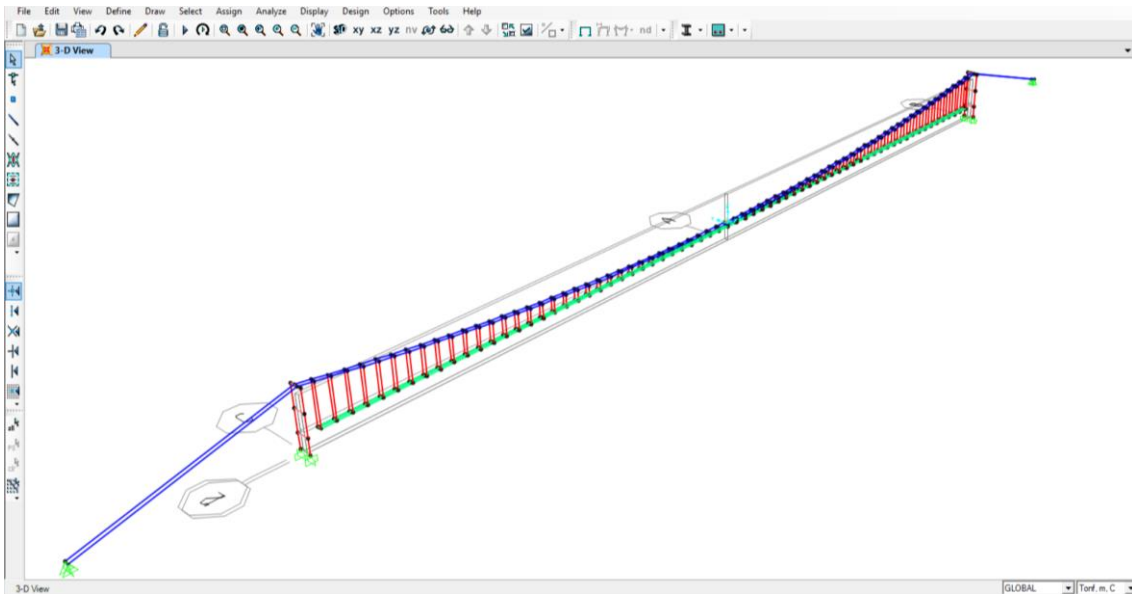


MEMORIA TÉCNICA



PROYECTO:

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PLAN MAESTRO REGIONAL DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE CATACOA Y LOS BARRIOS DE PURITACA, VELACRUZ, SIGIRO, LAS COCHAS, AGUA RUSIA, NARANJO PALTO, EL PLACER, LA SUPA, SAN PEDRO MARTIR, CHAPANGO, RANCHO GRANDE, EL SAUCE, EL PURON Y OPOLUCA, CANTON PALTAS”

Paso elevado L=140.00m

MEMORIA TÉCNICA

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

1. PRELIMINARES

1.1. Localización del proyecto

PROVINCIA: LOJA
CANTÓN: PALTAS
PROYECTO: “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PLAN MAESTRO REGIONAL DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE CATACocha Y LOS BARRIOS DE PURITACA, VELACRUZ, SIGIRO, LAS COCHAS, AGUA RUSIA, NARANJO PALTO, EL PLACER, LA SUPA, SAN PEDRO MARTIR, CHAPANGO, RANCHO GRANDE, EL SAUCE, EL PURON Y OPOLUCA, CANTON PALTAS”

1.2. Descripción general de la edificación

Se compone de DOS TORRES Y UN PASO ELEVADO.

Se ha previsto estructura de hormigón armado, cimentado sobre zapatas corridas, detalladas en los planos estructurales.

Cabe mencionar que el diseño de la cimentación se la realizó con un $Q_{adm} = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$, proporcionado por el estudio GEOLOGICO- GEOTECNICO REALIZADO EN EL SITIO.

Para que el diseño estructural funcione como fue idealizado por el calculista, se respetarán estrictamente los planos estructurales presentados por el mismo, así como la utilización de todos los materiales especificados.

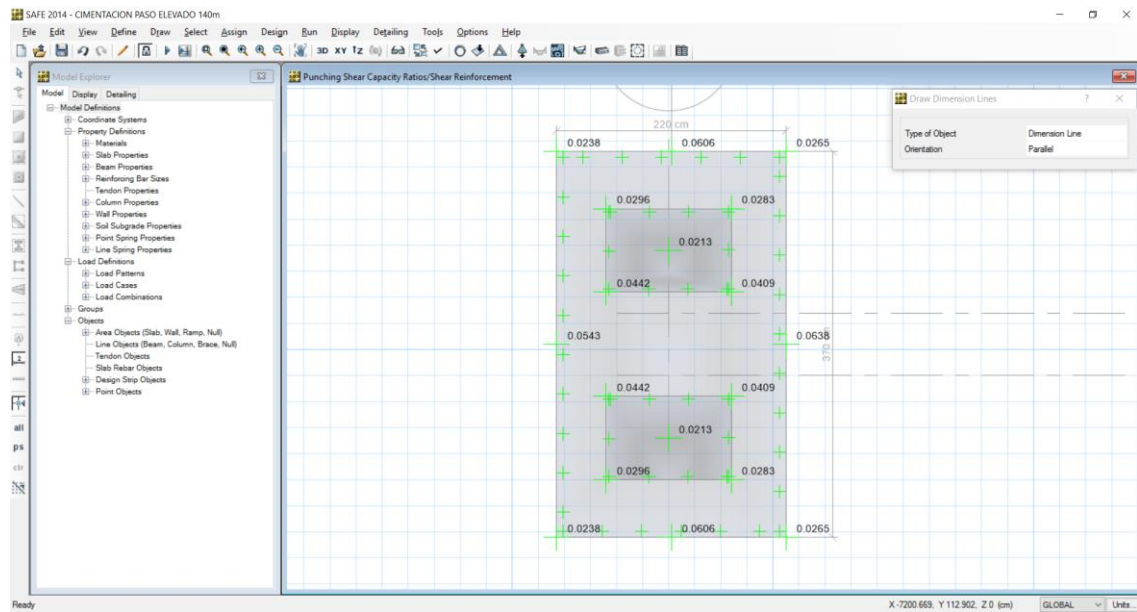
1.3. Descripción del sistema estructural

Para la estructura se consideró un sistema reticular de vigas y columnas, zapata corrida como se muestran en los planos estructurales de la cimentación.

