots (5.1.5.17)$$

Donde:

- $(S_a)_B$: Espectro de pseudo aceleraciones reajustado por efecto del amortiguamiento del suelo de fundacion.
- S_a : Espectro de pseudo aceleraciones en base rigida.
- B : Factor de reajuste por efecto del amortiguamiento del suelo de fundacion.
- β_{eff} : Razón de amortiguamiento de la fundacion flexible.
- M^* : Masa efectiva para el primer modo de vibracion.
- a : Largo de la estructura en cimentacion.
- b : Ancho de la estructura en cimentacion.
- e : Empotramiento de sotano, $e=0$.
- G : Módulo de corte.
- ν : Módulo de Poisson.
- h^* : Altura efectiva, medida desde la mitad del primer piso hasta el ultimo piso.
- μ : Es la demanda esperada de ductilidad para el sistema, asumimos $\mu = 3$.

- T : Periodo de vibración.
- T_{eff} : Primer periodo de vibración, en modo de base fija.
- \tilde{T}_{eff} : Primer periodo de vibración, en modo de base flexible.
- K_{fixed}^* : Rigidez efectiva.
- r_x : Radio equivalente de la cimentación.
- r_θ : Radio por rotación equivalente de la cimentación.
- K_x : Rigidez traslacional de la cimentación.
- K_θ : Rigidez rotacional de la cimentación.
- β_i : Amortiguamiento inicial (5%).

g. *Efecto cinemático.*

Según el FEMA 440 en el ítem 8.2 define el factor de escalamiento por efecto cinemático al hecho de que el edificio, aunque este empotrado tres pies debajo del nivel del suelo no es considerado como sótano, como tal es necesario reducir el espectro que represente el movimiento de entrada en las zapatas. El efecto cinemático también denominado factor de espectro de respuesta promedio para zapatas “ RRS_{bsa} ”, se calcula con las siguientes formulas:

$$(S_a)_{FIM} = S_a * RRS_{bas} \dots (5.1.5.18)$$

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq \text{the value for } T = 0.2 \text{ s} \dots (5.1.5.19)$$

$$b_e = \sqrt{ab} \dots (5.1.5.20)$$

Donde:

- $(S_a)_{FIM}$: Espectro de pseudo aceleraciones reajustado por efecto cinemático.
- S_a : Espectro de pseudo aceleraciones en base rígida.
- RRS_{bsa} : Factor de escalamiento por efecto cinemático.
- b_e : Ancho efectivo.
- T : Periodo de vibración.
- a : Largo de la estructura en cimentación.
- b : Ancho de la estructura en cimentación.

Para facilitar el cálculo de los factores de reajuste por los efectos cinemático y de amortiguamiento del suelo de fundación en el espectro de pseudo aceleraciones de base rígida, hacemos uso de una hoja de cálculo, cuyos valores se presentan en los cuadros N° 5.1.26 y N° 5.1.27.

Cuadro N° 5.1.26. Determinación del factor de reajuste por efecto del amortiguamiento del suelo de fundación

Rigidez efectiva			
Peso para el Cálculo Sísmico:	527.250	Tn	$K^*_{fixed} = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$
Masa para Cálculo Sísmico:	53.746	Tn sg ² /m	
% Participación masa 1º Modo Y:	85.960	%	
Periodo para el primer modo Y T _{eff} :	0.945	s	
Rigidez Efectiva (K* fixed) en Y :	2,042.40	Tn/m	114.4 klb/pulg
Radio Equivalente de la Cimentación			
Largo:	35.00	m	$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$
Ancho:	12.00	m	
Área de la Cimentación:	420.00	m ²	
	4,520.84	pie ²	
rx (ru) :	11.56	m	455.21 pulg
Rigidez Traslacional de la Cimentación			
Módulo de Corte (G) :	124.44	kg/cm ²	$K_x = \frac{8}{2-v} G r_x$
	1.77	klb/pulg ²	
Módulo de Poisson :	0.30		
Rigidez Traslacional :	677,096.82	kg/cm	3,791.53 klb/pulg
Rigidez Rotacional de la Cimentación			
Altura Efectiva (h*):	6.475	m	$K_\theta = \frac{K^*(h^*)^2}{\left(\frac{T}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K^*_{fixed}}{K_x}}$
	254.921	pulg	
Periodo 1º Modo Base Fija T _{eff} :	0.497		
Periodo 1º Modo Base Flexible T _{eff} :	0.945		
Rigidez Rotacional Kθ :	3,312,281,422.62		2,874,933.29 klb-pulg/rad
Radio por Rotación Equivalente de la Cimentación			
$r_\theta = \left(\frac{3(1-v)K_\theta}{8G} \right)^{1/3}$			
rθ =	1.91	m	75.27 pulg
Relación Periodo Efectivo/Alargamiento			
Periodo 1º Modo Base Fija T _{eff} :	0.497		$\frac{\check{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\check{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$
Periodo 1º Modo Base Flexible T _{eff} :	0.945		
μ :	3.000		
T_{eff}/T_{eff} =	1.368		
Amortiguamiento en la Cimentación			
$\beta_f = a_1 \left(\frac{T_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{T_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2$		C _e =	1.000
		a ₁ =	0.487
		a ₂ =	14.498
		β_f =	2.14 %
$a_1 = c_e \exp\left(4.7 - \frac{1.6h}{r_\theta}\right)$			
$a_2 = c_e \left[25 \ln\left(\frac{h}{r_\theta}\right) - 16 \right]$			
$c_e = 1.5 \left(\frac{e}{r_x} \right) + 1$			
Razón de amortiguamiento de la fundación flexible			
$\beta_{eff} = \beta_0 + \frac{\beta_i}{(\check{T}_{eff}/T_{eff})^3}$	$\beta_i =$	5.00	%
	$\beta_0 =$	4.10	%
Factor de escalamiento por amortiguamiento en la cimentación.			
$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (\ln \%)}$		B =	0.955

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 5.1.27. a) Factor de reajuste por efecto cinemático, b) espectro de pseudo aceleraciones reajustado por los efectos del amortiguamiento del suelo de fundación y cinemático

Zona sísmica:	I	Z =	0.10	S =	2.00
Categoría del edificio:	A2	U =	1.50	R =	6.00
Tipo de suelo:	S₃	T_p =	1.00		
Sistema estructural:	Muros Estructurales	T_L =	1.60		
Ancho de la estructura en cimentación (b):	12.0 m				39.4 pies
Largo de la estructura en cimentación (a):	35.0 m				114.8 pies
Ancho efectivo (b _e):	20.5 m				67.2 pies

Usamos las siguientes fórmulas:

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{12} \geq \text{the value for } T = 0.2 \text{ s} \quad b_e = \sqrt{ab}$$

VALORES DEL ESPECTRO DE SISMO CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE FUNDACIÓN					
T (seg)	C	S _a /g	B= 0.9547		
			RRS _{bsa}	(S _a) _{FIM}	(S _a) _{FIM/B}
-	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.02	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.04	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.06	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.08	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.10	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.12	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.14	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.16	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.18	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.20	2.50	0.125	0.924	0.115	0.1209
0.25	2.50	0.125	0.942	0.118	0.1233
0.30	2.50	0.125	0.953	0.119	0.1248
0.35	2.50	0.125	0.961	0.120	0.1258
0.40	2.50	0.125	0.967	0.121	0.1266
0.45	2.50	0.125	0.971	0.121	0.1272
0.50	2.50	0.125	0.975	0.122	0.1276
0.55	2.50	0.125	0.977	0.122	0.1280
0.60	2.50	0.125	0.980	0.122	0.1283
0.65	2.50	0.125	0.981	0.123	0.1285
0.70	2.50	0.125	0.983	0.123	0.1287
0.75	2.50	0.125	0.984	0.123	0.1289
0.80	2.50	0.125	0.986	0.123	0.1290
0.85	2.50	0.125	0.987	0.123	0.1292
0.90	2.50	0.125	0.987	0.123	0.1293
0.95	2.50	0.125	0.988	0.124	0.1294
1.00	2.50	0.125	0.989	0.124	0.1295
1.10	2.27	0.114	0.990	0.113	0.1179
1.20	2.08	0.104	0.991	0.103	0.1081
1.30	1.92	0.096	0.992	0.095	0.0999
1.40	1.79	0.089	0.993	0.089	0.0928
1.50	1.67	0.083	0.993	0.083	0.0867
1.60	1.56	0.078	0.994	0.078	0.0813
1.70	1.38	0.069	0.994	0.069	0.0721
1.80	1.23	0.062	0.995	0.061	0.0643
1.90	1.11	0.055	0.995	0.055	0.0577
2.00	1.00	0.050	0.995	0.050	0.0521
2.20	0.83	0.041	0.996	0.041	0.0431
2.40	0.69	0.035	0.996	0.035	0.0362
2.60	0.59	0.030	0.996	0.029	0.0309
2.80	0.51	0.026	0.997	0.025	0.0266
3.00	0.44	0.022	0.997	0.022	0.0232
4.00	0.25	0.013	0.998	0.012	0.0131
5.00	0.16	0.008	0.998	0.008	0.0084
6.00	0.11	0.006	0.999	0.006	0.0058
7.00	0.08	0.004	0.999	0.004	0.0043
8.00	0.06	0.003	0.999	0.003	0.0033
9.00	0.05	0.002	0.999	0.002	0.0026
10.00	0.04	0.002	0.999	0.002	0.0021

Fuente: Hoja de cálculo, proporcionada en el taller curso especialización: Cálculo y diseño de edificios de concreto armado. www.cincivil.com. 2010.

De alguna manera el procedimiento de cálculo por interacción suelo estructura se convierte en un proceso iterativo que inicia su evaluación con la determinación y verificación de las derivas máximas permisibles (ítem 5.2. de la norma E030-2016) y la comprobación del coeficiente de reducción sísmica “R” (ítem 3.2 de la norma E030-2016), de hecho, la modificación de uno de ellos conduce a la determinación de los nuevos factores de reajuste por efecto cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación y las rigideces de los apoyos tipo resorte. Posterior a este proceso iterativo es necesaria la verificación de la cortante mínima en la base (ítem 4.6.4 de la norma E030-2016) como un paso previo al diseño del edificio.

Hasta este nivel se tiene listo el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, para nuestra edificación en estudio, que incluye el espectro de pseudo aceleraciones reajustado por los factores de escalamiento cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación además de la incorporación de las rigideces de los apoyos tipo resorte. Ingresados estos valuares al Etabs no proporciona los siguientes resultados:

h. *Resultados del análisis del edificio considerando el efecto de interacción suelo estructura, según FEMA.*

- *Derivas máximas y mínimas por pisos.*

Las derivas máximas permisibles según la norma E030-2016 son de 0.007 para edificaciones de concreto armado; luego de revisar los resultados proporcionados por Etabs, ver cuadro N° 5.1.28, podemos ver que los desplazamientos laterales relativos o derivas máximas no cumplen, por lo que es necesario rigidizar la estructura en las direcciones “X” e “Y”.

Cuadro N° 5.1.28. Derivas máximas por piso según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

Factor de Reducción Sísmica (R) =				6.00						Máximos =	0.1569
Drift Máximo =				0.007						Mínimos =	0.0436
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DRIFT - (0.75R)			
Story2	SISMOXX Max	X	0.0097	18.00	-	5.70	9.75	0.0436	Piso N° 02		
Story2	SISMOXX Max	Y	0.0134	5.00	5.90	12.00	9.75	0.0604			
Story2	SISMOYY Max	Y	0.0282	32.00	34.15	12.00	9.75	0.1270			
Story1	SISMOXX Max	X	0.0105	20.00	10.54	-	6.55	0.0472	Piso N° 01		
Story1	SISMOXX Max	Y	0.0134	18.00	-	5.70	6.55	0.0604			
Story1	SISMOYY Max	Y	0.0349	11.00	35.00	5.70	6.55	0.1569			

Fuente: Elaboración propia.

- *Derivas máximas y mínimas por diafragma.*

Al igual que en el caso de las derivas máximas por pisos, vemos que la deriva máxima por diafragma no cumple (ver cuadro N° 5.1.29), reafirmando el hecho de rigidizar la estructura en las direcciones “X” e “Y”.

