



BERNARDO BUSTAMANTE
arquitectura + construcción

“ESTUDIO DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS DEL INMUEBLE DENOMINADO CASA GARCIA MORENO –IMP”

MEMORIA TÉCNICA ESTRUCTURAL MURO ANCLADO

Código Proceso No.: CD-MDMQ-IMP-16-2022

**Objeto del proceso: “ESTUDIO DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS DEL
INMUEBLE DENOMINADO CASA GARCIA MORENO –IMP”**

Contratista: Bernardo Roberto Bustamante Patiño
Ingeniero Encargado: Galo Fernando Serrano Chica
Administrador: Arq. Ana Lucía Andino

OCTUBRE, 2022



DISEÑO ESTRUCTURAL
“CASA GARCÍA MORENO-REFORZAMIENTO”

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.....	4
3. ANALISIS DE ALTERNATIVAS.....	6
4. CARGAS	7
Carga Muerta (D).....	7
Sobrecarga viva (L)	7
Carga debida a la presión lateral de suelo (H)	8
5. CARGA SISMICA	9
4.1. NEC_SE	9
4.2. CATEGORIA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.	11
Empuje Sísmico del Suelo	12
6. CONDICIONES DE CARGA	12
a) Condiciones usuales:	12
b) Condiciones inusuales:	13
c) Condiciones extremas:.....	13
7. ESQUEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS	13
8. COMBINACIONES DE CARGA MAYORADAS	13
9. CONDICIONES DE APOYO	14
1. MATERIALES	14
d) Hormigón estructural.....	14
e) Acero de refuerzo en varilla corrugadas.....	14
f) Tendones para anclaje	14
g) Material de relleno compactado	15
7.0. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS.....	15
h) ESPECIFICACIONES GENERALES.....	15
i) DISEÑO A CORTE	15
j) DISEÑO A FLEXIÓN	16
8.0. DISEÑO DE ANCLAJES.....	19
a) Tendones de anclaje	19
b) Placa de apoyo.....	19
9.0. ESPECIFICACIONES TECNICAS	20



6. REFERENCIAS.....	21
----------------------------	-----------

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1. Cortes de la estructura en estudio.....	5
Figura 2. Ubicación de muro anclado en zona de implantación.....	6
Figura 3. Variación de cortantes de acuerdo a posición del anclaje.....	7
Figura 3. Esquema de aplicación de carga debido a presión lateral del suelo.....	8
Figura 3. Esquema de aplicación de cargas a muro.....	13



DISEÑO ESTRUCTURAL MURO ANCLADO “CASA GARCÍA MORENO-REFORZAMIENTO”

1. INTRODUCCIÓN.

Se requiere el estudio estructural del proyecto “CASA GARCÍA MORENO-REFORZAMIENTO”, el mismo que se lo realiza con el fin de garantizar la serviciabilidad y funcionalidad de la estructura ante las solicitaciones que le competen.

La casa García Moreno es un inmueble patrimonial, para lo cual se seguirán los estándares propuestos en la NEC-SE-RE y la normativa internacional NCh 3352:2013 en lo que sea aplicable a nuestro país, el diseño según la normativa será un realizado por esfuerzos admisibles; para este proyecto se tomará una capacidad portante del suelo de $q_{adm} = 16.41 \text{ T/m}^2$ y un coeficiente de Balasto 1.97 kg/cm^3 de acuerdo con el estudio de suelos realizado.

Para la realización del análisis y evaluación estructural, los cálculos realizados son aplicables a elementos horizontales, verticales e inclinados. Los efectos que las cargas verticales y laterales que generan en estos elementos estructurales son principalmente de compresión, tracción, corte y flexión, según la ubicación de los elementos que se consideran en el sistema de protección sísmico y la configuración estructural del inmueble.

En base a lo anteriormente expuesto es necesario considerar la estabilidad de los suelos de cimentación, en este punto se vuelve necesaria la ejecución de obras de contención en la parte posterior de la casa, considerando la interacción entre la estructura existente, estructura nueva propuesta y las cargas a ser generadas durante la futura utilización.

2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.

El proyecto “CASA GARCÍA MORENO-REFORZAMIENTO” consta de una casa de 2 niveles en la parte frontal y 3 en la parte posterior, con cubiertas de diferentes pendientes y un sistema de muros portantes como se muestra en las siguientes figuras, adicional se anexa un estudio de las diferentes patologías encontradas en el lugar de estudio y el diagnóstico actual de la edificación.