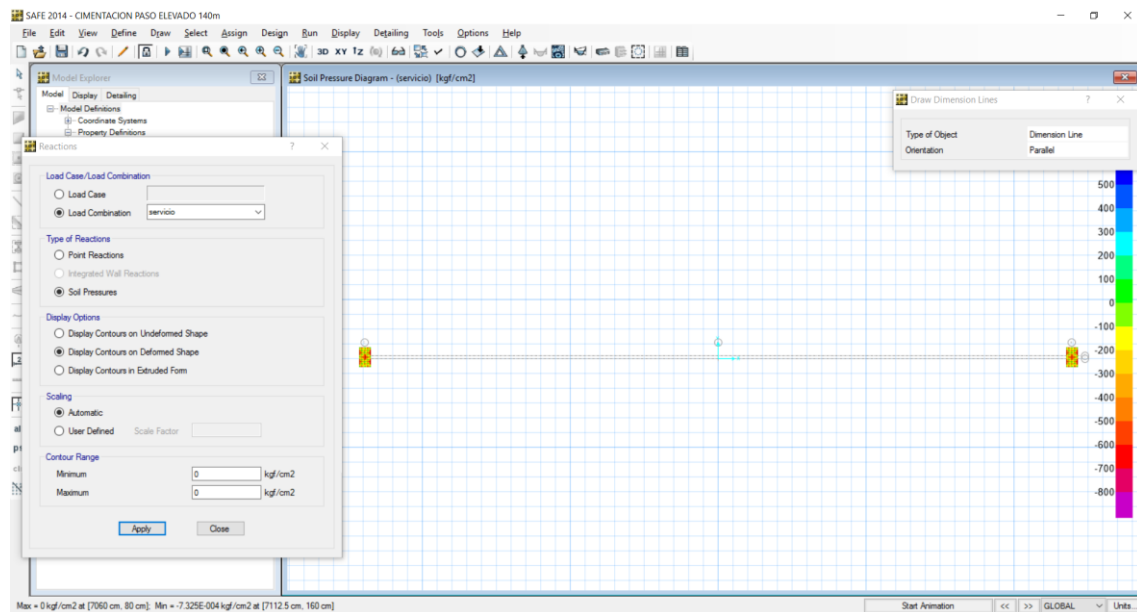
La zapata corrida es de espesor de 60cm y de (2.20 X 3.70m); Las luces entre pórticos son 1.00m. Los entrepisos tienen 3.00 metros de altura como se muestra en los planos.

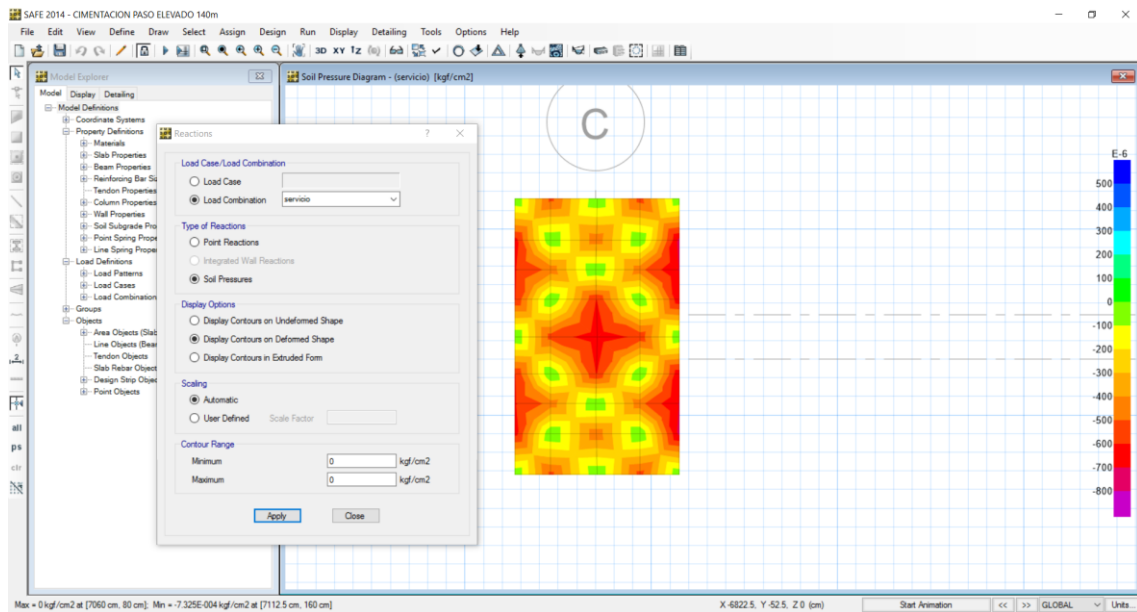
A continuación se detalla el cálculo de zapata corrida mediante programa: SAFE