Cuadro N° 5.1.29. Derivas máximas del diafragma según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

Factor de Reducción Sísmica (R) =				6.00							Máximos =	0.15154	
Drift Máximo =				0.007							Mínimos =	0.03377	
Story	Load Case/Combo	Ítem	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X (m)	Max Loc Y (m)	Max Loc Z (m)	DRIFT - (0.75R)			
Story1	SISMOXX Max	Diaph D1 X	0.0105	0.0082	1.2860	20	10.54	-	6.55	0.0367	Piso N° 01		
Story1	SISMOXX Max	Diaph D1 Y	0.0134	0.0075	1.7870	18	-	5.70	6.55	0.0338			
Story1	SISMOYY Max	Diaph D1 Y	0.0349	0.0337	1.0360	11	35.00	5.70	6.55	0.1515			

Fuente: Elaboración propia.

- *Reacciones en la base según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA*

Se presentan los resultados en el cuadro N° 5.1.30.

Cuadro N° 5.1.30. Reacciones en la base del análisis dinámico de interacción

Load Case/Combo	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	MX Tonf-m	MY Tonf-m	MZ Tonf-m
SISMOXX Max	422.09	3.52	0.50	4.47	2,954.97	5,533.40
SISMOYY Max	3.15	524.96	8.88	3,580.91	156.79	9,898.44

suelo estructura del FEMA

Fuente: Elaboración propia.

- *Fuerzas internas máximas en columnas según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA*

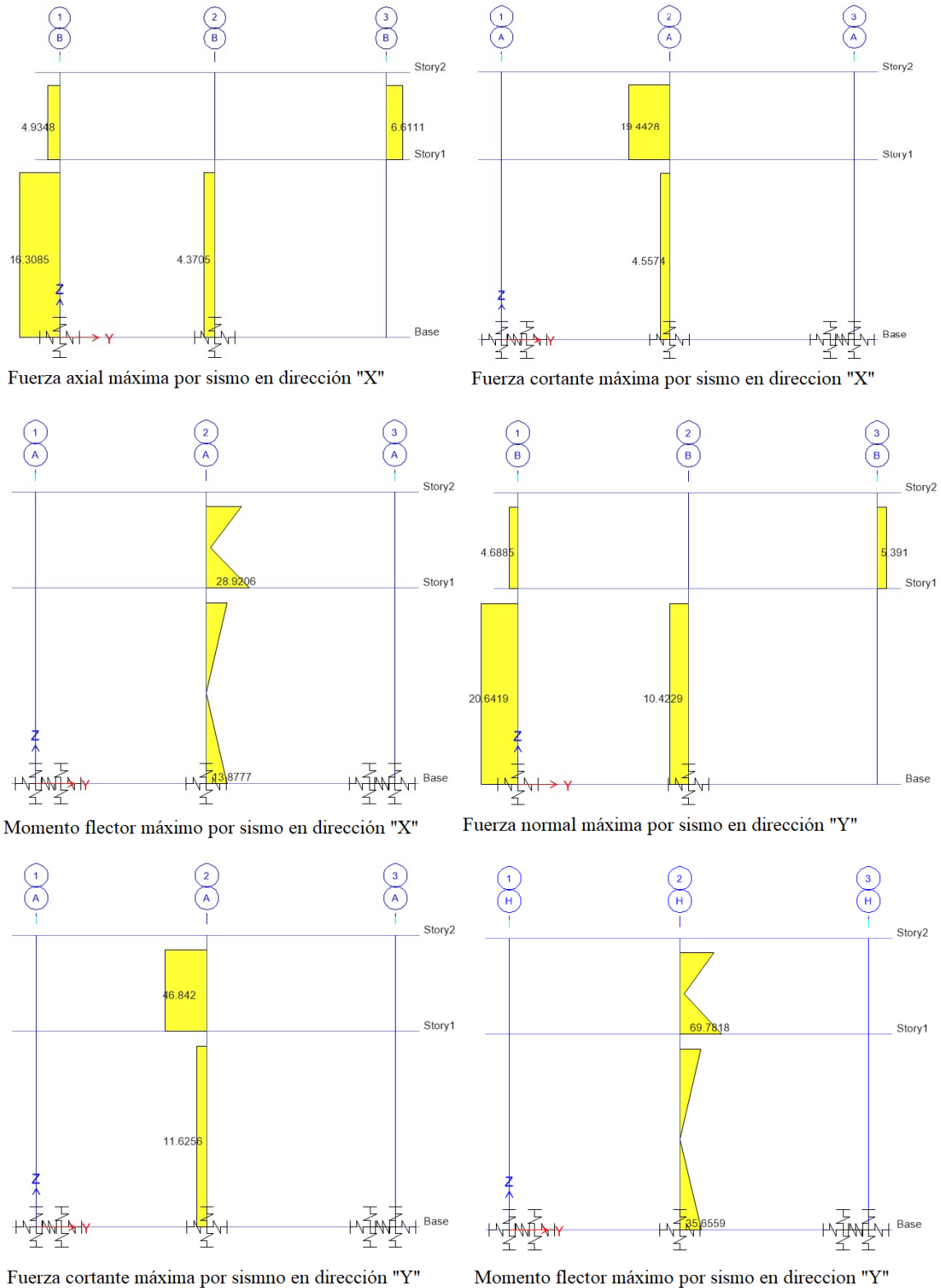
Al igual que en el modelo de base rígida, se obtienen los valores para las fuerzas máximas en las columnas; según el modelo de base flexible del FEMA los resultados se presentan el cuadro N° 5.1.31.

Cuadro N° 5.1.31. Fuerzas internas máximas en columnas, considerando el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

FUERZA INTERNA	SISMO X			SISMO Y		
	Valor	Ubicación	Piso	Valor	Ubicación	Piso
N_{max}	16.31 Ton	1B, 1G	1	20.64 Ton	1B, 1G	1
$V_{max} (V_{22})$	19.44 Ton	2A, 2H	2	46.84 Ton	2A, 2H	2
$M_{max} (M_{33})$	7.12 Ton-m	1C, 1F	2	69.75 Ton	2A, 2H	2

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.13. Fuerzas internas máximas en columnas por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”, considerando el modelo de base flexible de interaccion suelo estructura del FEMA



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

- *Fuerzas internas máximas en vigas según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA*

Según el modelo de base flexible del FEMA, se obtienen los valores máximos proporcionados por Etabs, para fuerza axial, cortante y momento flector, en las dos direcciones del sismo, cuyos valores se adjuntan en el cuadro N° 5.1.32.

Cuadro N° 5.1.32. Fuerzas internas máximas en vigas según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

FUERZA INTERNA	SISMO X			SISMO Y		
	Valor	Ubicación	Piso	Valor	Ubicación	Piso
N_{max}	4.96 Ton	3A-3B, 3G-3H	2	22.08 Ton	2A-3A, 2H-3H	2
V_{22} (V_{22})	20.06 Ton	1A-2A, 1H-2H	1	47.18 Ton	1A-2A, 1H-2H	1
M_{33} (M_{33})	51.22 Ton-m	1A-2A, 1H-2H	1	123.07 Ton-m	1A-2A, 1H-2H	1

Fuente: Elaboración propia.

- *Esfuerzos internos máximos en elementos shell (placas) según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA*

En el modelo de base flexible al igual que el modelo de base rígida, se han idealizado como elementos shell los muros de contención ubicados a lo largo del eje 3, y las columnas en “L”, ubicadas en las intersecciones de los ejes 1-A, 1-H, 3-A y 3- H, debido a sus dimensiones y número de apoyos, los resultados obtenidos del Etabs nos proporciona los valores de los esfuerzos máximos por compresión y cortante, para cada elemento, cuyos resultados se presentan en los cuadros N° 5.1.33 y 5.1.34.

Cuadro N° 5.1.33. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”, considerando la base flexible

ESFUERZOS MÁXIMOS	SISMO X			SISMO Y		
	Valor (Kg/cm ²)	Ubicación	Piso	Valor (Kg/cm ²)	Ubicación	Piso
Axial (s_{11})	30.80	Eje 3	1	84.00	Eje 3	1
Axial (s_{22})	182.00	Eje 3	1	560.00	Eje 3	1
Cortante (t_{12})	97.50	Eje 3	1	98.00	Eje 3	1

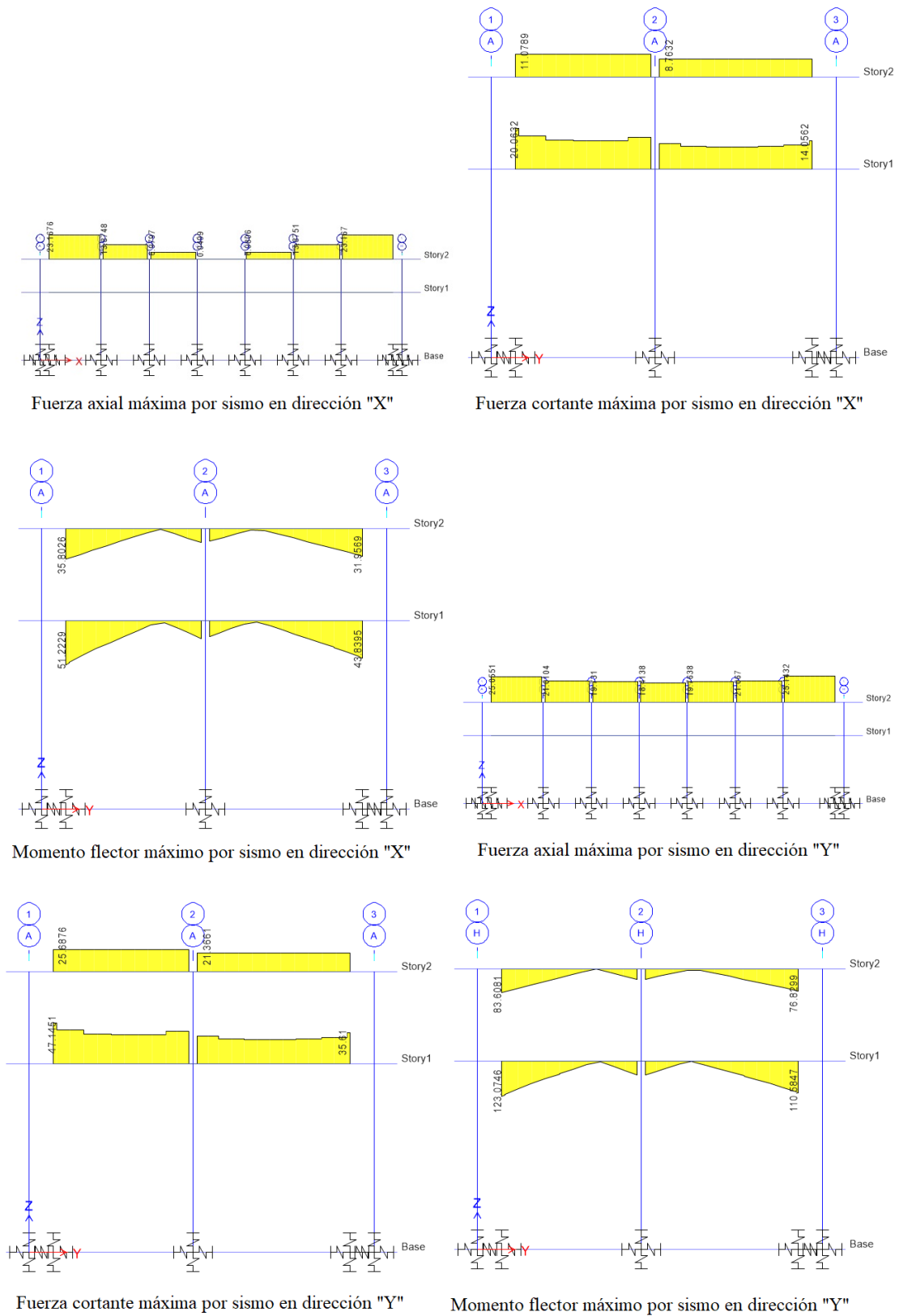
Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 5.1.34. Esfuerzos máximos: compresión y cortante en las columnas “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y” según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