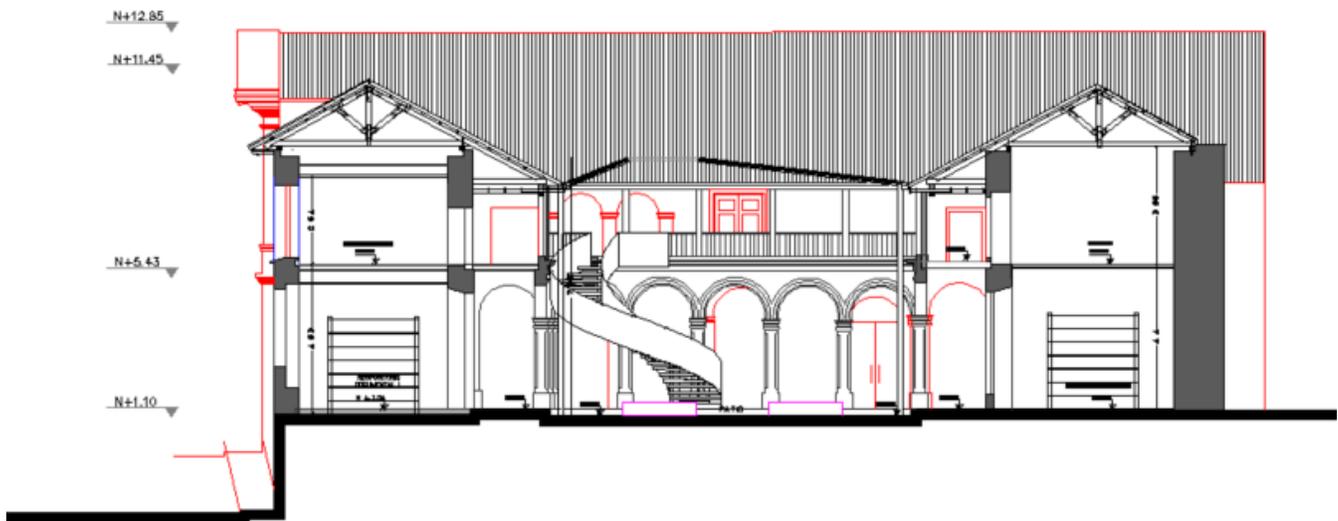
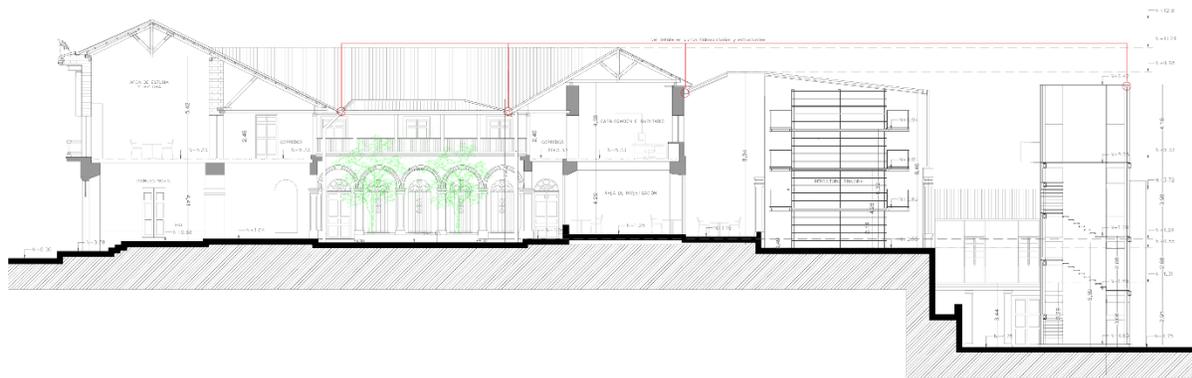


Figura 1. Cortes de la estructura en estudio



Figura 2. Ubicación de muro anclado en zona de implantación

3. ANALISIS DE ALTERNATIVAS

Dentro de este proyecto se han diseñado muros de hormigón en voladizo para diferentes rangos de alturas, por lo tanto, la primera fase del análisis de alternativas consistió en determinar si los muros anclados presentan ventajas con respecto a los muros convencionales de hormigón armado en voladizo. Luego de este análisis se verificó que si bien los muros anclados tienen un paso o proceso adicional durante la construcción (colocación y tensado de los anclajes) estos muros presentan una significativa disminución en las cantidades de materiales con respecto a los muros en voladizo.

La siguiente fase en el análisis de alternativas consistió en evaluar el número y ubicación de los anclajes. Para este fin se realizaron análisis paramétricos utilizando modelos bidimensionales con elementos finitos. La posición seleccionada de los anclajes fue aquella en la cual los esfuerzos y en especial los cortantes son balanceados en los diferentes tramos del muro, lo cual permite utilizar de forma eficiente un peralte uniforme.