COMPROBACIÓN DEL PUNZONAMIENTO

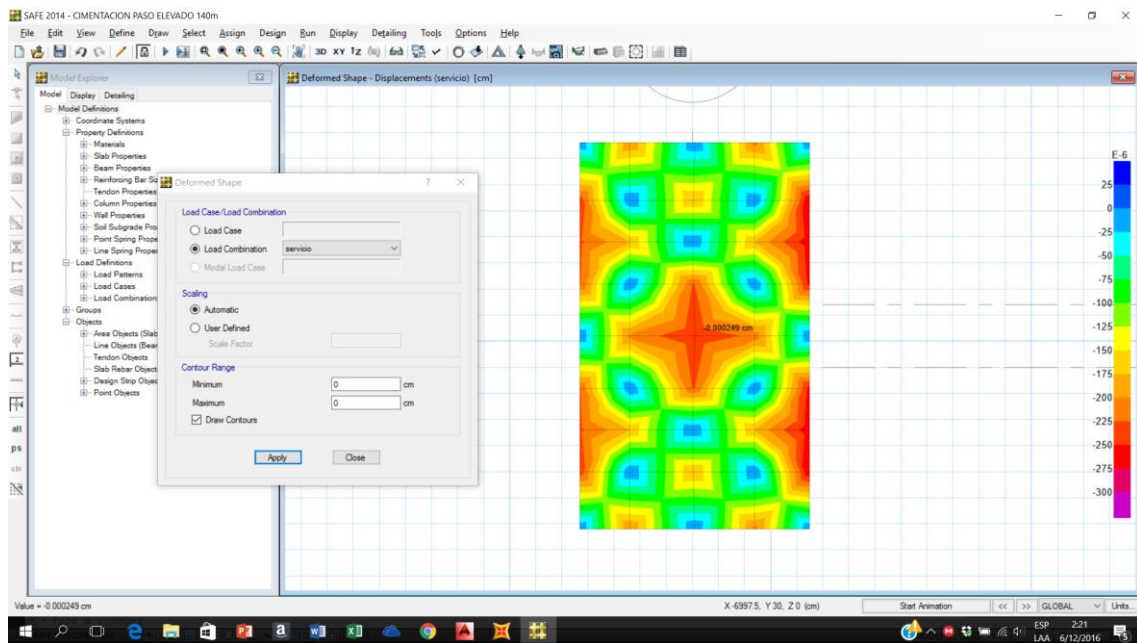


COMPROBACION DE LA PRESIÓN DEL SUELO

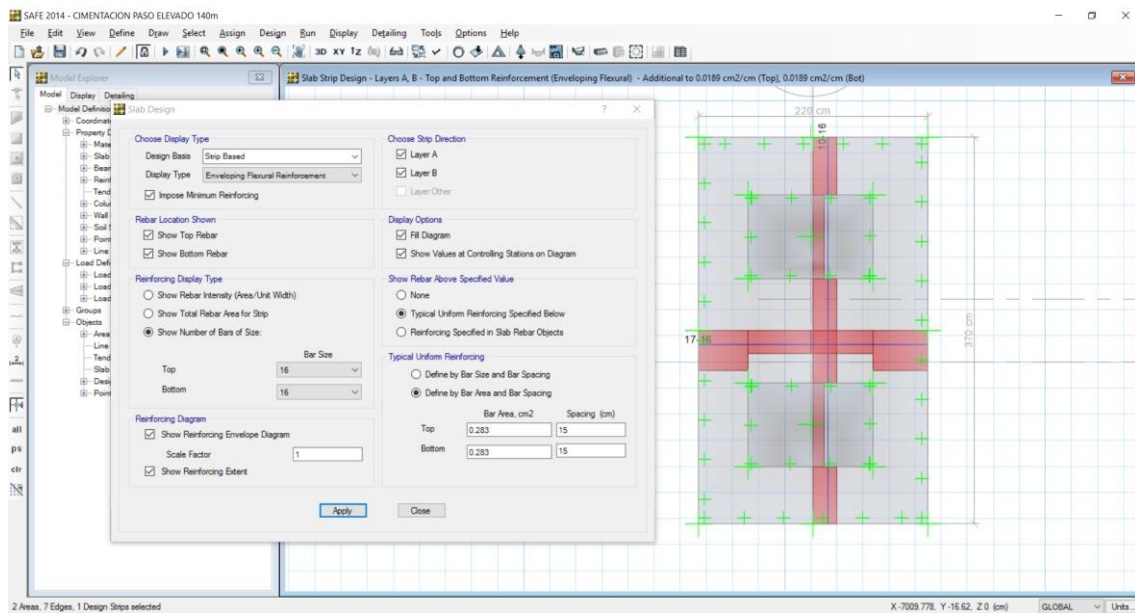




COMPROBACION DE LA DEFORMADA



DISEÑO DEL ACERO



La estructura presenta irregularidad en elevación, ligera regularidad en planta. El detalle de armado y posición de cada uno de los elementos se indica en los planos; para el armado deben observarse también las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de La Construcción.

La cimentación, cadenas, columnas, vigas y loseta se diseñan con hormigón de 240 kgf/cm², el acero de refuerzo en barras tendrá un límite de fluencia de 4200 kgf/cm²; el módulo de elasticidad fue calculado con la siguiente formula:

$$E = 15100 * \sqrt{f'c}$$

1.4. Antecedentes técnicos

El Modelo Estructural adoptado para el análisis es de pórticos espaciales de hormigón resistentes a la flexión dúctil, que soportan pisos rígidos que se fundirán monolíticamente sobre vigas descolgadas.

La cimentación se analizó en función de las cargas transmitidas por la estructura al suelo de fundación, se adopta una cimentación con Zapata Corrida. En vista de la estratigrafía variable del suelo en el sector se recomienda determinar en el momento de la excavación y el mejoramiento de suelo nuevamente las características físico-mecánicas del suelo de cimentación, para así poder ratificar la capacidad portante de 1.25 kg/cm².

En caso de no cumplirse, será estrictamente necesario el rediseño de la cimentación. La reposición de material se la hará en capas de 20cm compactadas al 95% Próctor Modificado para evitar asentamientos diferenciales.

Para el diseño de todos los elementos estructurales se consideró Hormigón Simple clase “A” $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con acero en barras $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

2. NORMATIVA UTILIZADA

Para el diseño de los elementos estructurales se observaron las disposiciones contenidas en los siguientes códigos y reglamentos:

N.E.C 2014; Norma Ecuatoriana de La Construcción.

ACI 08; Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios ACI 318R-08.

AISt; American Iron and Steel Institute.

3. MATERIALES

Se considera para la elaboración del diseño estructural en la determinación de cargas muertas los siguientes materiales los cuales se detallan en el siguiente cuadro:

DESCRIPCIÓN	ESPECIFICACIONES
Material de Mejoramiento:	Sub base Granular Compactada más Piedra Molón.
Hormigón Ciclópeo:	Hormigón Simple $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$ (40%) más Piedra de Río $d=20\text{cm}$ (60%).
Hormigón Clase “B”:	Hormigón Simple $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$.
Hormigón Clase “A”:	Hormigón Simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$.
Acero de refuerzo en barras	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (A – 63 – 42 – HHH).
Cables:	Cable principal y péndolas.
Electrodo	E60-11.

4. CARGAS UTILIZADAS

Para el análisis y diseño estructural de esta edificación se tuvieron en cuenta los siguientes estados de carga.

4.1. Carga muerta.

La carga muerta o permanente es la carga debida al peso propio de la estructura, se determina en función del peso volumétrico de los materiales, lo importante de estas cargas es que se pueden determinar con aceptable exactitud permaneciendo constante durante la vida útil de la estructura.

4.2. Carga viva.

Esta carga es consecuencia de la utilización de la estructura y en el caso de cubiertas en su etapa de construcción y mantenimiento, se caracteriza por ser

transitoria, no es permanente ni actúa simultáneamente sobre la totalidad de la estructura.

4.3. Cargas sísmicas.

En algunas zonas de la corteza terrestre existe mucha inestabilidad y reajuste de tiempo en tiempo, en cuanto a la estructura estos reajustes ocurren a los repentinos movimientos conocidos como sismos. En general un sismo puede ser Oscilatorio o Trepitatorio. Para el cálculo de la carga sísmica en la presente estructura hemos adoptado el Método Estático contemplado en el Norma Ecuatoriana de La Construcción.

5. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

Para la determinación de cargas muertas se consideró un análisis de los pesos propios de los distintos componentes de la estructura, tomando en cuenta el material que los conforma y su volumen.

En lo referente a carga viva se consideró lo estipulado por el Norma Ecuatoriana de La Construcción.

5.1. Carga muerta.

En lo referente a Hormigones en Cimentación, Pórticos y Losas, se consideró un peso específico de 2400 kg/cm^3 en hormigones armados y 2200 kg/cm^3 en morteros y hormigones simples, además se consideró una carga muerta en el paso colgante de tubería llena = 150 kg/ml

5.2. Carga viva.

Por tratarse de una estructura destinado al paso de una conducción la Norma Ecuatoriana de La Construcción estipula una carga viva de 50 kg/m^2 para mantenimiento. (Ver anexos porcentajes de reducción según N.C.E.).

5.3. Cargas Sísmicas.

Para el cálculo de la carga sísmica en la presente estructura hemos adoptado el Método Estático contemplado en el Norma Ecuatoriana de La Construcción en base al análisis estático determinado por este, obteniendo los siguientes parámetros para el cálculo del Cortante Basal.