ESFUERZOS MÁXIMOS	SISMO X			SISMO Y		
	Valor (Kg/cm ²)	Ubicación	Piso	Valor (Kg/cm ²)	Ubicación	Piso
Axial (s_{11})	49.00	1A, 1H	1	63.00	1A, 1H	1
Axial (s_{22})	224.00	1A,1H	1	224.00	1A, 1H	1
Cortante (t_{12})	560.00	1A,1H	1	1400.00	1A, 1H	1

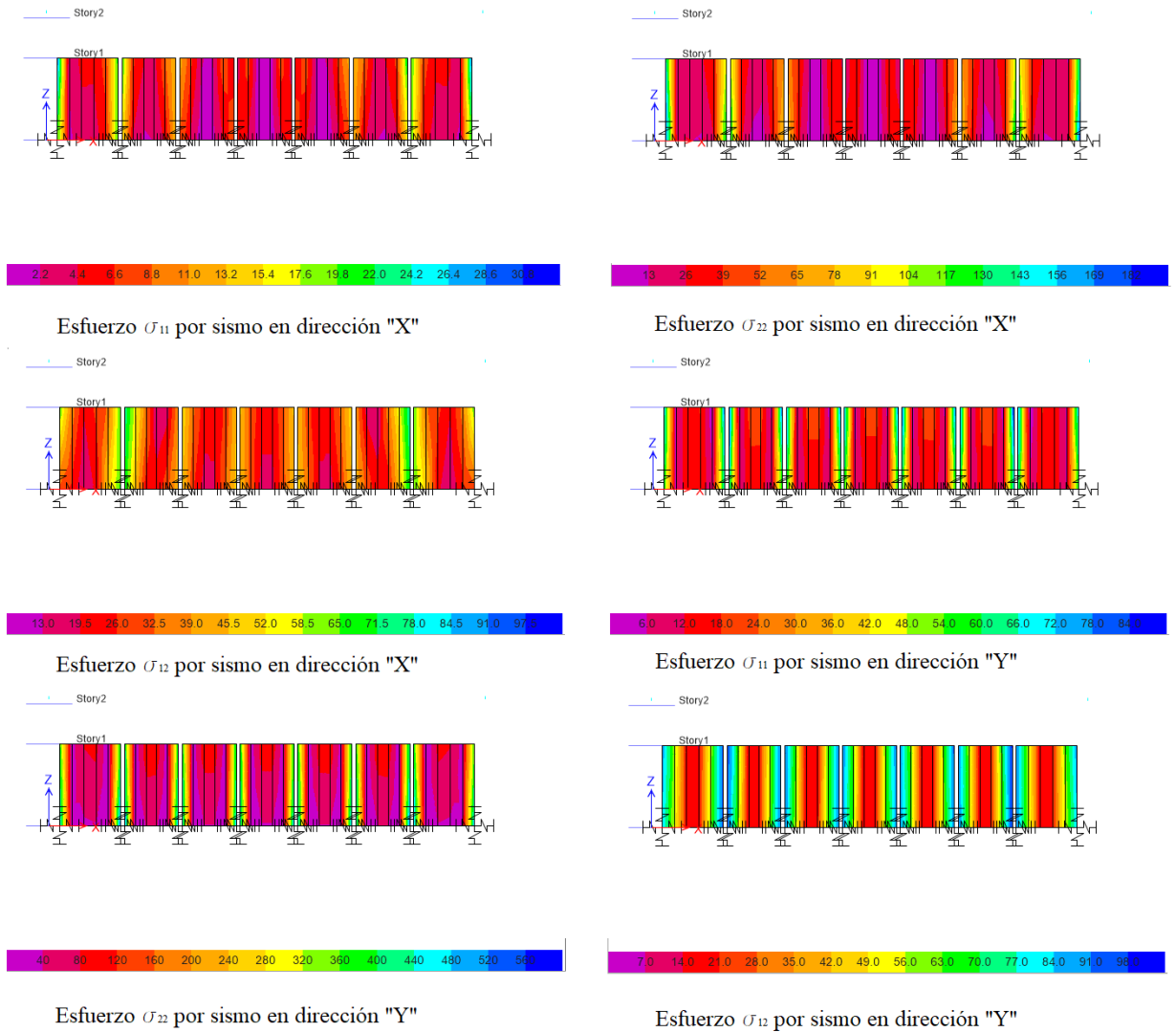
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 5.1.14. Fuerzas internas máximas en vigas por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base flexible.



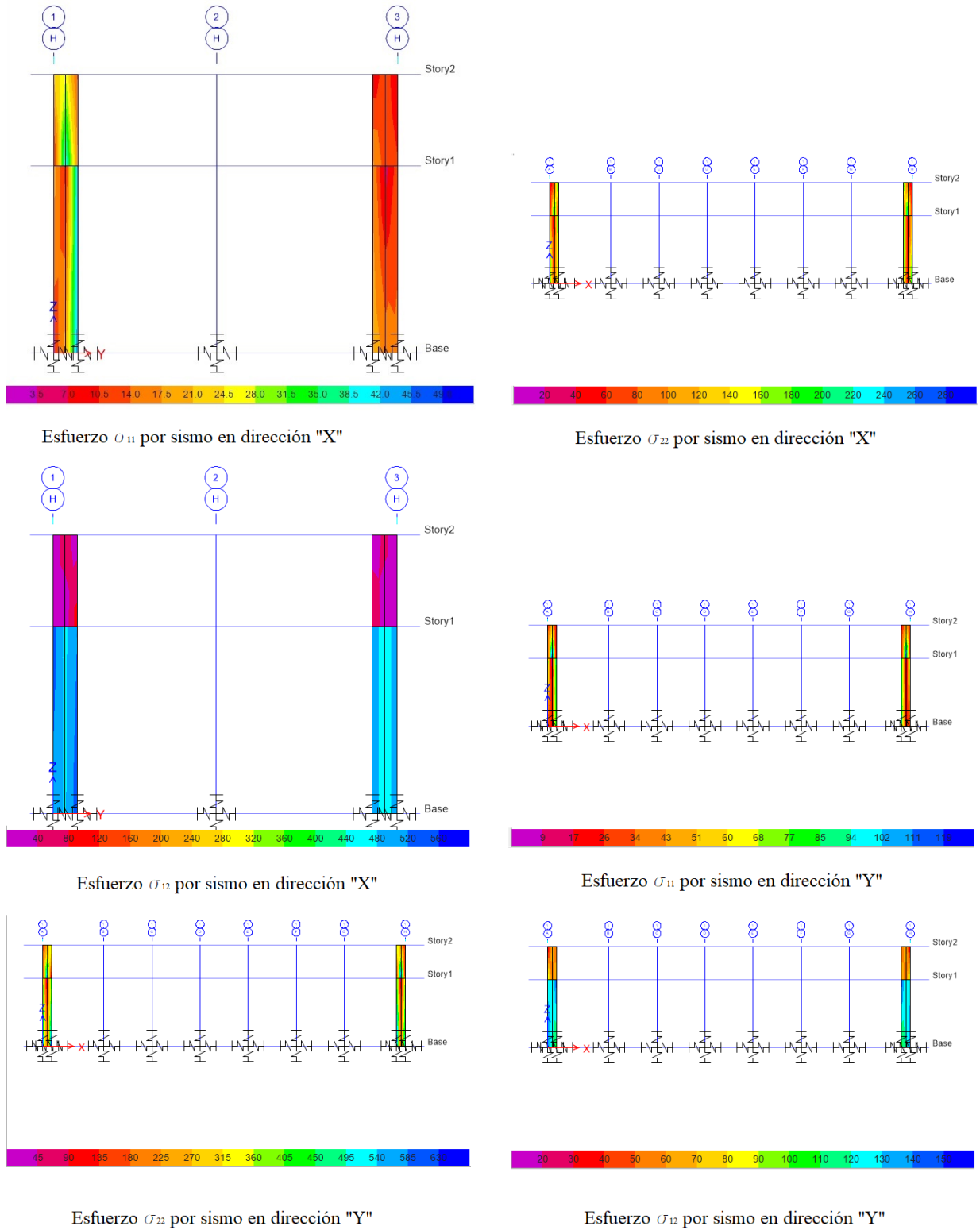
Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Figura N° 5.1.15. Esfuerzos internos máximos en el muro de contención por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base flexible.



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

Figura N° 5.1.16. Esfuerzos internos máximos en las columnas “L” por acción del sismo en las direcciones “X” e “Y”. Considerando la base flexible.



Fuente: Imagen obtenida mediante el software Etabs V-2016.

- i. *Comparación de resultados entre los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible del FEMA.*

Los resultados obtenidos según los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, nos permiten realizar las comparaciones correspondientes para determinar la variación de un modelo respecto del otro, principalmente en lo relacionado a las reacciones externas (reacciones en la base) y reacciones internas (fuerzas internas en vigas, columnas muro de contención y columnas-placa en “L”), cuyos valores máximos se presentan en los cuadros N° 5.1.18, 5.1.19, 5.1.20, 5.1.21, 5.1.31, 5.1.32, 5.1.33 y 5.1.34. Dependiendo el modelo empleado, se tienen los siguientes resultados:

Modelo de base rígida de la norma E030-2016

- De acuerdo a lo establecido en la norma E030 -2016, las respuestas dinámicas se evalúan asumiendo que la estructura esta cimentada en un suelo infinitamente rígido, involucrando la inexistencia algún grado de libertad en el contacto suelo de fundación sub estructura.
- Según la norma E030-2016, la clasificación del perfil de suelo de fundación de la edificación, le corresponde un tipo de suelo blando “S₃”, con una velocidad de onda de corte inferior a 180 m/s, y una resistencia al corte en condiciones no drenadas en el rango de (25 – 50) kPa.
- En la determinación del espectro de pseudo aceleraciones, inicialmente se asume un factor de reducción sísmica $R=7$ (sistema estructural dual); no obstante, este valor es verificado luego del modelamiento con Etabs encontrándose que la resistencia sísmica está dada predominantemente por los muros estructurales sobre los que actúa más del 70% de la fuerza cortante en la base, este hecho clasifica al sistema estructural en el tipo “muros estructurales” con un factor de reducción “R” igual a 6.
- En el modo de vibración ha sido necesario considerar al menos 18 modos, debido a que nos permiten garantizar una participación superior al 90% del total de la masa en las direcciones “X” e “Y”.
- De acuerdo con la norma E030-2016 los desplazamientos laterales relativos de entrepiso (derivadas máximas) no deben superar el valor máximo permisible de 0.007 no obstante, los resultados obtenidos luego del modelamiento nos

entregan resultados que superan este valor, siendo necesario rigidizar lateralmente la estructura en las direcciones “X” e “Y”.

- Encontramos que la cortante basal máxima se produce en la dirección “Y” con un valor de 476.12 Ton, un momento flector alrededor del eje “X” de 3,278.58 Ton-m y un momento torsor alrededor del eje “Z” de 8,930.13 Ton-m.
- Se producen las siguientes fuerzas internas máximas en columnas: carga axial de 6.36 Ton, cortante máxima de 24.49 Ton y momento flector máximo de 36.97 Ton-m.
- Se producen las siguientes fuerzas internas máximas en vigas: carga axial de 14.92 Ton, cortante máxima de 23.56 Ton y momento flector máximo de 62.82 Ton-m.
- Se producen los siguientes esfuerzos máximos en el muro de contención: compresión de 97.50 kg/cm² y cortante de 7 kg/cm².

Modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

- Distinto a otros modelos de interacción suelo estructura el modelo de interacción suelo estructura del FEMA incorpora dos parámetros: La flexibilidad del suelo de fundación a través de la inclusión de resortes con capacidad de deformación en seis grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales y el reajuste del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinemático (factor de escalamiento cinemático, RRS) y amortiguamiento del suelo de fundación (factor de escalamiento por amortiguamiento de la cimentación, B).
- El efecto principal de la flexibilidad del suelo de fundación a través de la inclusión de resortes y el reajuste del espectro de pseudo aceleraciones es incrementar los periodos naturales de vibración o inversamente disminuir el número de frecuencias, originando mayores desplazamientos laterales de la estructura y en el contacto entre suelo de fundación y sub estructura.
- Dependiendo del grado de compacidad del suelo de fundación, se puede inferir una relación de correspondencia entre suelo de fundación y estructura, de tal manera que una estructura generará mayores desplazamientos laterales si se encuentra cimentada en un suelo muy flexible y de manera inversa tendrá menores desplazamientos laterales si está cimentada en un suelo poco flexible; de manera similar en función del grado de rigidez lateral de la estructura, esta

generará mayores desplazamientos laterales si es poco rígida y tendrá menores desplazamientos si es muy rígida.