A continuación, se muestra esquemáticamente la variación de los cortantes de acuerdo a la posición del anclaje para uno de los muros:

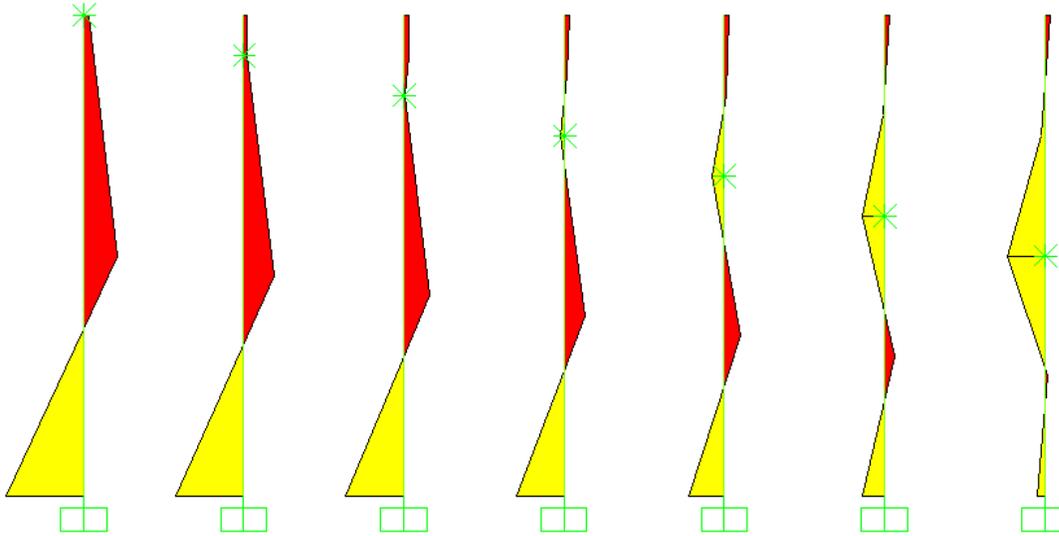


Figura 3. Variación de cortantes de acuerdo a posición del anclaje

4. CARGAS

Las cargas consideradas para el cálculo y diseño de los muros de contención son las siguientes:

Carga Muerta (D)

Corresponde al peso propio de la estructura y rellenos compactados, y es obtenido mediante los volúmenes de los diferentes elementos de la estructura multiplicados por los correspondientes pesos específicos de los materiales.

Material	Peso Unitario ka/m^3	Peso Unitario KN/ m^3
Acero	7 850	(78)
Concreto simple	2 200	(22)
Concreto reforzado	2 400	(24)
Relleno compactado	2 000	(20)
Relleno compactado saturado	2 200	(22)
Roca	2 400	(24)

Sobrecarga viva (L)

Se considera una sobrecarga en la parte superior del muro correspondiente a los efectos generados por la presencia del tráfico. Esta sobrecarga es el equivalente a colocar 0.60m de relleno adicional sobre la corona del muro, según lo especificado en la AASHTO. Según esto, se tiene una sobrecarga de 1200 kg/m^2 para condiciones de suelo no saturado y 1320 kg/m^2 para condiciones saturadas.



Carga debida a la presión lateral de suelo (H)

La presión debida al suelo se ha calculado utilizando la teoría de Rankine, considerando el empuje de tipo *activo* y *pasivo* dependiendo el caso de carga, soporte y posibilidad de deformación de los elementos de la estructura.

Empuje activo: Se ha usado empuje activo para el empuje en la parte posterior de los muros, ya que pueden desplazarse de forma lateral. La presión corresponde a una carga aplicada en la parte posterior de la pantalla, cuyo valor varía desde cero en la parte superior hasta un valor de $P = K_a \gamma H$ en la base. De acuerdo a la teoría de Rankine el coeficiente de empuje activo K_a se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Esta ecuación considera que el relleno tiene una pendiente que forma un ángulo β con la horizontal el cual se extiende infinitamente atrás del muro. Para los casos en los cuales el relleno se extiende con pendiente hasta una distancia mayor a $2H$, se usa directamente la ecuación dada, sin embargo cuando el relleno se extiende con pendiente hasta una distancia menor a $2H$ (es decir la parte plana del relleno está dentro de la distancia $2H$), el ángulo β se calcula como el ángulo que forma la recta desde la corona del muro hasta el punto en el terraplén a una distancia horizontal $2H$ desde el muro (como se ilustra en la figura) de acuerdo al método dado por AASHTO, GEOGUIDE 1, y otros.