Toda estructura deberá ser diseñada y construida para resistir las fuerzas laterales sísmicas que se suponen existirían en la dirección de cada uno de los ejes principales de la estructura pero no simultáneamente de acuerdo con la siguiente formula:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

V	Cortante Basal
I	Factor de importancia definido en NEC-SE-SD-4.1 (Tabla 6)
W	Carga reactiva definida en NEC-SE-SD-6.1.7
S_a	Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico, definida en NEC-SE-SD-3.3
R	Factor de Reducción por ductilidad asociado a la tipología estructural, definido en NEC-SE-SD-6.3.4
φ_P	Factores de configuración estructural en planta, definida en NEC-SE-SD-5.2.2
φ_E	Factores de configuración estructural en elevación, definida en NEC-SE-SD-5.2.3

5.3.1. Factor de Importancia (I):

Debido a las características de la edificación y su posterior uso se adoptó un valor de **I = 1.3**, adoptado de la **tabla de tipo de uso, destino e importancia de la estructura** que se detalla a continuación:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

5.3.2. Carga reactiva (W).

La carga sísmica *W* representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, *W* se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. En el caso de existir depósitos de fluidos en niveles superiores de la edificación debe considerarse el efecto de interacción dinámica entre el fluido y la estructura.

5.3.3. Aceleración espectral (S_a).

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura Adjunta, consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left[\frac{T_a}{T} \right]^r \quad \text{para} \quad T > T_c$$

Para determinar el tipo de suelo nos basamos en la Tabla 2 de la NEC-SE-DS. Clasificación de los perfiles de suelo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, clasificando para nuestro caso un **Tipo de Suelo Tipo D**.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo

5.3.4. Factor (r).

Donde $r=1$, para tipo de suelo A, B, C y D; y $r = 1.5$, para tipo de suelo E. Con esto asumimos un valor de **$r=1.5$** .

5.3.5. Factor de Zona Sísmica (Z):

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con las definiciones de la Figura 1 de la NEC-SE-DS. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el factor de zona **Z**, según la Figura1 de Norma Ecuatoriana de la Construcción.

El valor de **Z** en cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sitio de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La Tabla y Figura mencionadas a continuación detallan el valor de **Z** para el sector de cada lugar en nuestro País Ecuador. Para nuestro caso analizando el mapa observamos que nos encontramos en la Zona Sísmica III por lo que adoptamos un valor de **$Z = 0.30$** .

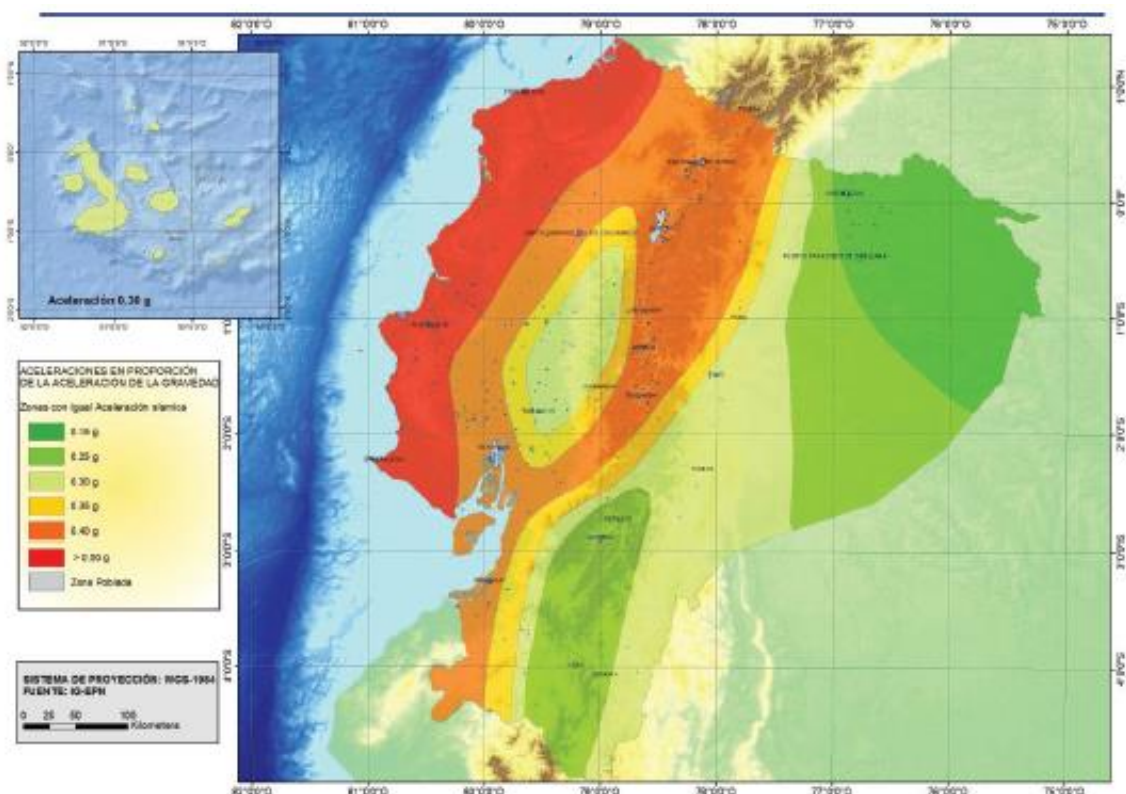


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

5.3.6. Coeficiente (η).

$\eta=1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), $\eta=2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos) y $\eta=2.6$ (Provincias del Oriente).

5.3.7. Coeficientes dinámicos de perfiles de suelo (F_a , F_d y F_s).

En la Tabla 3, 4 y 5 de la NEC se presentan los valores del coeficiente F_a , F_d y F_s que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta ya sea de aceleraciones para diseño en roca, de desplazamientos para diseño en roca.

Y la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos considerando los efectos de sitio.

Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tipo de Perfil del Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F		Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota

Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de Perfil del Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C		1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D		1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota

Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de Perfil del Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D		1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
F		Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota

5.3.8. Factor de Reducción de Resistencia Sísmica (R):

El diseñador debe seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 15, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente.

Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 15.

Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección NEC-SE-DS-9.

Tabla 15. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	8
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos..	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Para nuestro análisis el caso de Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas peraltadas adoptamos un valor de **$R = 8$** .

5.3.9. Periodo de vibración (T).

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos, el mismo que se describe a continuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

- h_n es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.90$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.75$.

En nuestro caso tenemos un $C_t = 0.055$, $\alpha = 0.9$ y $h_n = 6.00\text{m}$, y así tenemos que:

$$T = 0.055 * 6.00^{0.9}$$

$$T = 0.276$$

5.3.10. Valoración de S_a .

Con estos datos obtenemos el siguiente resumen:

Descripción	Valor Adoptado
η	2.48
Z	0.30
F_a	1.30
F_d	1.36
F_s	1.11
r	1.50
I	1.30
R	8.00

Dónde:

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.11 * \frac{1.36}{1.30} = 0.116$$

$$T_c = 0.55 * 1.11 * \frac{1.36}{1.30} = 0.639$$

Con los valores de T_o y T_c calculamos los valores de S_a

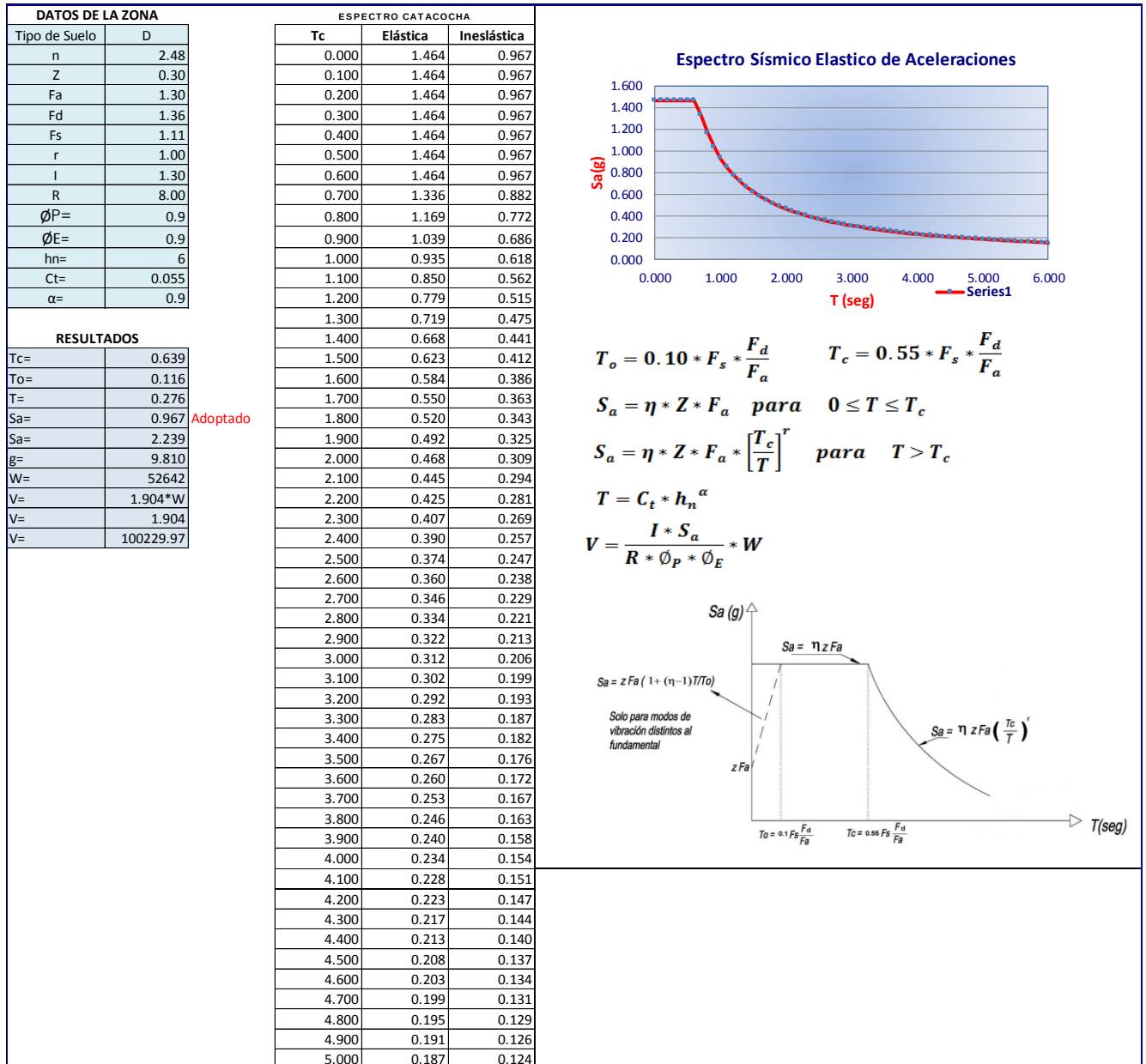
$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.30 * 1.30 = 0.967$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left[\frac{T_c}{T} \right]^r \quad \text{para} \quad T > T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.30 * 1.30 * \left[\frac{0.639}{0.116} \right]^{1.5} = 7.165$$

En base a estos datos obtenemos la curva Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones tal como se muestra en la figura adjunta:



Coefficiente de configuración estructural en planta (ϕ_P) y (ϕ_E):

El coeficiente ϕ_P se estimará con base en el análisis de las características de irregularidad de las plantas de la estructura, descritas en la Tabla 11 y 12 de NEC, se utilizará la expresión:

Cuando la estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 13, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 0.9.

Para nuestro caso de acuerdo a las características de la estructura, adoptamos $\phi_P=0.9$ para mayor información Tabla 11 y 12 de NEC.

Cuando la estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 14, en ninguno de sus pisos, ϕ_E tomará el valor de 0.9.

Para nuestro caso de acuerdo a las características de la estructura, adoptamos $\phi_E=0.9$ para mayor información ver Tabla 13 y 14 de NEC.

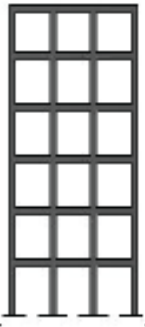
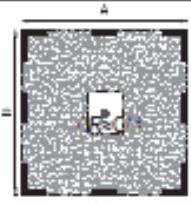
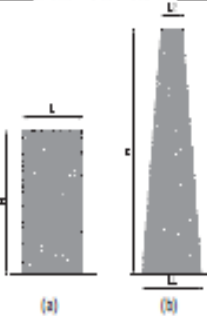
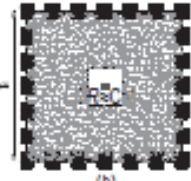
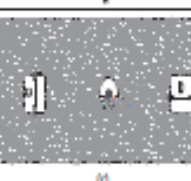
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$			 

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

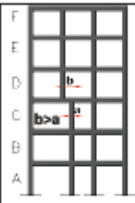
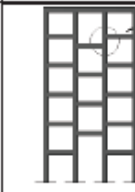
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. 	Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. 
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada). 	
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras. 	

Tabla 12 : Configuraciones estructurales no recomendadas

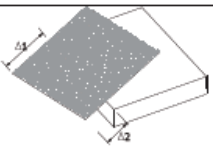
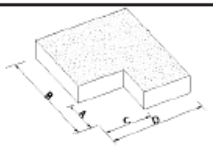
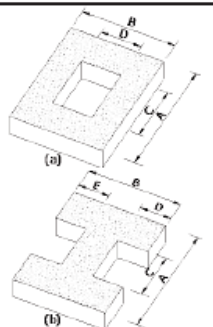
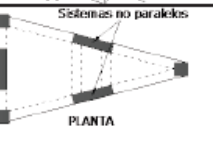
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta

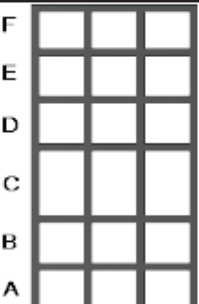
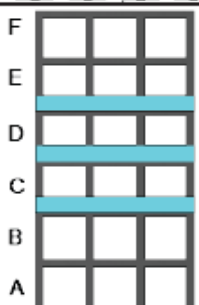
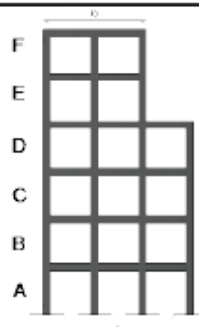
Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Tabla 14 : Coeficientes de irregularidad en elevación

5.3.11. Calculo del cortante Basal (V).

En base a los datos Obtenidos anteriormente calcularemos el cortante basal de la siguiente manera:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

$$V = \frac{1.30 * 0.967}{8 * 0.9 * 0.9} * W$$

$$V = 0.194 * W$$

6. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El análisis de la estructuras se realizó con el programa sap2000.