- Al igual que en el modelo de base rígida de la norma E030-2016, los desplazamientos laterales relativos de entrepiso (derivadas máximas), superan los valores máximos permisibles de 0.007, confirmando la necesidad de incrementar la rigidez lateral de la edificación en las direcciones “X” e “Y”.
- Según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, encontramos que la fuerza cortante máxima es de 524.96 Ton, y momento máximo de 3,580.91 Ton-m.
- Se producen las siguientes fuerzas internas máximas en columnas: carga axial de 20.64 Ton, cortante máxima de 46.84 Ton y momento flector máximo de 69.75 Ton-m.
- Se producen las siguientes fuerzas internas máximas en vigas: carga axial de 22.08 Ton, cortante máxima de 47.18 Ton y momento flector máximo de 123.07 Ton-m.
- Se producen los siguientes esfuerzos máximos en el muro de contención: compresión de 560 kg/cm² y cortante de 98 kg/cm².

Cuadro N° 5.1.35. Comparación de resultados de las reacciones en la base, según los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

Ítem	Dirección del Sismo	Reacciones en la Base					
		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton-m)	(Ton-m)
1.00.00 Modelo de base rígida de la Norma E30-2016							
1.01.00	Sismo X	324.59	1.06	1.14	11.13	2,328.35	4,077.90
1.02.00	Sismo Y	2.56	476.12	10.35	3,278.58	182.67	8,930.13
2.00.00 Modelo de Interacción Suelo Estructura del FEMA							
2.01.00	Sismo X	422.09	3.52	0.50	4.47	2,954.97	5,533.40
2.02.00	Sismo Y	3.15	524.96	8.88	3,580.91	156.79	9,898.44
3.00.00 Comparación de Resultados							
3.01.00 Sismo X							
3.01.01	Diferencia	97.50	2.46	- 0.64	- 6.66	626.62	1,455.50
3.01.02	% Variación	30%	232%	-56%	-60%	27%	36%
3.02.00 Sismo Y							
3.02.01	Diferencia	0.59	48.84	- 1.47	302.33	- 25.88	968.31
3.02.02	% Variación	23%	10%	-14%	9%	-14%	11%

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 5.1.36. Comparación de resultados de reacciones internas máximas en elementos estructurales, según los modelos de base rígida de la norma E030-2016 y modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA

Ítem	Fuerzas Internas y/o Esfuerzos Internos Máximos	Modelo de Base Rígida de la Norma E30-2016						Modelo de Interacción Suelo Estructura del FEMA						Comparación de Resultados			
		Sismo X			Sismo Y			Sismo X			Sismo Y			Sismo X		Sismo Y	
		Valor	Elemento	Piso	Valor	Elemento	Piso	Valor	Elemento	Piso	Valor	Elemento	Piso	Difer.	% Var.	Difer.	% Var.
1.00 Columnas																	
1.10	N _{max} (Ton)	4.85	1B, 1G	1	6.36	1B, 1G	1	16.31	1B, 1G	1	20.64	1B, 1G	1	11.46	236%	14.28	225%
1.20	V ₂₂ (Ton)	5.51	2A, 2H	2	24.49	2A, 2H	2	19.44	2A, 2H	2	46.84	2A, 2H	2	13.93	253%	22.35	91%
1.30	M ₃₃ (Ton-m)	9.20	1C, 1F	2	36.97	2A, 2H	2	7.12	1C, 1F	2	69.75	2A, 2H	2	-2.08	-23%	32.78	89%
2.00 Vigas																	
2.10	N _{max} (Ton)	14.92	3A-3B, 3G-3H	2	12.62	2A-3A, 2H-3H	2	4.96	3A-3B, 3G-3H	2	22.08	2A-3A, 2H-3H	2	9.96	-67%	9.46	75%
2.20	V ₂₂ (Ton)	5.14	1A-2A, 1H-2H	1	23.56	1A-2A, 1H-2H	1	20.06	1A-2A, 1H-2H	1	47.18	1A-2A, 1H-2H	1	14.92	290%	23.62	100%
2.30	M ₃₃ (Ton-m)	13.64	1A-2A, 1H-2H	1	62.82	1A-2A, 1H-2H	1	51.22	1A-2A, 1H-2H	1	123.07	1A-2A, 1H-2H	1	37.58	276%	60.25	96%
3.00 Muro de Contención																	
3.10	Esfuerzo Axial, S ₁₁ (kg/cm ²)	6.40	Eje 3	1	19.50	Eje 3	1	30.80	Eje 3	1	84.00	Eje 3	1	24.40	381%	64.50	331%
3.20	Esfuerzo Axial S ₂₂ (kg/cm ²)	30.40	Eje 3	1	97.50	Eje 3	1	182.00	Eje 3	1	560.00	Eje 3	1	151.60	499%	462.50	474%
3.30	Esfuerzo Cortante t ₁₂ (kg/cm ²)	7.20	Eje 3	1	7.00	Eje 3	1	97.50	Eje 3	1	98.00	Eje 3	1	90.30	1254%	91.00	1300%
4.00 Columnas en "L"																	
4.10	Esfuerzo Axial, S ₁₁ (kg/cm ²)	19.50	1A, 1H	1	63.00	1A, 1H	1	49.00	1A, 1H	1	63.00	1A, 1H	1	29.50	151%	-	0%
4.20	Esfuerzo Axial S ₂₂ (kg/cm ²)	97.50	1A, 1H	1	336.00	1A, 1H	1	224.00	1A, 1H	1	224.00	1A, 1H	1	126.50	130%	-112.00	-33%
4.30	Esfuerzo Cortante t ₁₂ (kg/cm ²)	28.90	1A, 1H	2	112.00	1A, 1H	2	560.00	1A, 1H	1	1,400.00	1A, 1H	1	531.10	1838%	1,288.00	1150%

Fuente: Elaboración propia.

5.2. Análisis, interpretación y discusión de resultados

Se analiza, interpreta y discute los resultados referentes a las reacciones y deformaciones entre ambos modelos.

El grado de complejidad del efecto de interacción suelo estructura no ha permitido a la fecha una **estandarización** en la comunidad científica e ingenieril, es por ello que se han creado diversos modelos, divergentes uno del otro, en razón de que no existe un consenso en la determinación, interpretación e incorporación de las variables intervinientes, lo cual en parte genera incertidumbre en la determinación de la respuesta dinámica real de la estructura, originando que muchos proyectistas y consultores opten por un modelo normativo de base rígida; si bien un modelo normativo se aleja del real comportamiento, a la vez genera mayor confianza por la experiencia adquirida en el tiempo y los resultados convincentes y comprobados ante eventos dinámicos naturales o experimentales; no obstante se evaluará y se realizará la comparación entre ambos modelos.

- La inclusión del efecto de interacción suelo estructura en la evaluación del edificio, ha resultado en el incremento del periodo de vibración o de manera inversa se ha disminuido la frecuencia de vibración, resultando en una respuesta

dinámica estructural como una función de la geometría del edificio, la distribución de masas, la rigidez lateral y rigidez de suelo de fundación; diferente al modelo de base rígida que únicamente es función de la geometría del edificio, la distribución de masas y la rigidez lateral, si comparamos esta conclusión, se reafirma la segunda hipótesis específica.

- Una característica de gran importancia en la evaluación de ambos modelos resulta en que el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA genera acciones dinámicas mayores que el modelo de base rígida de la norma E030-26, haciendo que el primer modelo sea más seguro que el segundo, esto se debe a que el primer modelo genera mayores distorsiones de entre piso las cuales se distribuyen en el resto de la estructura originado el incremento de reacciones externas e internas.
- Es preciso enfatizar que el efecto de interacción suelo estructura se encuentra aún en una etapa primaria de investigación y se podría decir que aun está muy lejos de una verdadera formulación puesto que el modelo matemático ideal involucraría la participación y complejidad de diversas variables, originado una gama de resultados en igualdad de complejidad e interpretación, no obstante surgen propuestas importantes como el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, con gran aproximación y de uso práctico en nuestro medio.

5.3. Contratación de la hipótesis.

- Según el enunciado de la hipótesis general y las hipótesis específicas, se asumió que el modelo de base flexible del FEMA, genera acciones dinámicas menores que el modelo de base rígida de la norma E030-2016, consecuentemente se podría optimizar recursos económicos con el diseño de algunos elementos estructurales, especialmente aquellos sometidos a cargas cortantes. Pues estas hipótesis no se cumplen en su totalidad, puesto que luego de realizar el modelamiento respectivo, encontramos que los resultados de las acciones dinámicas según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA incrementa las acciones dinámicas tanto externas como internas de la siguiente manera:

- a) Las reacciones dinámicas externas en la base han sufrido la siguiente variación: Cortante máxima tiene un incremento del 10%, el momento máximo de 9% y el momento torsor máximo en un 11%.
 - b) En el caso de las acciones dinámicas internas o fuerzas internas el incremento de cargas es el siguiente: Columnas: Fuerza axial máxima un incremento de 225%, fuerza cortante máxima un incrementado del 91% y momento flector máximo un incremento del 89%. Vigas: Fuerza cortante máximo 100% y momentos flectores máximos en 96%. Muros de contención: Esfuerzo máximo de compresión se ha incrementado en 474% y esfuerzo cortante máximo se ha incrementado en 1300%.
- La causa del incremento de las acciones dinámicas tanto externas como internas en el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA se debe principalmente a dos causas:
- a) La incorporación de la flexibilidad del suelo de fundación en los apoyos, que en nuestro caso corresponde a un suelo del tipo S₃ (clasificado según la norma E030-2016) y que por tratarse de un suelo muy blando da origen a grandes deformaciones en la base que a su vez se transmiten al resto de la estructura con el consecuente incremento de reacciones tanto internas como externas y,
 - b) El reajuste del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinemático y amortiguamiento del suelo de fundación, incrementa y/o disminuye la aceleración espectral en algunos tramos de la función espectro de pseudo aceleraciones; si revisamos los espectros para ambos modelos expuestos en el cuadro N° 5.1.27 y figura N° 5.1.6, vemos que en el espectro según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, la aceleración espectral es mayor en 0.04 m/s², durante los primeros 0.25s, respecto del modelo de base rígida de la norma E030-2016.
- Si bien estos resultados contradicen la hipótesis general, no se puede asumir como válida en su totalidad, puesto que el modelo de interacción suelo estructura del FEMA generará acciones dinámicas internas y/o externas como una función directa del grado de rigidez del suelo de fundación, la estructuración de la edificación y la distribución de cargas desde la súper estructura hasta el suelo de fundación, a través del contacto suelo de fundación - sub estructura.

- Según el modelo de base rígida de la norma E030-2016, el periodo natural de vibración en el primer modo es de 0.497s, mientras que en el segundo modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA es de 0.945s, esto implica que el periodo fundamental de vibración se ha incrementado en 90.14 %, lo que confirma en parte la segunda hipótesis específica.
- Según el modelo de base rígida de la norma E030-2016, la distorsión máxima de entre piso (deriva máxima) es de 0.1218, mientras según el modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA esta distorsión alcanza el valor de 0.1421, lo que implica que ha habido un incremento del 16.67%, este resultado era de esperarse puesto que la incorporación de los seis grados de libertad en los puntos de apoyos entre los contactos sub estructura y suelo de fundación origina desplazamientos en contraposición al modelo de base rígida que omite cualquier desplazamiento en este contacto.
- En resumen, de acuerdo a los resultados obtenidos en el presente trabajo, se puede concluir que el modelo de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA es más seguro que el modelo de cálculo de base rígida de la norma E030-2016.