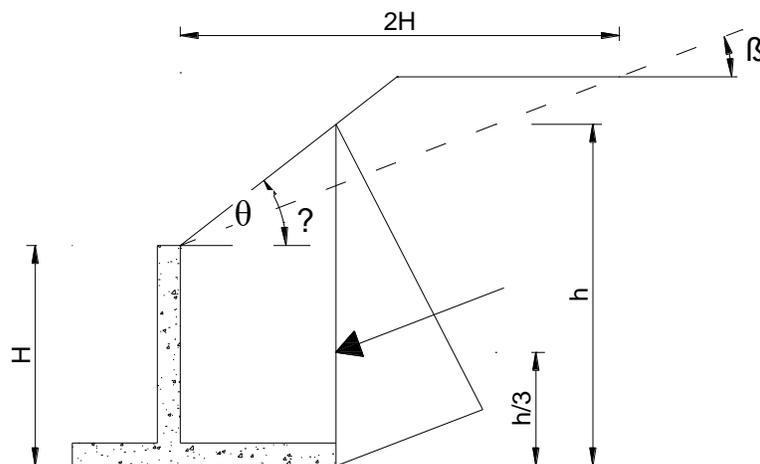


Figura 4. Esquema de aplicación de carga debido a presión lateral del suelo

Empuje pasivo: se ha utilizado para el empuje generado en la parte frontal del muro por el suelo existente en esta parte del muro, se considera empuje pasivo, ya que el muro tiende a moverse en dirección contraria a esta fuerza. Este empuje tiene un valor de cero en la parte



superior del suelo y un valor de $P = K_p \gamma H$, siendo γ el peso específico del suelo y $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$.

Para el análisis del muro se ha despreciado, de forma conservativa, el empuje pasivo proporcionado por el suelo en el pie del muro (debido a que es difícil garantizar la presencia de dicho empuje), por lo tanto en los cálculos se usa una altura para empuje pasivo $h_{ep} = 0$ m para el cálculo del empuje.

5. CARGA SISMICA

En este procedimiento se ha considerado las especificaciones descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE.

4.1. NEC_SE

En el cálculo de la fuerza total sísmica en la base la estructura V , a nivel de **cargas últimas**, se ha tomado en consideración las siguientes expresiones dadas por el Norma Ecuatoriana de la Construcción:

Donde:

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

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; T_l = 2.4 F_d$$

$$S_a = n Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

I = Factor de Importancia.

S_a = Aceleración Espectral.

R = Factor de reducción de resistencia estructural.

ϕ_P = Coeficiente de configuración estructural en planta.

ϕ_E = Coeficiente de configuración estructural en Elevación.

T_1 = Período de vibración, método 1.

Z = Factor de Zona.

C_t y α = Factores según el tipo de edificación.

h_n = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

F_a , F_d y F_s = Coeficientes de Amplificación o de Amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo.

r = Factor de Tipo de Suelo

η = Factor de Región

W = (Carga Muerta Total de la estructura más 25% de la carga viva de piso).

h_n = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada:



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

Clasificación de los perfiles de suelo:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa} (= 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (= 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (= 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
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	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (= 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.3). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>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.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)</p> <p>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.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

COEFICIENTES DE APLICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd y Fs

Tipo de suelo y Factores de sitio Fa:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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	1	1	1	1	1
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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota					

Tipo de suelo y Factores de sitio Fd:



Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

Tipo de suelo y Factores de sitio Fs:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

4.2. CATEGORIA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.

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



Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
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

Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Empuje Sísmico del Suelo

El incremento en el empuje del suelo debido al sismo es determinado de acuerdo a FEMA 356, en donde se especifica la ecuación $\Delta p = 0.4 K_h \gamma_t H_{rw}$, que es una simplificación de la ecuación formulada por Mononobe-Okabe.

Donde:

Δp : Presión adicional debida al movimiento sísmico, asumida como una presión uniforme.

K_h : Coeficiente horizontal de sismo, $K_h = \frac{S_{xs}}{2.5}$

γ_t : Peso específico del suelo.

H_{rw} : Altura del muro de contención

S_{xs} : Factor de aceleración del espectro de respuesta sísmica. Este factor se define como $S_{xs} = C_m Z = 0.75$ donde los factores C_m y Z se determinan de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción.