En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaron con elementos lineales.

Sus rigideces se determinaron considerando la fisuración, tal cual lo dispone la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2014).

No se consideró el acero de refuerzo en el cálculo de la rigidez.

7. Combinaciones de Carga

La verificación de la capacidad de los elementos de concreto armado se basó en un procedimiento de cargas factoradas, conforme a la Norma ACI 318-14 para "Concreto Armado".

Los factores de carga se indican en la tabla siguiente.

Denota cargas permanentes o muertas, peso propio, L cargas vivas, Sx y Sy efectos de sismo para análisis estático, SPEC, efecto del sismo para análisis dinámico de la estructura.

Las combinaciones que se emplearán son las dadas en la NEC-SE-CG-3.4.3.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones las mismas que son proporcionadas por la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC):

Combinación	D	L	Sx1, Sx2, SPEC	Sy1, Sy2, SPEC
1	1.40	0	0	0
2	1.20	1.60	0	0
3	1.20	1.00	± 1.00	0
4	1.20	1.00	0	± 1.00
5	1.20	1.00	± 1.00	0
6	1.20	0	0	± 1.00
7	0.90	0	± 1.00	0
8	0.90	0	0	± 1.00
9	0.90	0	± 1.00	0
SERVICIO	1.00	1.00	0	0

8. Modelo para el análisis global de la estructura

La figura siguiente muestra el modelo empleado para el análisis de la estructura, empleando el software para cálculo estructural denominado SAP2000.

También se indica el sistema de referencia el modelo ha sido preparado teniendo como principal objetivo una estimación correcta de las rigideces laterales.

Cabe anotar que el programa resuelve la aparente incompatibilidad entre distintos planos, en los que los nudos no siempre coinciden.

A CONTINUACION MOSTRAREMOS LOS CALCULOS REALIZADOS EN UNA HOJA DE EXCEL, ASI COMO TAMBIEN EL MODELADO EN EL PROGRAMA SAP 2000

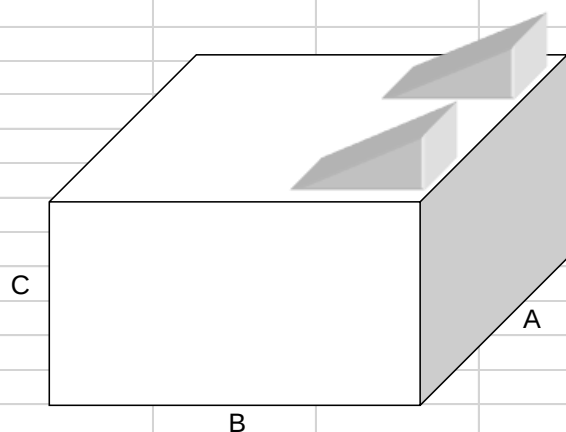
CARGAS ACTUANTES					
MOMENTO POR CARGA MUERTA					
Peso del tubo lleno	$W = h \cdot D \cdot \delta$	=	130.00	Kg/m	
Peso de largueros	$w_l = b^2 \cdot h^2 \cdot D \cdot \delta \cdot N/A$	=	4.52	Kg/m	
Peso de viguetas	$W_v = b^2 \cdot h^2 \cdot \delta \cdot l$	=	5.87	Kg/m	
Peso otros,			5.00	Kg/m	
	$W_d =$		145.39	Kg/m	
Momento por carga muerta	$M_d = W_d \cdot A^2 / 8$		7 269.50	Kg-cm	
Cortante por carga muerta	$V_d = W_d \cdot A / 2$		145.39	kg	
MOMENTOS POR S/C					
	$M_L = S_c \cdot A^2 / 8$		3 750.00	Kg-cm	
Cortante por Sobrecarga	$V_L = S_c \cdot A / 2$		75	Kg	
Esfuerzos actuantes totales a flexion $E = (M_d + M_b + M_L) / S$					
			28.18	<	150
Esfuerzos actuantes totales al corte $V = (V_d + V_b + V_L) / R$					
			2.18	<	12

DISEÑO DE PENDOLAS						
Se usaran varillas de fierro liso , que en sus extremos llevaran ojos soldados electricamente,						
$F_{adm} = 0,6 \cdot F_y$	$F_y =$	2500	Kg /cm ²	PENDOLAS		
				Diametro	As(cm ²)	peso(kg/ml)
Cortante total	$P =$	225.39	Kg	1/2"	1.27	1.02
$A_{pendola} = P / (0,6 \cdot F_y)$	$A_{pend} =$	0.15	cm ²	5/8"	1.98	1.58
				3/4"	2.85	5
Se usaran pendolas de diametro=						
		1/2"				

DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES							
DATOS:							
Longitud de torre a torre	L=	140	m				
Ingreso flecha del cable	f=	5.5	m				
Contraflecha	f''=	0	mts				
Longitud horiz. fiador izquierdo	LH1=	25	mts				
Longitud horiz. fiador derecho	LH2=	25	mts				
Altura péndola mas pequeña	p=	0.5	mts				
Profundidad anclaje izquierdo	k1=	2	mts				
Profundidad anclaje derecho	k2=	2	mts				
Altura del fiador izquierdo	Y1 =	5.50	m				
Altura del fiador derecho	Y2 =	5.50	m				
Calculo del peso distribuido del puente por metro lineal:							
Peso de tubo lleno		145.39	kg/m				
Peso de barandas		10.00	kg/m				
Peso de cables(6,2Kg/ml), 4 cables		25.08	kg/m				
Peso de pendolas		14.22	kg/m				
Total peso muerto		194.69	kg/m				
Sobrecarga		60.00	kg/m				
TOTAL CARGAS	P=	127.35	kg/m				
FACTOR SEGURIDAD		2					
	N= f/L =	0.04					
TENSION HORIZONTAL	$H = \frac{PL^2}{8f} =$	56 726.41	kg				
TENSION EN ELCABLE	$T = \frac{PL^2}{8f} \sqrt{1+N^2} =$	57 422.54	kg				
TENSION	Tu=FS*T	114.85	Tn				
Ingrese el numero del cable a usar		9					
Se usaran	0.93 cables						
USAR	1 CABLES	por Banda					
Indicar el número de cables a usar por banda:							
USAR CABLES DE 1 3/4"							
Area	=	15.9 cm2	por banda				

CABLE PRINCIPAL			
Ø	No	Area (cm2)	R,E,R (TN)
1/2"	0	1.33	19.8
3/4"	1	2.84	23.75
7/8"	2	3.80	32.13
1"	3	5.31	41.71
1 1/8"	4	6.61	52.49
1 1/4"	5	8.04	64.47
1 3/8"	6	9.62	77.54
1 1/2"	7	11.34	91.8
1 5/8"	8	13.85	105.77
1 3/4"	9	15.90	123.74

DISEÑO DE CAMARA DE ANCLAJES



Para nuestro caso utilizaremos una cámara de concreto ciclopeo sólida y utilizaremos una sola cámara para los dos grupos de cables