CONCLUSIONES

- a) La fuerza cortante en la base (con respecto al modelo de base rígida de la norma E030-2016) se ha ampliado en 10%.
- b) En el caso de las columnas (con respecto al modelo de base rígida de la norma E030-2016), la fuerza axial máxima se ha incrementado en 225%, mientras que la cortante máxima en 91%, en tanto que el momento flector máximo en 89%.
- c) En el caso de las vigas (con respecto al modelo de base rígida de la norma E030-2016), la fuerza cortante máxima se ha incrementado en 100%, en tanto que el momento flector máximo en 96%.
- d) En el caso de los muros de contención (con respecto al modelo de base rígida de la norma E030-2016), el esfuerzo máximo en compresión se ha incrementado en 331%, en tanto que esfuerzo cortante máximo 1300%.
- e) El modelo de base flexible de interacción suelo estructura del FEMA, es más seguro que el modelo de base rígida de la norma E030-2016, debido a la incorporación de la flexibilidad del suelo de fundación y el factoramiento del espectro de pseudo aceleraciones por los efectos cinemático y amortiguamiento del suelo.
- f) El efecto de la interacción suelo estructura es relevante y por lo tanto no debe omitirse en la evaluación y diseño de estructuras, particularmente en zonas de suelo blando.
- g) El grado de complejidad del efecto de interacción suelo estructura no ha permitido a la fecha una estandarización, es por ello que se han creado diversos modelos de interacción suelo estructura, divergentes uno del otro, sin embargo, en la elección de un determinado modelo se debe optar por aquel que se adecue a las características de la edificación y su ubicación geográfica.
- h) En la evaluación de la edificación, se pudo constatar que las derivas máximas, superan el valor límite de 0.007 establecido en la norma E030-2016, posiblemente a causa de que esta edificación fue diseñada en su oportunidad con la norma E030-1998, la misma que difiere con la actual norma en el tratamiento de los valores máximos permisibles de las deformaciones de entre piso.

RECOMENDACIONES

- a) Se recomienda al estado peruano a través de sus diferentes estamentos, el fomento y apoyo en la investigación en el campo de la interacción suelo estructura, en pro de cubrir el vacío existente en la actual norma de diseño sismo resistente.
- b) Se recomienda a proyectistas y consultores el empleo de modelos de cálculo de base flexible de interacción suelo estructura en la evaluación y diseño de edificaciones, de manera especial en los casos donde los suelos de fundación son blandos, en razón de que un modelo de base flexible de interacción suelo estructura es más cercano a la realidad que un modelo de base rígida.
- c) Se recomienda a la Universidad Nacional de Cajamarca, el fomento y apoyo a la investigación en esta rama de la ingeniería estructural.
- d) Al haberse determinado que las derivas máximas permisibles en los pisos 1 y 2 de la edificación superan al establecido en la norma E030-2016, es recomendable rigidizar la edificación en las direcciones “X” e “Y”.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bazán Enrique, Meli Roberto. (1995). Diseño sísmico de edificios, 1° Ed. México D. F. Limusa.

Cassano, Arturo M. (2009). Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas. Buenos Aires, Argentina. edUTecNe.

Chopra, Anil K. (2014). Dinámica de estructuras, 4° Ed. México, Pearson educación.

Comisión federal de electricidad. (2008). Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo. México D. F. Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Computers and Structures Inc. (2016). Analysis reference manual for ETABS V-2016. California, USA. University of Berkeley.

Curso taller de especialización. (2010). Calculo y diseño de edificios de concreto armado. www.cincivil.com.

Díaz Guzmán, F.D. Espinoza Barreras, F., Sánchez Vergara R., Huerta López, C. I. (2012). Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura. España. A. H. Barbat.

FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington D.C. USA. Federal Emergency Management Agency.

FEMA 357. (2000). Global topics report on the prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington D.C. USA. Federal Emergency Management Agency.

FEMA 440. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington D.C. USA. Federal Emergency Management Agency.

Ministerio de transportes, comunicación, vivienda y construcción. (1985). Reglamento nacional de construcciones, NTE-020 - Cargas. Lima, Perú.

Ministerio de transportes, comunicación, vivienda y construcción. (1985). Reglamento nacional de construcciones, NTE-050 - Suelos y cimentaciones. Lima - Perú.

Ministerio de transportes, comunicación, vivienda y construcción. (1985). Reglamento Nacional de Construcciones, NTE-30 - Diseño sismo resistente. Lima - Perú.

Ministerio de transportes, comunicación, vivienda y construcción. (2009). Reglamento nacional de construcciones, NTE-060 - Concreto armado. Lima - Perú.

Villarreal Castro Genner. (2009). Interacción sísmica suelo – estructura en edificaciones con zapatas aisladas, 1° Ed. Lima – Perú.

Wilson, Edward L. (2004). Análisis estático y dinámico de estructuras, 3° Ed. California, USA. Computer and Structures Inc.

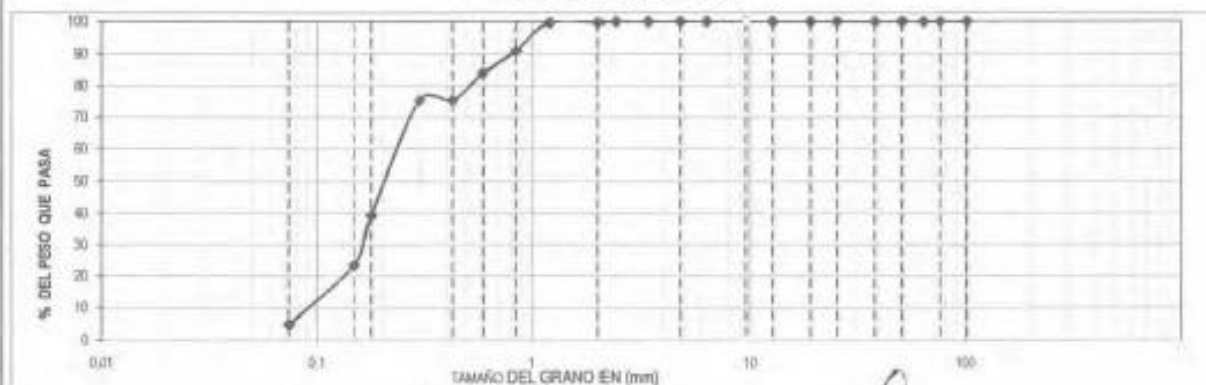
ANEXOS

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (AASHTO T-27 ASTM D 422)

TESIS	: RESPUESTA DINAMICA POR LOS MODELOS DE CALCULO DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA DEL FEMA Y NORMA ED30 - 2018 DEL EDIFICIO DE COMANDO DE CONTROL RIBEREÑO - IQUITOS	
UBICACION	: DIST. IQUITOS, PROV. IQUITOS, DPTO. LORETO	
CALICATA	: N° 01	PROFUNDIDAD (m): 2,50
TESISTA	: GILMER CARMEN HUAMAN MENDOZA	
FECHA	: FEBRERO DEL 2018	

MALLAS SERIE AMERICANA	ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM 422						CONTENIDO DE HUMEDAD		
	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL. (%)	PASA (%)	ESPECIFICACIONES			
N° 4	4,75						Numero de la Tara	S/N	
N° 10	2,00						Peso de la Tara	21,5	
N° 20	0,85						Tara + Suelo Humedo	236,6	
N° 40	0,425						Tara + Suelo Seco	233,4	
N° 60	0,25						Peso del agua	3,2	
N° 100	0,15						Peso del suelo neto	211,9	
N° 200	0,075						% de Humedad	1,51	
N° 400	0,0375						RESULTADOS DE ENSAYOS		
N° 840	0,019						- LIMITE LIQUIDO (%)	:	17,30
N° 2000	0,0095						- LIMITE PLASTICO (%)	:	NP
							- INDICE PLASTICIDAD (%)	:	NP
							- CLASIFICACION SUCS	:	SP
							- CLASIFICACION AASHTO	:	A-3 (0)
							DATOS DE LA MUESTRA		
							- PESO TOTAL (gr)	:	750,0 100,0 %
							- PESO GRAVA (gr)	:	0,0 0,0 %
							- PESO ARENA (gr)	:	750,0 100,0 %
							- PESO FRACCION (gr)	:	

CURVA GRANULOMETRICA




 Cesar A. Quiroz Alvarez
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 40893

REGISTRO DE EXCAVACION

TESIS	: RESPUESTA DINAMICA POR LOS MODELOS DE CALCULO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DEL FEMA Y NORMA E030 - 2016 DEL EDIFICIO DE COMANDO DE CONTROL RIBEREÑO - IQUITOS
UBICACIÓN	: DIST. IQUITOS, PROV. IQUITOS, DPTO. LORETO
CALICATA	: Nº 1 PROF. 2,50
TESISTA	: GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA
FECHA	: FEBRERO DEL 2018

UBICACIÓN	CALICATA		SIMBOLOGIA	CLASIF.		CONSTANTES FISICAS			% Pasa Malla Nº 200	
	PERFORACION AL TIPO DE LO ABERTO	MUESTRA		DESCRIPCION	AASHTO	SUCS	LL.	LP		IP
	0,20									
	0,40									
	0,80									
	1,00									
	1,20			Presentan arenas fina mal graduadas, medianamente densas de color marrón claro estos suelos son semipermeables a permeables, con resistencia baja a la tubificación, y a la cortante alta, la compresibilidad es baja, no susceptible al agrietamiento, no susceptible a la licuación, manejabilidad es buena.						
PROFUNDIDAD (m)	1,40			M-1	A-3(0)	SP	17,98	NP	NP	4,8
	1,50									
	1,80									
	2,00									
	2,20									
	2,50			MUESTRA EXTRAIDA						


Cesar A. Quiroz Alvarez
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 40893

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

TESIS	: RESPUESTA DINAMICA POR LOS MODELOS DE CALCULO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DEL FEMA Y NORMA E030 - 2016 DEL EDIFICIO DE COMANDO DE CONTROL RIBEREÑO - IQUITOS
UBICACIÓN	: DIST. IQUITOS, PROV. IQUITOS, DPTO. LORETO
CALICATA	: 1 - M - 1 PROFUNDIDAD (m): 2,50
TESISTA	: GILMER CARMEN HUAMÁN MENDOZA
FECHA	: FEBRERO 2018

$$q_{ad} = (2/3 c N_c + g D_f N_q + 0.5 g B N_g) \cdot 1$$

$$F.S. = 3$$

$$q_{ad} = 0,51 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde :

Tipo de Suelo =			SP
Angulo de fricción interna	(°)	$\alpha =$	32
Cohesión	(kg/cm ²)	$c =$	0.00
Peso específico humedo	(gr/cm ³)	$g =$	1.57
Profundidad de cimentación	(m)	$D_f =$	2.15
Ancho de cimiento	(m)	$B =$	1.05
Factores de capacidad de carga:		$N_c =$	11.63
		$N_q =$	4.34
		$N_y =$	3.06
Factor de seguridad		$F.S. =$	3.00