6. CONDICIONES DE CARGA

Para el análisis y diseño de los muros de contención, se han considerado las siguientes condiciones de carga:

a) Condiciones usuales:

Consiste en las cargas que soportará el muro en su funcionamiento normal, es decir cuando actúan los empujes del suelo, la sobrecarga viva y las cargas muertas.



b) Condiciones inusuales:

Se da cuando además de las cargas especificadas para las condiciones normales, actúan las fuerzas generadas por la presencia del agua, se considera esta condición inusual, ya que, como ya se dijo anteriormente, el muro estará provisto de un adecuado sistema de drenaje, por lo que sería poco probable que exista la presión del agua.

c) Condiciones extremas:

Se da cuando además de todas las cargas especificadas en las condiciones anteriores, se presenta la carga sísmica.

7. ESQUEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS

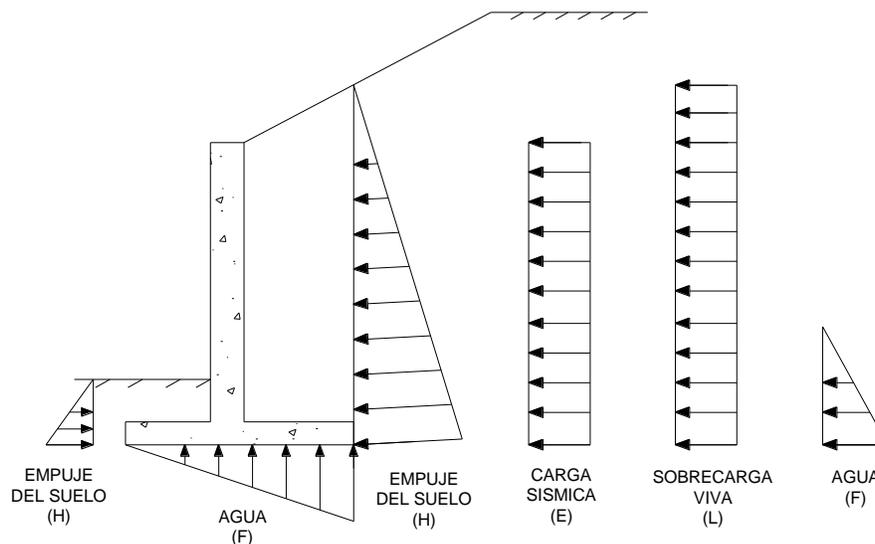


Figura 5. Esquema de aplicación de cargas a muro

Nota: Como se indicó anteriormente, para el análisis del muro no se consideró el empuje (pasivo) del suelo en el pie del muro (de forma conservativa).

8. COMBINACIONES DE CARGA MAYORADAS

Para el diseño estructural de los elementos de los muros se han aplicado las combinaciones de carga para el método LRFD o método de resistencia y cargas últimas basadas en los reglamentos ACI 318-08 y ASCE 7-10. Las combinaciones están dadas de la siguiente manera:

- $1.4D + 1.6F + 1.6H$
- $1.2D + 1.6L + 1.6H + 1.6F$
- $1.2D + 1.4E + 1.0L + 1.6H + 1.6F$
- $0.9D + 1.4E + 1.6H + 1.6F$



Donde,

- D = carga muerta
- L = sobrecarga viva
- H = carga debido a la presión lateral del suelo
- E = carga sísmica
- F = carga debido a la presión del agua

9. CONDICIONES DE APOYO

Los apoyos de los muros se modelaron mediante el siguiente proceso:

- Los elementos de la estructura que se apoyan sobre el suelo fueron modelados apoyados sobre resortes a compresión, los mismos que simulan el apoyo del suelo.
- Para estos resortes se asignó una rigidez correspondiente al módulo de reacción de la subrasante (Modulus of Subgrade Reaction) determinado utilizando la siguiente aproximación (Bowles 1982):

$$K_s = 120 q_{adm}$$

donde,

K_s = módulo de reacción de la subrasante (Ton/m³)

q_{adm} = capacidad admisible del suelo requerida (Ton/m²)

Se verificó durante el análisis que los resortes trabajen únicamente a compresión, ya que el suelo no puede tomar cargas de tracción.

1. MATERIALES

Los materiales utilizados en el diseño del muro tienen las siguientes especificaciones:

d) Hormigón estructural

- Resistencia mínima a la compresión simple a los 28 días:
Hormigón Estructural: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
Replanteo: $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico = 2400 kg/m^3 .

e) Acero de refuerzo en varilla corrugadas

- Límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico = 7850 kg/m^3 .

f) Tendones para anclaje

- Torones de siete alambres de baja relajación ASTM A416 Grado 270 ksi
- Esfuerzo último: $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$ (270 ksi)



- Esfuerzo de trabajo: $f_{se} = 0.60f_{pu} = 11400 \text{ kg/cm}^2$ (162 ksi)

g) Material de relleno compactado

- Peso específico = 2000 kg/m^3
- Peso específico suelo saturado = 2200 kg/m^3
- Ángulo de fricción interna = 28°
- Cohesión = 0 Kg/cm^2

7.0. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS.

El diseño de los elementos estructurales se los realizó según las especificaciones del ACI 318-08 (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural) y ANSI/AISC 360-10 (Specification for Structural Steel Buildings) para la placa de acero de anclaje.

Los elementos estructurales que deben diseñarse por separado son: la pantalla y el talón. Cada uno de ellos estará sometido a un esfuerzo de corte y flexión, determinados según lo expuesto en la sección correspondiente del informe.

Adicionalmente para el muro con anclajes se deberán diseñar los cables, y la placa de anclaje que se expone en la sección correspondiente del informe.

A continuación, se detalla el proceso de diseño para los esfuerzos antes mencionados:

h) ESPECIFICACIONES GENERALES

- Resistencia mínima a compresión del concreto = 280 kg/cm^2
- Límite de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia del acero estructural A36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de los cables para postensado $f_{pu}=270 \text{ ksi} = 18900 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento del acero de refuerzo (ACI 318, Sección 7.7.1) = 5 cm para hormigón expuesto a suelo o a la intemperie.
- Coeficientes de reducción de resistencia (ACI 318, Sección 9.3.2):
Flexión $\phi=0.90$
Corte $\phi=0.75$

i) DISEÑO A CORTE

El elemento estructural deberá tener un espesor tal que la sección de hormigón sea capaz de resistir por si sola la fuerza cortante V_u actuante sobre él, la capacidad a corte de la sección de hormigón ϕV_c , será:

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Donde:

ϕ : Coeficiente de reducción de capacidad = 0.75 según lo especificado en el reglamento ACI 318-08.



$f'c$: resistencia a la compresión simple del hormigón.

b: Ancho de la sección, para el cálculo considerado como 1 metro.

d: peralte efectivo de la sección de hormigón, igual a la distancia entre la fibra más alejada a compresión y el centro del acero de refuerzo principal.

Debido a que el esfuerzo de corte varía a lo largo de cada elemento, se podrán diseñar las secciones de manera que estas tengan mayores dimensiones en zonas donde el esfuerzo de corte es elevado y menores dimensiones donde el esfuerzo de corte sea bajo.

j) DISEÑO A FLEXIÓN

El diseño a flexión deberá garantizar que el momento nominal resistido por la sección de hormigón y su refuerzo de acero, sea mayor que el momento actuante M_u .

Contando con las dimensiones de las secciones de hormigón, se debe proceder al cálculo del refuerzo de acero a ser colocado, para esto se utiliza la siguiente formulación:

$$Ru = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$
$$\rho = 0.85 \frac{f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2.36 Ru}{f'c} \right)} \right)$$

Siendo:

M_u : Momento ultimo calculado según lo especificado en la sección correspondiente del presente informe.

ϕ : Coeficiente de reducción de capacidad = 0.90 según lo especificado en el reglamento ACI 318-08.

$f'c$: resistencia a la compresión simple del hormigón.

b: Ancho de la sección, para el cálculo considerado como 1 metro.

d: peralte efectivo de la sección de hormigón, igual a la distancia entre la fibra más alejada a compresión y el centro del acero de refuerzo principal.

f_y : limite de fluencia del acero de refuerzo.

ρ : Cuantía de acero que se debe colocar.

La cuantía de acero de refuerzo, ρ , deberá estar dentro de los límites establecidos por el reglamento, los mismos que son:

- Cuantía mínima = $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$ (vigas)
- Cuantía mínima = $\rho_{min} = 0.0018$ (losas en una o dos direcciones)
- Cuantía máxima = $\rho_{max} = 0.025$

De manera semejante al diseño a corte, se podrá considerar una sección con mayores dimensiones en zonas donde el esfuerzo de flexión es elevado y secciones más pequeñas donde dicho esfuerzo es más bajo. También se puede reducir la cuantía de acero de refuerzo en las secciones donde el esfuerzo de flexión es bajo.

Acero de refuerzo mínimo donde el cálculo no lo requiera



Además del acero de refuerzo calculado para flexión, se deberá colocar una cuantía mínima de acero en sentido transversal del muro así como en las zonas donde no se lo requiere según el cálculo, con el fin de evitar efectos de contracción y temperatura, estas cuantías de acero se encuentran especificadas en el ACI 318-08 y son:

- Cuantía mínima de acero de refuerzo horizontal en la pantalla = 0.002, el mismo que se distribuirá en las dos caras de la pantalla del muro.
- Cuantía mínima de acero horizontal en la base del muro = 0.0018 colocada en dos capas.
- Cuantía mínima de acero vertical en la pantalla del muro = 0.0015, distribuida en ambas caras.

Las dimensiones de las secciones, así como el detalle del refuerzo de acero se muestran en los planos estructurales.



DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES MURO H1-ES		
ETAPA 2		
REFUERZO FRANJA HORIZONTAL PANTALLA		
DIMENSIONES		
Espesor de Pantalla:		0.4 m
ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES		
Limite de fluencia del acero	f_y	4200 kg/cm ²
Resistencia a compresion del hormigon	f'_c	280 kg/cm ²
DISEÑO A CORTE		
Fuerza cortante requerida	V_u	19135 kg
Resistencia de la seccion a corte	ΦV_c	23014 kg
DISEÑO A FLEXIÓN		
Momento ultimo	M	12702.0 kg.m
Capacidad a momento	ΦM_n	31122 kg.m
	R_u	11.20
Cuantía de acero requerida	p_{req}	0.0027
Acero requerido	A_s_{req}	9.48 cm ²
Cuantía de acero mínima	p_{min}	0.0018
Acero minimo	A_s_{min}	7.20 cm ²
Acero a colocar	A_s	9.48
Recubrimiento	r	5 cm
Diámetro de la varilla	Φ	18 mm
Diámetro de la varilla 2	Φ	18 mm
Número de varillas requerido	#	1.9
Separación requerida	s req	53.7 cm
Separación adoptada	s	20.0 cm
Acero colocado=	$A_s_{col.}$	25.45 cm ²
Refuerzo a colocar		1 Φ 18@20cm+1 Φ 18@20cm
Carga puntual	$F_{pu} =$	101606 kg
Ancho de Franja	A=	1 m
Separacion entre anclajes	$S_a =$	2 m
Carga distribuida:	$Q_d =$	50803.0 kg/m
Momento en el extremo:	$M_c =$	25401.5 kg-m
Cortante	$V_u =$	19135 kg
<p style="text-align: center;">DIAGRAMA DE CORTANTES</p>		
<p style="text-align: center;">DIAGRAMA DE MOMENTOS</p>		



8.0. DISEÑO DE ANCLAJES

a) Tendones de anclaje

Para el diseño de los tendones de anclaje se usó la reacción horizontal obtenida en el modelo bidimensional. Ya que el cable se encuentra inclinado con una relación H:V de 5:1 fue necesario proyectar la reacción obtenida para obtener la fuerza actuante en el grupo de cables inclinados.

Para el diseño se considera que los cables tienen un diámetro de 0.6 pulgadas y están actuando a un esfuerzo de 0.6 fpu; la separación entre anclajes es de 2.00m.

b) Placa de apoyo

El diseño de la placa de apoyo se realizó en base a la capacidad de los cables de postensado) es decir considerando el número de cables a ser utilizados en cada muro y su capacidad máxima.

El área de la placa se determinó en base a los siguientes requerimientos:

- a) Resistencia al punzonamiento en la pantalla del muro (ACI 318-08)
- b) Resistencia al aplastamiento del hormigón del muro (ACI 318-08)

Para el calculo del espesor de la placa, se consideró la flexión que es producida por la reacción en el hormigón al aplicarse como carga la capacidad de los cables. El diseño se realizó de acuerdo a AISC 360.



CALCULO CABLES PARA ANCLAJE			
Esfuerzo requerido en muro:	Rr=	29000	kg/m
Espaciamiento tendones:	E=	2	m
Esfuerzo requerido en tendones:	Rtr=	58000	kg
Numero de Cables	# Cables:	4	
Area de cada cable	Ac=	1.4	cm ²
Esfuerzo maximo de tendon	Fpu=	18900	kg/cm ²
Esfuerzo de Trabajo	% Fpu=	0.6	
Resistencia de trabajo Tendones	Rt=	63504	kg
DIMENSIONAMIENTO PLACA DE APÓYO			
Dimensiones placa			
Ancho de placa	B=	30	cm
Largo de placa	L=	30	cm
Espesor de la placa	tp=	3.5	cm
Agujero para anclaje			
Diametro de Agujero	Φ=	14	cm
Datos materiales			
Resistencia del hormigon	f'c=	280	kg/cm ²
Limite de fluencia Acero Estructural	Fy=	2530	kg/cm ²
CALCULO APLASTAMIENTO PLACA			
Capacidad a aplastamiento	ΦRn=	230832	kg
Esfuerzo maximo tendones	Ru=	105840	kg
CALCULO PUNZONAMIENTO PLACA			
	d=	33.85	cm
Perimetro efectivo	bo=	255.4	cm
Capacidad a cortante	ΦVn=	108498	kg
Esfuerzo maximo tendones	Vu=	105840	kg
CALCULO ESPESOR PLACA			
Esfuerzo maximo tendones	Pu=	105840	kg
Esfuerzo debajo de placa	Q=	142	kg/cm ²
Larga distribuida	Ql=	4256	kg/cm
Luz de placa	L=	8	cm
Momento ultimo en placa	Mu=	136190	kg-cm
Capacidad a momento placa	ΦMn=	139466	kg-cm

9.0. ESPECIFICACIONES TECNICAS

La protección para la corrosión dado que se trata de una aplicación permanente, de importancia, y con condiciones probablemente agresivas del medio ambiente, se ha seleccionado una protección a la corrosión Clase I (PTI-Class I), lo cual incluye un ducto de plástico resistente a la corrosión y el posterior relleno de grout a lo largo de toda la longitud del ducto (Grout Filled Corrugated Sheath Full Length).



A continuación, se detallan los requerimientos técnicos a ser cumplidos en las obras detalladas en el presente informe:

1. Norma de diseño: ACI 318-19 y AISC 360
2. Resistencia del Hormigón para Replanteo: $f'c=180\text{kg/cm}^2$.
3. Resistencia del Hormigón para Estructuras: $f'c=280\text{kg/cm}^2$. (clase B).
4. Acero de refuerzo estructural $f_y=4\ 200\ \text{kg/cm}^2$.
5. Recubrimiento de estructuras en contacto con el suelo 7.5 cm.
6. Recubrimiento de estructuras expuestas a la acción del suelo o la intemperie 7.5 cm.
7. Acero estructural ASTM A36, límite de fluencia $F_y=2\ 520\text{kg/cm}^2$, para placas de anclaje
8. Especificaciones para torones:
 - a. Torones de siete alambres de baja relajación ASTM A416 GRADO 270ksi
 - b. Diámetro= 15.24 mm (0.9 pulgadas)
 - c. Esfuerzo Ultimo: $f_{pu}=19000\ \text{kg/cm}^2$ (270 ksi)
 - d. Esfuerzo de trabajo: $f_{se}=0.60\ f_{pu} = 11400\ \text{kg/cm}^2$ (162 ksi)
 - e. Esfuerzo máximo de presfuerzo= $0.8\ f_{pu} = 15200\ \text{kg/cm}^2$ (216 ksi)
 - f. Esfuerzo máximo inmediatamente después de transferencia de presfuerzo= $0.70\ f_{pu}$ 13300 kg/cm^2 (189 ksi)
10. Los cables de anclaje deberán ir dentro de un tubo de diámetro mínimo 92mm
11. El sistema de anclaje de tendones postensados deberá ser capaz de desarrollar las resistencias requeridas y deberá cumplir con los requerimientos de ACI 318
12. El procedimiento de tensado de los cables deberá cumplir con los límites máximos de esfuerzos establecidos en ACI 318 y deberá realizarse de forma de no producir daños a la estructura del muro.
13. El diseño de la longitud de anclaje enroca se realiza de acuerdo a Estudio geotécnico

6. REFERENCIAS.

- Ref. (1) ANSI/AISC 360 del 22 de junio 2010, Especificaciones para Edificios de Acero Estructural.
- Ref. (2) ANSI/AISC 341-2010 del 22 de junio 2010 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- Ref. (3) ANSI/AISC358-2010, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- Ref. (4) Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN Parte 1 2001
- Ref. (5) Norma NEC_SE
- Ref. (6) Estudio de Riesgo Sísmico del Hospital Ginecológico Obstétrico Nueva Aurora, FRACTAL, Vinicio Suarez, PhD 2019.
- Ref. (7) Earthquake Long Resistent Steel. ARCELOT MITTEL, FSC.
Eur –Cod-051203.
- Ref. (8) Ductility Aspect Of Steel Beams, V GIOCU; MOSOARCA, Vol 55 No.137-60
- Ref. (9) Seismic Design of Steel Structures, AMIT VARMA & JUDY LIU, Los Angeles, USA.



BERNARDO BUSTAMANTE
arquitectura + construcción

Ref. (10) Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano - MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO.

Ref. (11) Principios de Ingeniería de Cimentaciones, BRAJA M. DAS, 4ta Edición.

Ref. (12) American Concrete Institute - A.C.I. 2008.

Ref. (13) Diseño de Estructuras de Acero en Construcción Compuesta – Oscar de Buen López de Heredia.

GALO SERRANO CHICA.
INGENIERO CIVIL
SENESCYT: 1038-2022-2416578
CI: 140069319-6