DATOS :

Ancho camara anclaje	A=	5.50 mts
Largo camara anclaje	B=	4.00 mts
Profundidad camara anclaje	C=	3.00 mts
Peso especifico del concreto	γ =	2.30 Tn/m ³
Capacidad admisible del suelo en zona de anclaje σ =		1.25 kg/cm ²

ANGULOS FORMADOS EN EL PUENTE

		RADIANES	GRADOS
Angulo con el cable principal	$\alpha = \text{Arc Tang } (4f/L) =$	0.16	8.93
Angulo del fiador izquierdo	$\alpha_1 = \text{Arc Tang } (Y_1/LH_1) =$	0.22	12.41
Angulo del fiador derecho	$\alpha_2 = \text{Arc Tang } (Y_2/LH_2) =$	0.22	12.41
Longitud del fiador izquierdo (L1)	25.60 m		
Longitud del fiador derecho (L2)	25.60 m		

PRESIONES SOBRE EL TERRENO

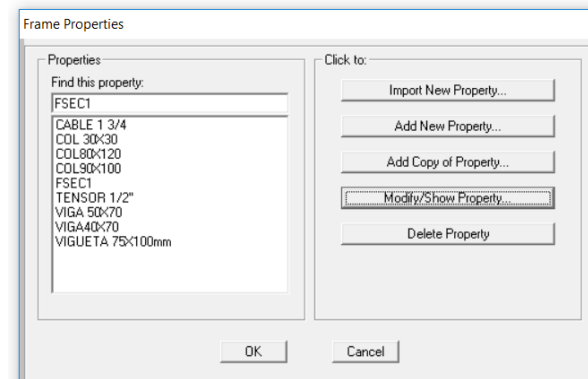
Peso de la cámara de anclaje	$W = A \cdot B \cdot C \cdot \gamma =$	151.80 Tn
Tension Horizontal	H =	56.73 Tn (para todo el puente)
Tension en el fiador	$T_1 = H / \cos \alpha_1 =$	58.08 Tn
Tension Vertical en el fiador	$T_{v1} = T_1 \cdot \sin \alpha_1 =$	12.48 Tn
Componente Vertical de la reaccion	$R_v = W - T_{v1} =$	139.32 Tn

MODELADO EN PROGRAMA SAP 2000

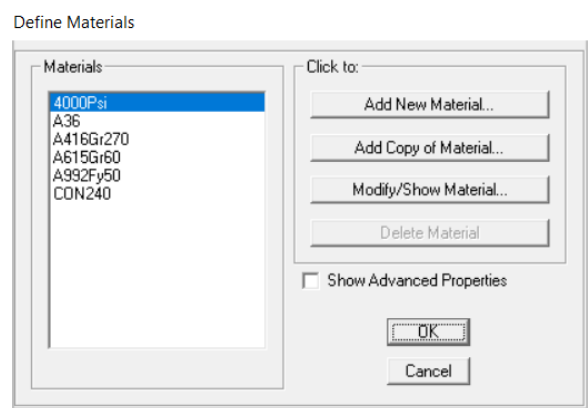
COORDENADAS UTILIZADAS

TABLE: Joint Coordinates										
Joint	CoordSys	CoordType	XorR	Y	Z	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	GUID
Text	Text	Text	m	m	m	Yes/No	m	m	m	Text
1	GLOBAL	Cartesian	0	0	0	Yes	0	0	0	
2	GLOBAL	Cartesian	2	0	0.00449	Yes	2	0	0.00449	
3	GLOBAL	Cartesian	4	0	0.017959	Yes	4	0	0.017959	
4	GLOBAL	Cartesian	6	0	0.040408	Yes	6	0	0.040408	
5	GLOBAL	Cartesian	8	0	0.071837	Yes	8	0	0.071837	
6	GLOBAL	Cartesian	10	0	0.112245	Yes	10	0	0.112245	
7	GLOBAL	Cartesian	12	0	0.161633	Yes	12	0	0.161633	
8	GLOBAL	Cartesian	14	0	0.22	Yes	14	0	0.22	
9	GLOBAL	Cartesian	16	0	0.287347	Yes	16	0	0.287347	
10	GLOBAL	Cartesian	18	0	0.363673	Yes	18	0	0.363673	
11	GLOBAL	Cartesian	20	0	0.44898	Yes	20	0	0.44898	
12	GLOBAL	Cartesian	22	0	0.543265	Yes	22	0	0.543265	
13	GLOBAL	Cartesian	24	0	0.646531	Yes	24	0	0.646531	
14	GLOBAL	Cartesian	26	0	0.758776	Yes	26	0	0.758776	
15	GLOBAL	Cartesian	28	0	0.88	Yes	28	0	0.88	
16	GLOBAL	Cartesian	30	0	1.010204	Yes	30	0	1.010204	
17	GLOBAL	Cartesian	32	0	1.149388	Yes	32	0	1.149388	
18	GLOBAL	Cartesian	34	0	1.297551	Yes	34	0	1.297551	
19	GLOBAL	Cartesian	36	0	1.454694	Yes	36	0	1.454694	
20	GLOBAL	Cartesian	38	0	1.620816	Yes	38	0	1.620816	
21	GLOBAL	Cartesian	40	0	1.795918	Yes	40	0	1.795918	
22	GLOBAL	Cartesian	42	0	1.98	Yes	42	0	1.98	
23	GLOBAL	Cartesian	44	0	2.173061	Yes	44	0	2.173061	
24	GLOBAL	Cartesian	46	0	2.375102	Yes	46	0	2.375102	
25	GLOBAL	Cartesian	48	0	2.586122	Yes	48	0	2.586122	
26	GLOBAL	Cartesian	50	0	2.806122	Yes	50	0	2.806122	
27	GLOBAL	Cartesian	52	0	3.035102	Yes	52	0	3.035102	
28	GLOBAL	Cartesian	54	0	3.273061	Yes	54	0	3.273061	
29	GLOBAL	Cartesian	56	0	3.52	Yes	56	0	3.52	
30	GLOBAL	Cartesian	58	0	3.775918	Yes	58	0	3.775918	
31	GLOBAL	Cartesian	60	0	4.040816	Yes	60	0	4.040816	
32	GLOBAL	Cartesian	62	0	4.314694	Yes	62	0	4.314694	
33	GLOBAL	Cartesian	64	0	4.597551	Yes	64	0	4.597551	
34	GLOBAL	Cartesian	66	0	4.889388	Yes	66	0	4.889388	
35	GLOBAL	Cartesian	68	0	5.190204	Yes	68	0	5.190204	
36	GLOBAL	Cartesian	70	0	5.5	Yes	70	0	5.5	