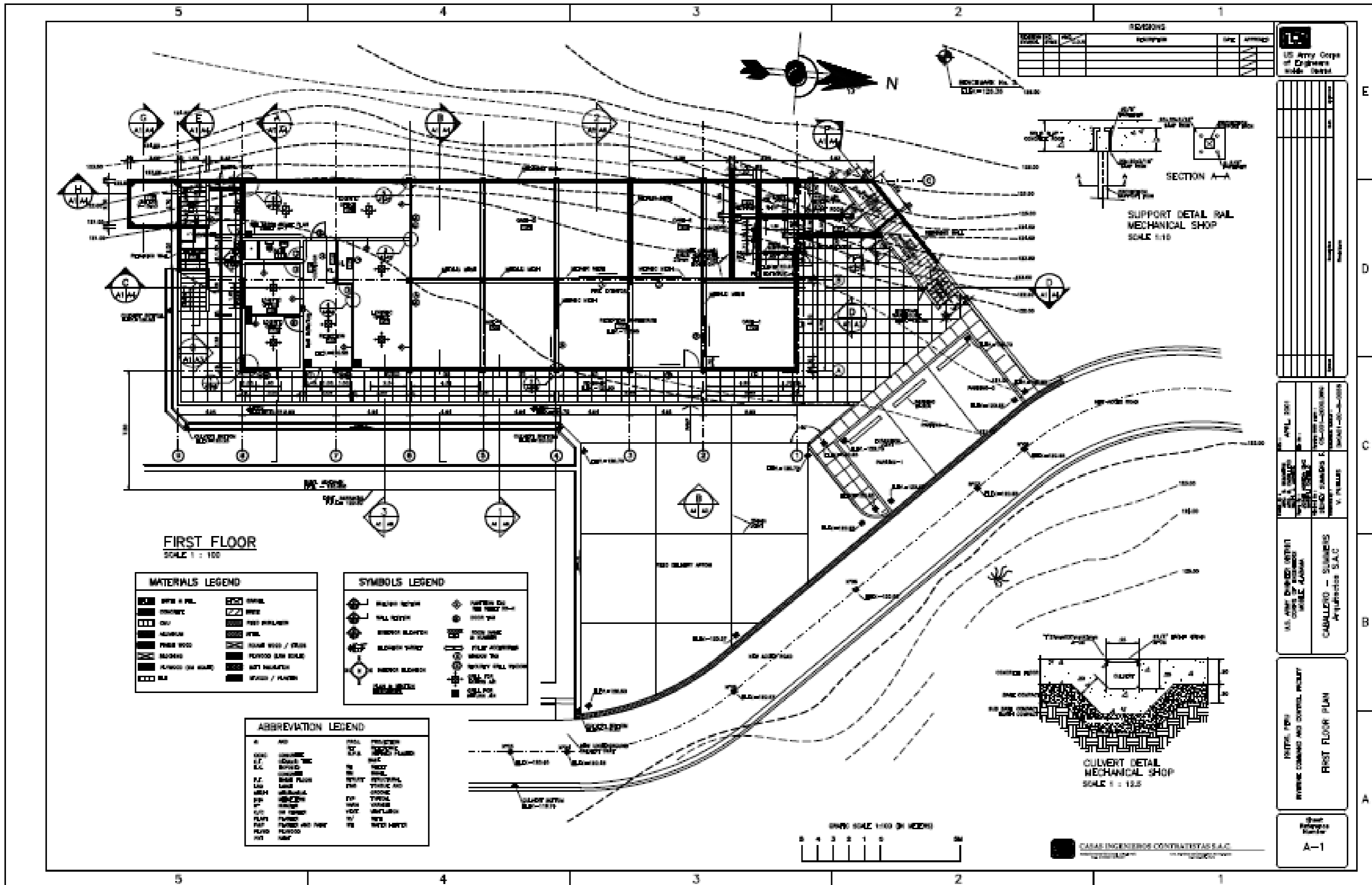

 Cesar A. Quiroz Álvarez
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 40893

ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECIFICA

TIPO	: RESPUESTA DINAMICA POR LOS MODELOS DE CALCULO DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA DEL FEMA Y NORMA E030 - 2016 DEL EDIFICIO DE COMANDO DE CONTROL RIBEREÑO - IQUITOS
UBICACION	: DIST. IQUITOS, PROV. IQUITOS, DPTO. LORETO
CALCATA	: 1 - N - 1 PROFUNDIDAD (m): 2,50
TESTEA	: GILMER CARMEN HUAMAN MENDOZA
FECHA	: FEBRERO 2018

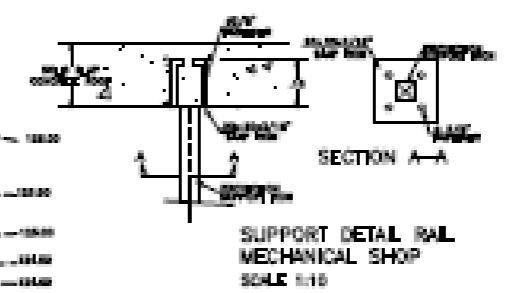
ARENA FINA					
(NORMA ASTM - C 128)					
DETERMINACION		1	2	3	PROMEDIO
A) Peso Material Saturado Superficialmente Seco (en el aire)	gr.	500.00	500.00	500.00	
B) Peso Fiole + H ₂ O	gr.	699.50	699.50	699.20	
C) Peso Fiole + H ₂ O + A	gr.	1250.8	1248.5	1246.8	
D) Peso del material + H ₂ O + Inscio	gr.	957.10	964.00	967.10	
E) Volumen de masa = Volumen de Vació = C - D	gr/cm ³	203.70	284.50	379.50	
F) Peso material seco en horno (105°C)	gr.	430.80	436.70	434.20	
G) Volumen de masa = E - (A - F)	gr/cm ³	194.50	220.00	213.70	
P.E. bulk (base seca) = FE	gr/cm ³	1.534	1.533	1.553	1.57
P.E. bulk (base saturada) = AE	gr/cm ³	1.896	1.708	1.708	1.81
P.E. Aparicio (base seca) = FG	gr/cm ³	2.21	1.98	2.00	2.08
% de Absorción = (A - F) / (F - X) 100	%	16.06	14.76	15.16	15.33


 Cesar A. Quiroz Alvarez
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 40893



REVISIONS		DATE	BY	APP'D

US Army Corps of Engineers
 10-10800-100



FIRST FLOOR
 SCALE 1 : 100

[Symbol]	CONCRETE	[Symbol]	STEEL
[Symbol]	BRICK	[Symbol]	WOOD
[Symbol]	GLASS	[Symbol]	ASBESTOS
[Symbol]	ALUMINUM	[Symbol]	ROOFING
[Symbol]	PAVED WOOD	[Symbol]	PAVED ASPHALT
[Symbol]	PAVED	[Symbol]	PAVED SAND
[Symbol]	PAVED (ON ROAD)	[Symbol]	PAVED GRAVEL
[Symbol]	PAVED	[Symbol]	PAVED

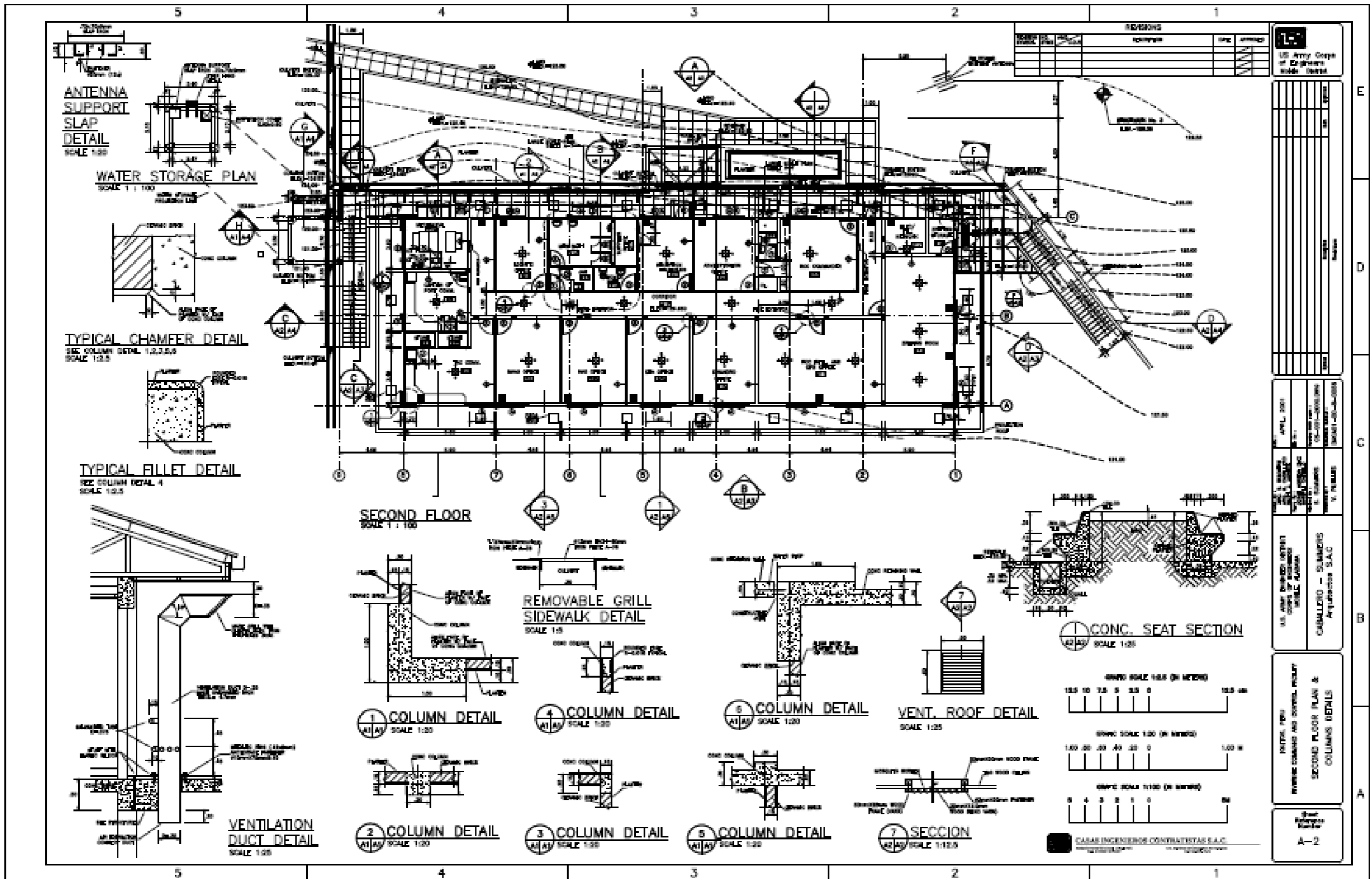
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER
[Symbol]	WALL CORNER	[Symbol]	WALL CORNER

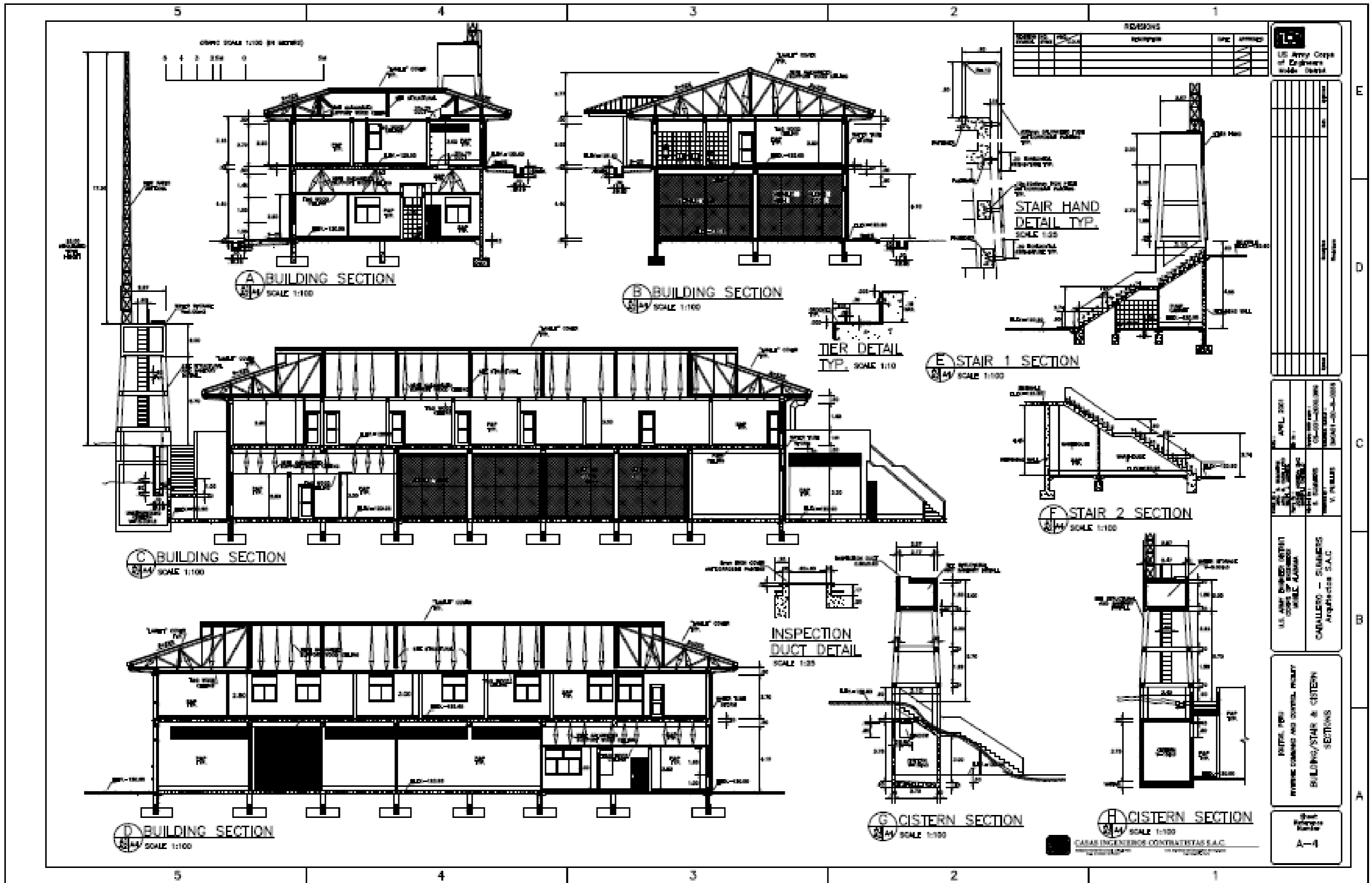
AC	ACRYLIC	AS	ASBESTOS
AL	ALUMINUM	BL	BRICK
AS	ASBESTOS	BR	BRICK
BL	BRICK	BU	BURIED
BR	BRICK	CA	CONCRETE
BU	BURIED	CL	CLAY
CA	CONCRETE	CO	COBBLER
CL	CLAY	CR	CORNER
CO	COBBLER	CS	CORNER
CR	CORNER	CU	CULVERT
CS	CORNER	DA	DRAINAGE
CU	CULVERT	DE	DECK
DA	DRAINAGE	DI	DRAINAGE
DE	DECK	DO	DRAINAGE
DI	DRAINAGE	DR	DRAINAGE
DO	DRAINAGE	DU	DRAINAGE
DR	DRAINAGE	DU	DRAINAGE
DU	DRAINAGE	DU	DRAINAGE

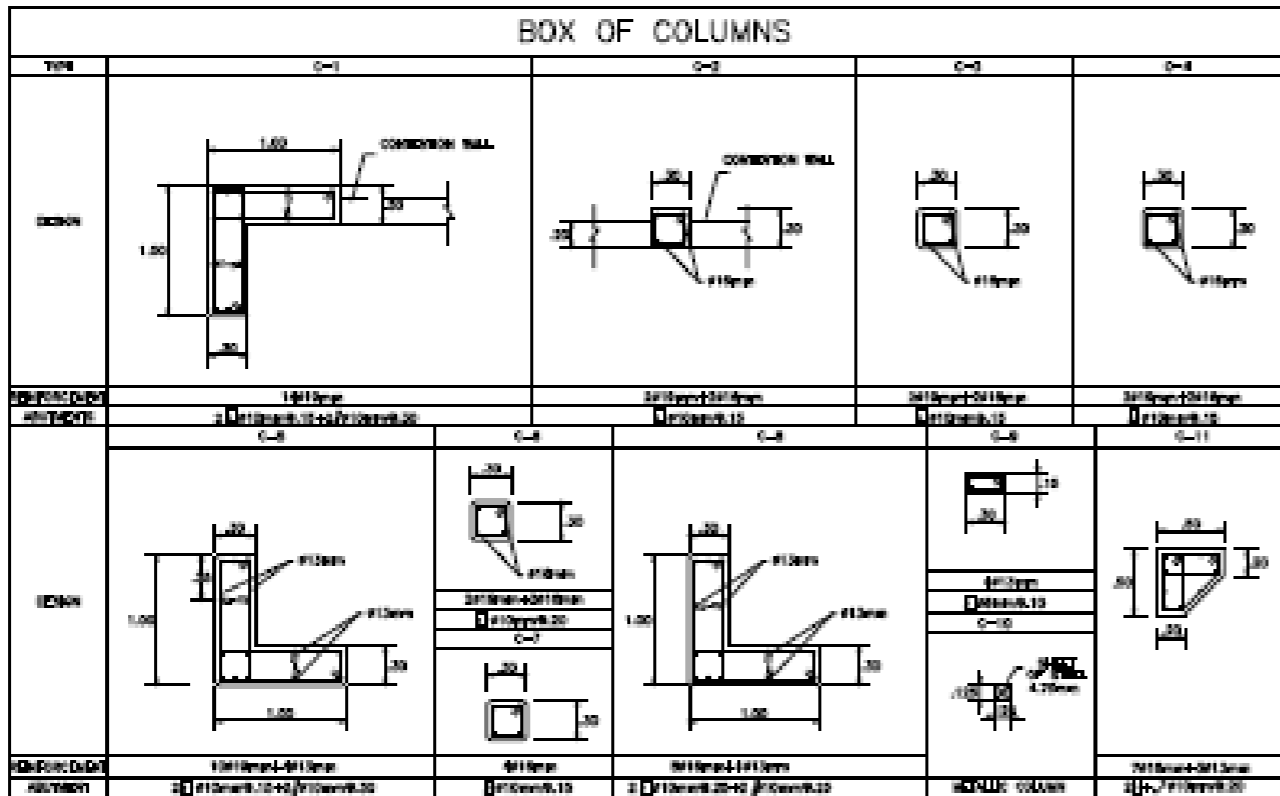


CARAL INGENIEROS CONTRATISTAS S.A.C.
 10-10800-100

US ARMY CORPS OF ENGINEERS DISTRICT ENGINEER WASHINGTON, D.C.	
DATE: APRIL 2001 DRAWING NO.: 10-10800-100-100	SHEET NO.: 10-10800-100-100-100
U.S. ARMY ENGINEER DISTRICT CORPS OF ENGINEERS WASHINGTON, D.C.	CARAL INGENIEROS CONTRATISTAS S.A.C. ARCHITECTURE S.A.C.
FIRST FLOOR PLAN	
DRAWING NUMBER AND CONTROL NUMBER A-1	

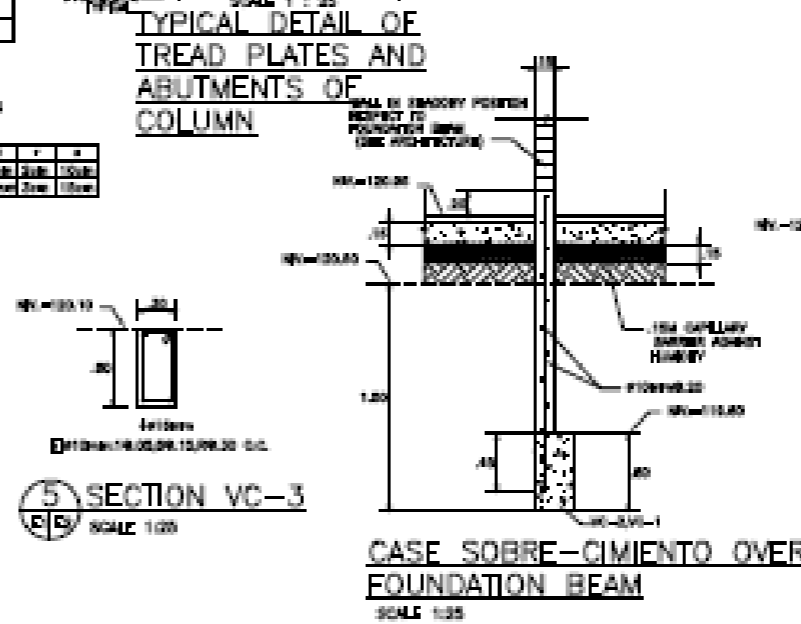
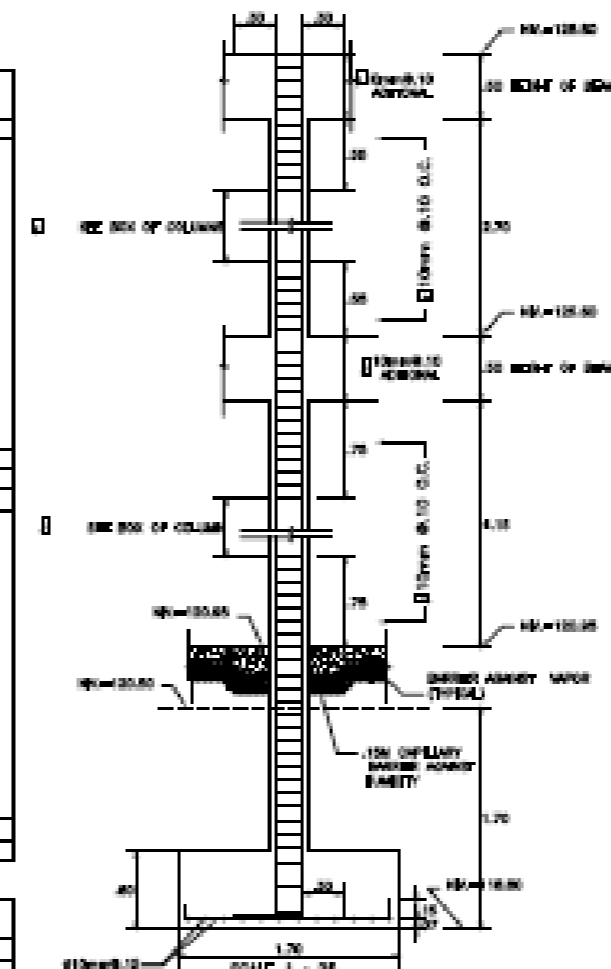
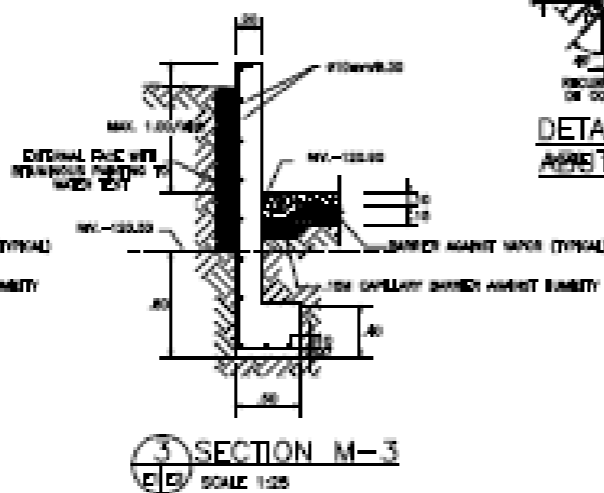
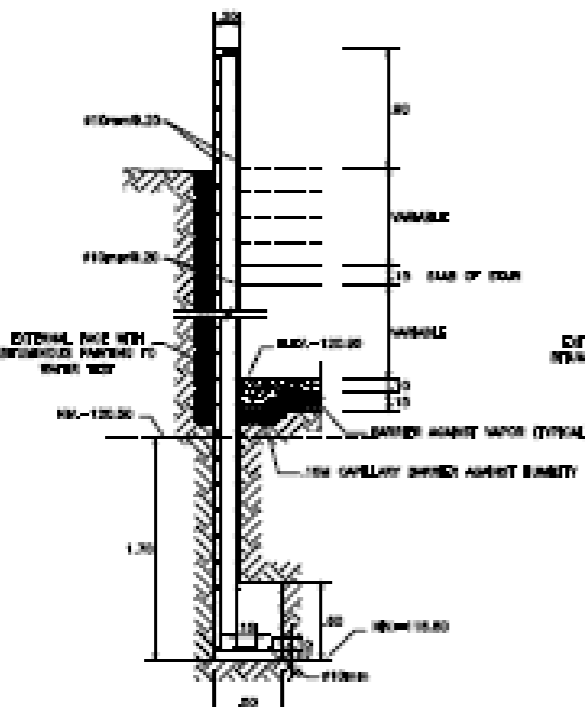






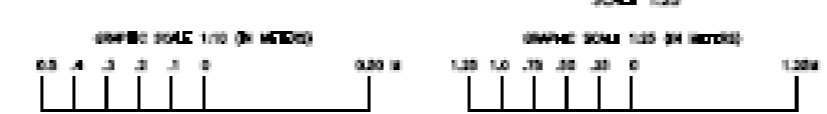
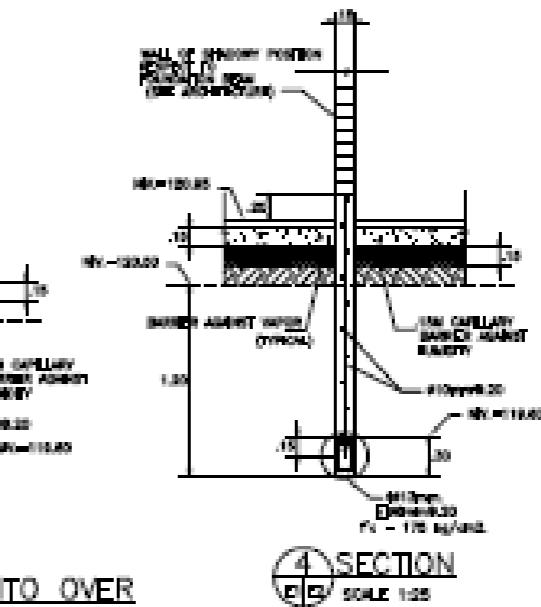
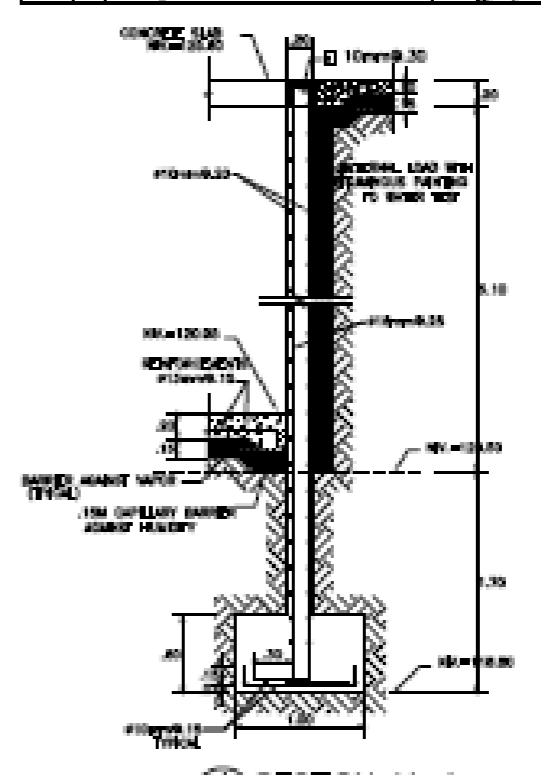
STRUCTURE LEGEND

□/	REVISION
○	CENTRAL YIELD
⊕	REINFORCEMENT IN CONCRETE SLAB



REVISIONS

NO.	DATE	BY	REVISION



CASAL INGENIEROS CONTRATISTAS S.A.C.

U.S. Army Corps of Engineers
Mobile District

<p style="text-align: center;">U.S. ARMY ENGINEERING CENTER OF RESEARCH AND DEVELOPMENT WATERWAYS EXPERIMENTAL STATION VICKSBURG, MISSISSIPPI</p>	<p style="text-align: center;">PROJECT NO. 62-0000000000 TASK NO. 62-0000000000 DRAWING NO. E-2</p>
---	---

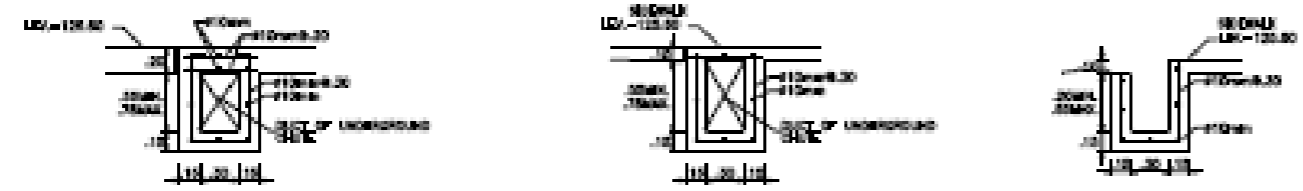
DATE: 10/1/62

SCALE: AS SHOWN

DRAWN BY: [Signature]

CHECKED BY: [Signature]

APPROVED BY: [Signature]



TYPICAL DETAIL IN UNDERGROUND CHUTE IN LOAD PLATFORM

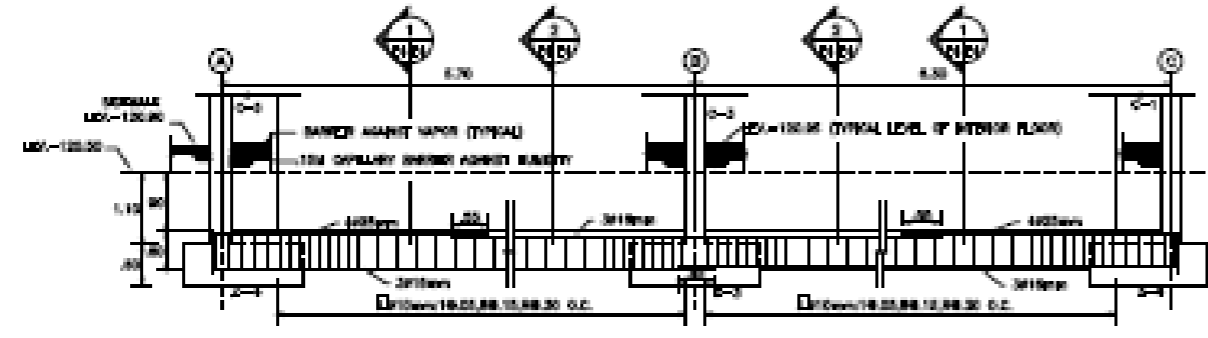
TYPICAL DETAIL IN UNDERG. CHUTE IN SIDEWALK

TYPICAL DETAIL OF CHUTE IN EDGE OF SIDEWALK

SCALE 1:25

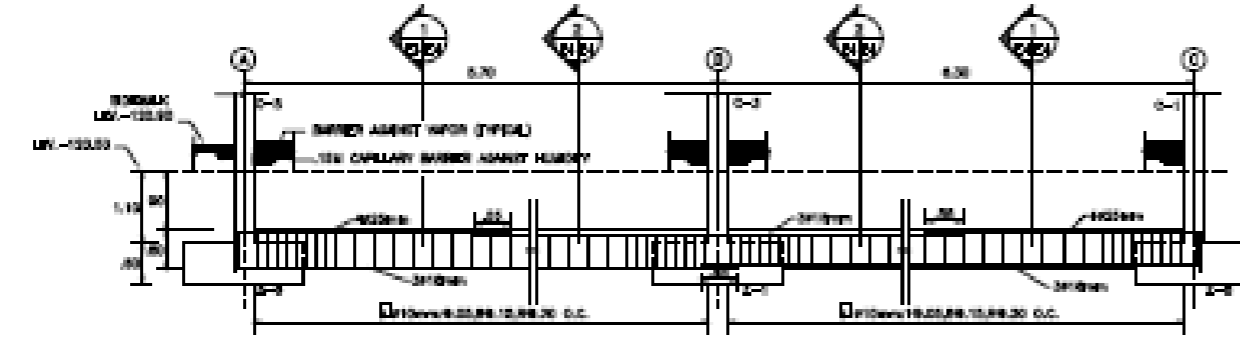
TYPICAL DETAIL OF CHUTE IN NATURAL LAND

SCALE 1:25



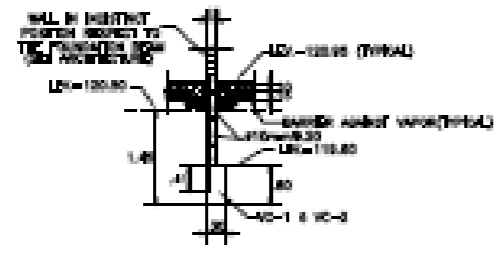
DETAIL OF FOUNDATION BEAM VC-1

SCALE 1:50



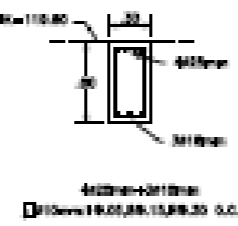
DETAIL OF FOUNDATION BEAM VC-2

SCALE 1:50



TYPICAL DETAIL CASE OVERFOUNDATION OVER FOUNDAT. BEAM

SCALE 1:25



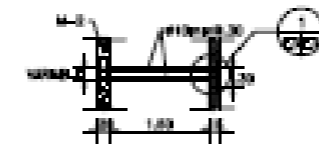
SECTION 1

SCALE 1:25



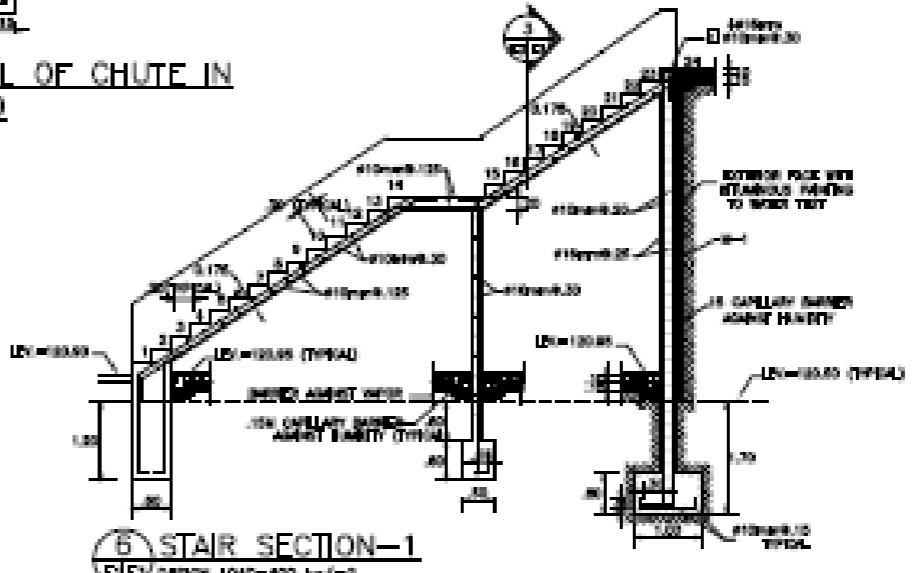
SECTION 2

SCALE 1:25



SECTION 3

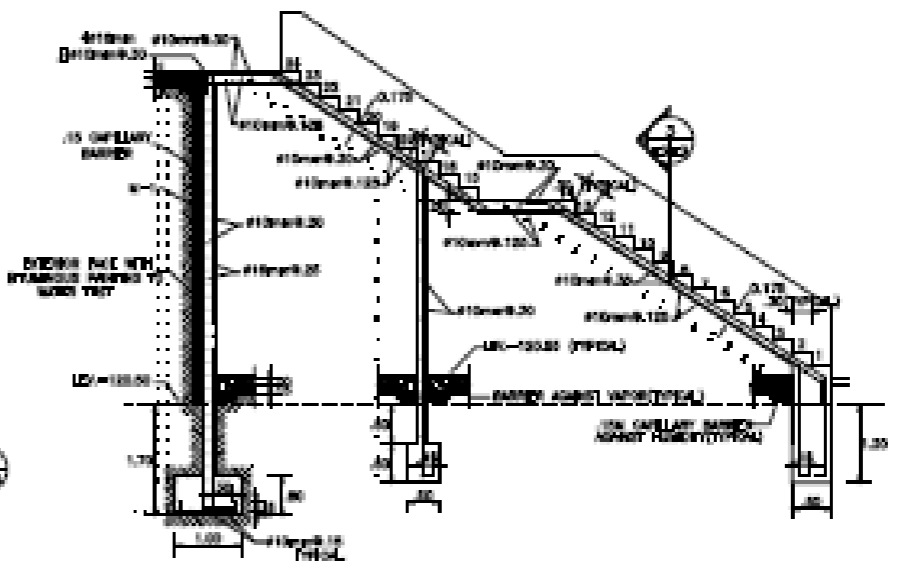
SCALE 1:50



STAIR SECTION-1

DESIGN LOAD=400 kg/m²

SCALE 1:50



STAIR SECTION-2

DESIGN LOAD=400 kg/m²

SCALE 1:50



REVISIONS			
NO.	DATE	DESCRIPTION	BY

US Army Corps of Engineers
WASH. DC

NO.	DATE	DESCRIPTION	BY

NO.	DATE	DESCRIPTION	BY

DETAILS OF ESCALERS
DETALLES DE ESCALERAS
Y CARRILLAS

ES-3

CASAL INGENIEROS CONTRATISTAS S.A.C.