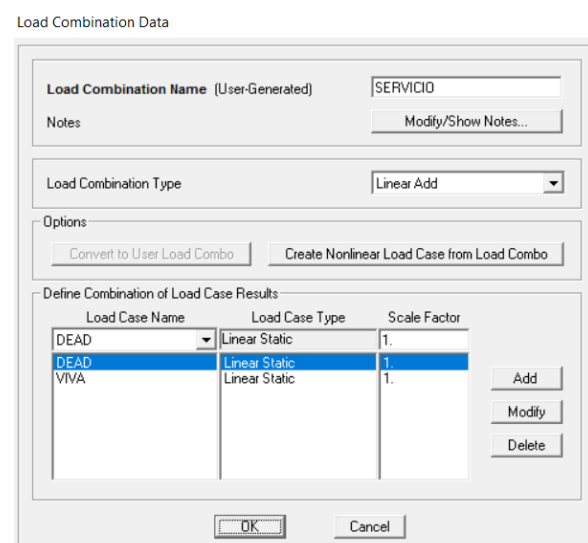
SECCIONES UTILIZADAS



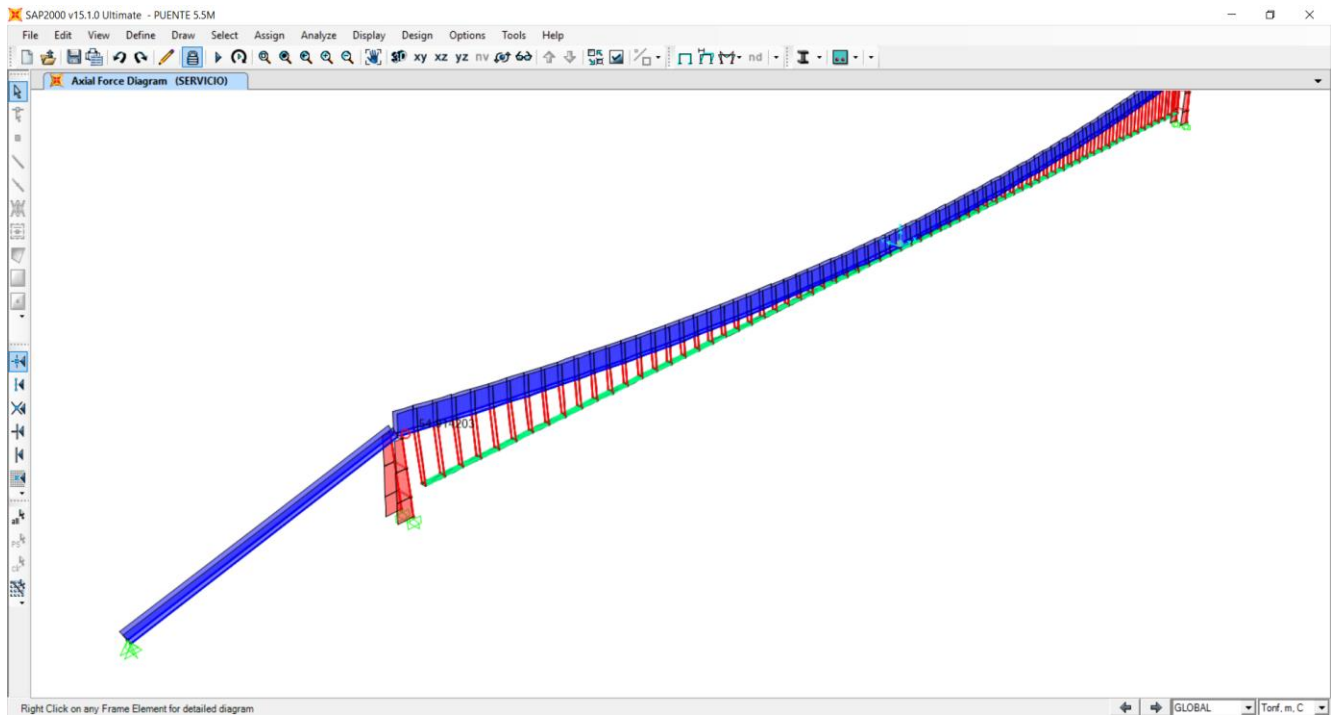
MATERIALES UTILIZADOS



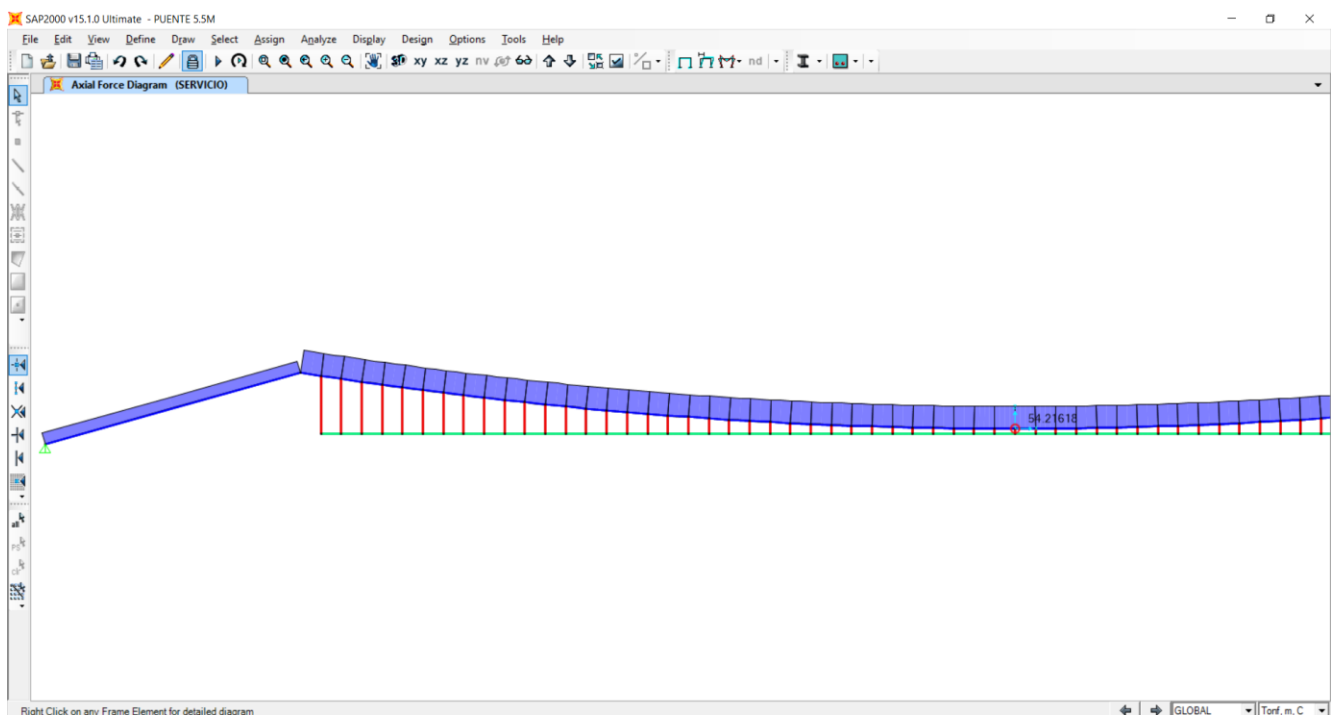
COMBINACIONES UTILIZADAS



TENSION MAXIMA



TENSION MINIMA



LOS RESULTADOS FINALES SE ENCONTRARAN EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES