

**“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE
CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA SUBSUELOS
EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA”**



**EXEQUIEL AGUSTIN BARCENA
PROYECTO FINAL
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
“INGENIERO CIVIL”
FACULTAD DE INGENIERÍA
AÑO 2020**

**ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE
SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN
EXCAVACIONES PARA SUBSUELOS EN
EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA**

BARCENA EXEQUIEL AGUSTIN

INGENIERIA CIVIL

PROYECTO FINAL

PERIODO LECTIVO 2020

Título

Ingeniero Civil

Profesor Guía

Ing. Albarracín Fernando Javier

Integrantes del Tribunal Evaluador

Ing. Ochoa Mario Alfredo

Ing. Astorga, Hector Ignacio

Ing. Bassani Figueroa, Francisco Jose



Fecha de Exposición

03/12/2020.

Calificación: 10 (diez).

Agradecimientos

A mi madre Elsa del Carmen Bárcena por el amor, el apoyo, la comprensión, el voto de confianza y, sobre todo, el esfuerzo aportado para la conquista de este logro.

A mi padre Oscar Arnaldo Poma (q.p.d) por formar parte de mi experiencia laboral y personal.

A mis hermanos Angelina, Josefina, Ignacio y Napoleón Bárcena por el apoyo, entendimiento y paciencia brindados en esta etapa. Sobre todo, a Josefina y Napoleón cuyo apoyo.

A mi hija, Alfonsina Bárcena por ser el motor de mi vida.

A mis tíos Humberto Bárcena y Elvira Astorga quienes formaron parte de mis primeros pasos hacia esta meta y sobre todo a Humberto que ha puesto gran parte de su vida en el bien estar de la familia.

A mis amigos y padrinos de mi hija, Mariano Astorga y Juan Pablo Cisterna por el apoyo incondicional en momentos felices y difíciles.

A mis familiares, hermanas, sobrinos(as), amigos(as), compañeros(as) y profesores, gracias por aportar su grano de arena en la construcción de este sueño.

Índice de Ilustraciones

Ilustración A-1 Falta de Puntales	9
Ilustración A-2 Falla en Excavaciones	9
Ilustración B-1 Ubicación de Edificios de la Ciudad de Salta	9
Ilustración B-2 Zonificación y Uso de Suelo (Código de Edificación de la Ciudad de Salta).....	10
Ilustración B-1 Calculo por fases	18
Ilustración B-2 Diseño Geométrico.....	18
Ilustración B-3 Deformación de la malla	19
Ilustración B-4 Desplazamientos Horizontales	19
Ilustración A-1 Excavación en condiciones ideales.....	20
Ilustración A-2 Bases y columnas en condiciones ideales	21
Ilustración A-3 Estructura hasta planta baja en condiciones ideales	21
Ilustración A-4 Relleno y compactación de suelo acopiado	21
Ilustración A-5 Vista en planta de rampa y taludes.....	22
Ilustración A-6 Ensayo Mohr Coulomb.....	22
Ilustración A-7 Entibación de trincheras	23
Ilustración A-8 Modelo real de trincheras, condiciones de seguridad	23
Ilustración A-9 Excavación en primera etapa	24
Ilustración A-10 Trincheras en Primera Etapa	24
Ilustración A-11 Entibado de Trincheras en Primera Etapa.....	25
Ilustración A-12 Entibado en segunda etapa.....	25
Ilustración A-13 Trincheras fuera de la zona de rampa.....	26
Ilustración A-14 Zapata Excéntrica de columna de trinchera	26
Ilustración A-15 Bases principales del edificio.....	27
Ilustración A-16 Losa de segundo subsuelo	27
Ilustración A-17 Losa de tercer subsuelo.....	27
Ilustración A-18 Vigas de vinculación intercaladas.....	28
Ilustración A-19 Tabiques de contención intercalados	28
Ilustración A-20 Tabiques de contención Faltantes	29
Ilustración A-21 Vigas de vinculación en segunda etapa.....	29
Ilustración A-22 Muro de contención finalizado	29
Ilustración A-23 Aplicación del método en Edificio Miralejos Cordoba	30
Ilustración B-1 Muro Anclado	30
Ilustración B-2 Partes de la zona de anclaje	31
Ilustración B-3 Partes del anclaje	31
Ilustración B-4 Esquema Real	31
Ilustración B-5 Modos de Rotura.....	33
Ilustración B-6 Diagramas de Presiones Aparentes de Tierra en Muros Anclados.....	33
Ilustración B-7 Presiones de Tierra en Muros Anclados	34
Ilustración B-8 Proceso Constructivo.....	35
Ilustración B-9 Instalación de Anclajes	35
Ilustración B-10 Etapas de Construcción	36
Ilustración B-11 3° Y 4° Etapa de Construcción	37
Ilustración B-12 5° Etapa y Secuencia de Planeado.....	37
Ilustración B-13 Aplicación de muro anclado en para subsuelo de edificio	38

Ilustración A-1° Etapa de Cálculo, Columna de 3m en Voladizo	39
Ilustración A-2 2° Etapa de Cálculo, Columna de 3m con apoyo en extremo	40
Ilustración A-3 3° Etapa de Cálculo, Adición de Columna de 3mts	40
Ilustración A-4 4° Etapa de Cálculo, Apoyo en columna extrema	41
Ilustración A-5 Propiedades de los Estratos del Suelo	41
Ilustración A-6 Propiedades del Muros	42
Ilustración A-7 Diseño Geométrico del problema en PLAXIS 2D	42
Ilustración A-8 Definición de cálculo por etapas	43
Ilustración A-9 Malla Deformada	43
Ilustración A-10 Desplazamientos Horizontales	44
Ilustración A-11 Desplazamientos Verticales	44
Ilustración B-1 Estado después del Tensado	52
Ilustración B-2 Armadura Vertical en Cara TOP	52
Ilustración B-3 Armadura Horizontal en Cara TOP	53
Ilustración B-4 Armadura Horizontal en Cara Button	53
Ilustración B-5 Armadura Vertical en Cara Button	54
Ilustración B-6 Segundo Esquema de Calculo	54
Ilustración B-7 Armadura Vertical Cara Top	55
Ilustración B-8 Armadura Horizontal Cara TOP	55
Ilustración B-9 Armadura Horizontal Cara Button	56
Ilustración B-10 Armadura Vertical Cara Button	56
Ilustración B-11 Tercer Modelo de Calculo	57
Ilustración B-12 Solicitaciones y deformada de muro unitario	57
Ilustración B-13 Propiedades de los Estratos del Suelo	58
Ilustración B-14 Propiedades del Muro	58
Ilustración B-15 Propiedades de la barra de anclaje	59
Ilustración B-16 Propiedades del cuerpo de lechada	59
Ilustración B-17 Modelo Geométrico Plaxis 2D	60
Ilustración B-18 Fases de Calculo Muro Anclado	61
Ilustración B-19 Deformación de la malla, Muro Anclado	61
Ilustración B-20 Desplazamiento Horizontal, Muro Anclado	62
Ilustración B-21 Desplazamiento Vertical, Muro Anclado	62

I. ABSTRACT

Population growth in large cities such as Salta generate an increase in the demand for housing, the concentration of which tends to be in the downtown area, since this is where the institutions dedicated to commerce, administration, housing and even recreation are generally located.

To satisfy this population demand, high-rise buildings with one, two and even three-bedroom apartments are used, plus a kitchen-laundry room, bathroom and living room for homes and administrative offices, most with their own parking.

Like any city, this activity is regulated by the Building Code and the Urban Planning Code, which, depending on the area, limits the dimensions of the buildings, as well as their uses and other characteristics. Due to height limitations, the trend is to choose subfloors whose space is intended for the protection of vehicles, thus taking full advantage of the available dimensions.

However, opting for this solution generates new problems, since, at a deeper excavation, the chances of collapse and structural damage to neighboring buildings increase, therefore, the challenges that the engineers in charge will have to face will be greater.

This project pursues the search for solutions to the proposed problem through the implementation of new excavation and containment systems.

For the search for these solutions, different software was used that allowed the study and verification of them.

II. INTRODUCCION

El crecimiento poblacional en las grandes ciudades como Salta generan un aumento en la demanda de viviendas, cuya concentración tiende a ser en la zona céntrica ya que es allí donde se encuentran generalmente ubicadas las instituciones dedicadas al comercio, administrativas, viviendas y hasta de esparcimiento.

Para satisfacer esta demanda poblacional es que se recurre a edificios en altura con departamentos de una, dos y hasta tres habitaciones más una cocina-lavadero, baño y living comedor para viviendas y oficinas administrativas, la mayoría con un estacionamiento propio.

Como toda ciudad, esta actividad está regulada por el Código de Edificación y el Código de Planeamiento Urbano, que, dependiendo la zona, limita las dimensiones de los edificios, así como sus usos y demás características. Debido a las limitaciones en altura la tendencia es optar por subsuelos cuyo espacio es destinado para el resguardo de los vehículos, aprovechando así al máximo las dimensiones disponibles.

Sin embargo, optar por esta solución genera nuevos problemas, dado que, a más profundidad de excavación, incrementan las probabilidades de derrumbe y daño estructural a edificaciones vecinas, por lo tanto, los retos que deberán enfrentar los Ingenieros encargados serán mayores.

Este proyecto persigue la búsqueda de soluciones al problema propuesto a través de la implementación de nuevos sistemas de excavación y contención.

Para la búsqueda de estas soluciones se utilizó distintos softwares que permitieron el estudio y verificaciones de las mismas.

III. ESTADO DE LA CUESTION

A. ANTECEDENTES

En la ciudad de Salta se pueden observar muchos casos en los que una mala elección del sistema de excavación, un mal apuntalamiento o la falta de control de los sistemas de seguridad en obra llevan a el asentamiento del suelo y posteriormente a dañar la estructura vecina. Este daño estructural se nota en la aparición de grietas o en el solo de hecho de que comienza a ser difícil abrir las ventanas y puertas.

En las figuras se pueden ver errores mencionados, cometidos en las excavaciones para subsuelos de edificios. Es claro que ponen en riesgo la seguridad estructural de las edificaciones vecinas, (causando asentamientos diferenciales en las cimentaciones) y principalmente la vida de los operarios puesto que cualquier movimiento llevaría al colapso. En la figura se puede ver cómo ha colapsado una de las paredes medianeras.



Ilustración A-2 Folla en Excavaciones



Ilustración A-1 Falta de Puntales

B. RECOPIACION DE DATOS

A través de la implementación del Programa Google Earth y de Street View, se observó la ubicación y forma de los edificios más relevantes en la ciudad.

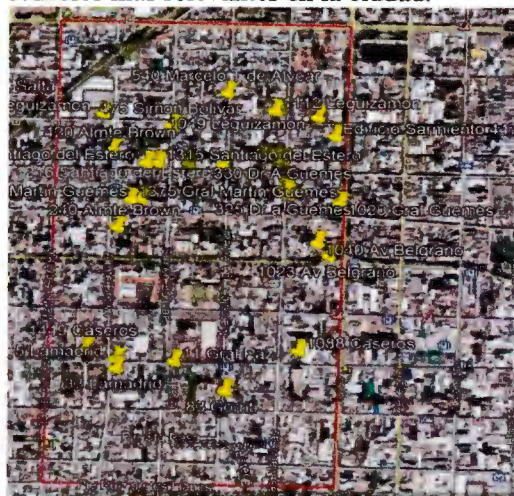


Ilustración B-1 Ubicación de Edificios de la Ciudad de Salta

La figura muestra un extracto del Código de Urbanización para el Uso y Zonificación del suelo que lo define la zona de estudio “Residencial de alta densidad” o R1. Este nos permite definir las características del edificio que será tomado como ejemplo para el análisis.



Ilustración B-2 Zonificación y Uso de Suelo (Código de Edificación de la Ciudad de Salta)

En el siguiente cuadro se muestran las características observada, con parámetros como la dimensión del terreno, de la construcción, el número de pisos, y el tipo de edificación vecina.

N°	Dirección	Total del terreno lateral	N° pisos	Dimensiones del Edificio		Dimensiones Terreno		Vecino 1	Vecino 2	Observaciones
1	5 Lamadrid	SI	7	10	25	10	30	Edificio	Casa	Esquina
2	33 Lamadrid	SI	8	16	37	16	54	Edificio	Casa	
3	11 Gral Paz	SI	9	15	32	15	32	Casa	Casa	Esquina
4	83 Gorriti	NO	16	21	30	27	33	Casa	Casa	Esquina
5	1088 Caseros	SI	9	23	30	23	56	Casa	Casa	
6	1449 Caseros	SI	9	10	25	11	30	Casa	Casa	Esquina
7	240 Amte Brown	SI	9	15	30	15	30	Casa	Casa	
8	1375 Gral Martín Guemes	SI	9	8	22	8	30	Casa	Casa	
9	1349 Gral Martín Guemes	SI	6	8	20	8	30	Casa	Casa	
10	1340 Santiago del Estero	SI	8	8	16	8	20	Casa	Casa	
11	1315 Santiago del Estero	SI	6	8	22	8	30	Casa	Casa	
12	475 Simon Bolívar	SI	10	15	27	15	50	Casa	Casa	
13	447 Sarmiento	NO	13	15	30	20	70	Casa	Casa	
14	1023 Av Belgrano	SI	8	10	25	10	30	Casa	Casa	
15	1040 Av Belgrano	SI	10	15	28	15	40	Casa	Casa	
16	1020 Gral Guemes	SI	10	10	30	10	30	Casa	Casa	Esquina
17	540 Marcelo T de Alvear	SI	11	10	18	10	30	Casa	Casa	
18	1280 Santiago del Estero	SI	9	8	30	8	30	Casa	Casa	
19	1216 Santiago del Estero	SI	6	12	12	12	12	Casa	Casa	Esquina
20	325 Dr a Guemes	SI	9	8	27	8	37	Casa	Edificio	
21	1142 Santiago del Estero	SI	7	20	50	20	50	Casa	Casa	
22	1124 Santiago del Estero	SI	11	12	25	12	30	Casa	Edificio	
23	1110 Santiago del Estero	SI	7	20	40	20	40	Casa	Edificio	Esquina

Ilustración 1 – Características observadas en cada Edificio

Y con ello establecer un modelo de cálculo con las siguientes características:

- a- Reglamentaciones: para definir las dimensiones, factor de ocupación, altura máxima retiros y basamentos.

ZONA DE USO	EDIFICACIÓN ENTRE MEDIANERAS										
	SUB DIVISIÓN MÍNIMA		F.O.T. PRIVADO	F.O.T. PÚBLICO	F.O.S. (*)			RETIROS (m)			ALTURAS MÁX.(m) (*)
	SUP. MÍNIMA (m²)	FRENTE MÍNIMO (m)			VIVIENDA UNIFAMILIAR	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	USO COMERCIAL / SERVICIOS	JARDIN	FONDO (*)	BASAMENTO y/o PERFIL SOBRE CALLE	
R1	400	10	5,40	1,40	0,70	0,65	0,70	SIN RETIRO (*)	1/3 H.	Si Anexo 5.2 (*)	27,00 (9 plantas máx.)

Ilustración 1 – Normas Generales Sobre Régimen Urbanístico, zona de uso R1

b- Dimensiones

- a. Se toma como referencia un lote de 750 m² con 15m x 50m. Para la excavación se fijan las medidas 15x30 respetando lo reglado por el Código de Planeamiento Urbano, que establece para la zona R1 (Residencial de alta densidad) de uso residencial con un FOT de 5.4 y FOS de 0.65. Permitiendo 9 pisos para el edificio que se distribuyen en una planta baja y 8 pisos por encima sin retiro de frente, con retiro de fondo mayor a 1/3H y basamento o retiro de calle de 4m a partir de los 15 metros de altura. A continuación, se muestra un extracto del condigno de edificación que muestra lo antes propuesto

DISTRITO NC2 Y R1

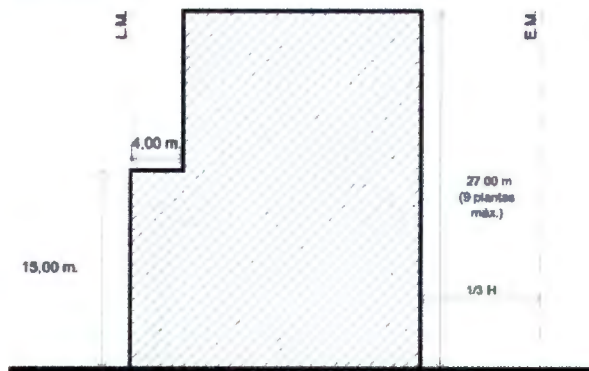


Ilustración 1 – Retiro y Basamento, Distrito R1

c- Condiciones de contorno

- a. El 78% de los casos estudiados tienen como condición de contorno una casa de un piso o dos a cada lado. En el 22% restante vemos una casa también de uno o dos pisos y un edificio que va de siete a nueve pisos. Se opta entonces, para un mejor análisis, los casos en que el edificio con una casa de un lado (15x30) y edificio de departamentos de 9 pisos (sin subsuelo) con un lote de (12x30)

d- Características del Suelo

- a. **Estudio de Suelo:** Estudio Geotécnico de Suelo, proporcionado por Geólogo Jorge Juan Marcuzzi. Realizado en Av. Manuel Belgrano N°1186 en la Ciudad de Salta en agosto de 2018.

UCS – Facultad. de Ingeniería
 ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA
 SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA
PERFIL GEOLÓGICO-GEOTECNICO

00,00-01,60 m Arcilla gris oscura, con materia orgánica. Se observan precipitados color negro, por efecto de saturación con agua, también canalículos de raíces de 2 mm de diámetro. Entre los minerales se estacan micas blancas y concreciones carbonosas. Compacta y húmeda.

Suelo del tipo CL.
 LL 45,10% LP 18,00 Ip 27,10% H% 23,90
 γ_h 1920 kg/m³ γ_s 1561 kg/m³
 C 3000 kg/m² ϕ 10°

01,60-03,00 Arcilla, castaña grisácea, húmeda y masiva, con precipitado coloidales negros por acción del drenaje superficial de agua. Se observan concreciones de CO₃Ca. Presenta canalículos de raíces de 2 mm de diámetro. A partir de los 2,50 existe un cambio en la coloración hacia tonos más claros de forma transicional. Se observan precipitados de hierro pardo oscuro y de tonalidades naranja y granos de aislados de cuarzo subangulosos a subredondeados.

Suelo del tipo CL.
 LL 45,70% LP 18,30% Ip 27,40 H% 19,90
 γ_h 2034 kg/m³ γ_s 1695 kg/m³
 C 4000 kg/m² ϕ 12°

03,00-04,80 m Arcilla castaña verdosa, masiva, compacta y húmeda. Se observan concreciones de manganeso de color negro de 1-2 mm de diámetro, micas blancas y disoluciones CO₃Ca de color verde claro que rellenan huecos de diverso origen.

Arcilla del tipo CL
 LL 41,20% LP 16,30% Ip 24,90% H% 19,60
 γ_h 2022 kg/m³ γ_s 1700 kg/m³
 C 4500 kg/m² ϕ 15°

04,80-07,00 m Grava de granulometría abierta, con matriz arcillosa, en la fracción fina se observan granos de cuarzo del rango de la fracción arena. De origen fluvial, su morfología es subangulosa y subredondeada, con individuos de hasta 40 cm de eje mayor. Dominan las litologías de cuarcitas y areniscas en menor proporción grauvacas, filitas y algunas pizarras. Los clastos se encuentran muy trabados y adheridos por la matriz arcillosa que le otorga una excelente compacidad y cohesión, complementando esta trabazón la presencia de granulometrías más finas. Se estima una potencia mínima de las gravas de 4,00 m.

Grava del tipo GW a GC

LL 00,00% LP 00,00% Ip 00,00% H% 10

γ_h 2400 kg/m³ γ_s 2182 kg/m³

C 500 kg/m² ϕ 40°

NIVEL FREÁTICO

Hasta la profundidad de exploración no se detectó la presencia del Nivel Freático (NF).

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE SUELOS GRANULARES (ARENAS y GRAVAS)

El Angulo de Fricción Interna (ϕ) de los materiales granulares, gravas, según las características geológicas y morfoscópicas de los sedimentos por la ecuación del 2° Congreso de Mecánica de Suelos de Rotterdam 1948, y las modificaciones propuestas por Sowers y Sowers 1951, Koerner 1970 y NAVFAC 1971.

$$\phi = 36^\circ + \phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4 + \phi_5$$

Siendo:

ϕ_1 = Compacidad

ϕ_2 = Grado de Redondez de los Clastos

ϕ_3 = Granulometría del Sedimento

ϕ_4 = Selección del Sedimento

ϕ_5 = Mineralogía Dominante

De acuerdo con las características geológicas del depósito representado por un estrato de gravas, se tiene que el Angulo de Fricción Interna (ϕ) resultante es de 40°, cuyos Factores de Capacidad de Cargas (FCC) resultantes, son:

$$N_c = 35 \quad N_q = 21 \quad N_\gamma = 18$$

CLASIFICACION DE LOS SUELOS SEGUN LA RESPUESTA SISMICA (Normas IMPRES-CIRSOC-103)

De acuerdo con las pautas expresadas por esta norma los suelos existentes en el lugar de referencia se clasificarían hasta los 5,00 m como del Tipo III y las gravas dentro del Tipo IIb.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio, las propiedades geológicas del perfil de suelos y las características del proyecto, se calculan las tensiones admisibles (σ_{adm}) del suelo según la hipótesis de falla por corte local para el caso de cargas verticales y centradas.

Fundación sobre Plateas

En este caso se hace referencia a una platea de 10,00 m de ancho, emplazada a una profundidad de 1,00 m sobre el estrato de arcillas gris oscura. La ecuación que resuelve el problema planteado es la siguiente:

$$\sigma_c = (0,7 \times C \times N_c) + (\gamma_n \times z \times N_q) + (0,6 \times \gamma_n \times B \times N_\gamma)$$

Siendo:

σ_c : Capacidad de carga en el límite de rotura

z: Cota de fundación

γ_n : Densidad Natural

B: Ancho de la platea o diámetro

C: Cohesión

N_c , N_q y N_γ : Factores de Capacidad de Carga (FCC), cuyos valores para el presente caso según las propiedades de los suelos son: $N_c= 9$ $N_q= 2$ $N_\gamma= 1$

Reemplazando valores, se tiene para el cálculo lo siguiente:

$$\sigma_c = (0,7 \times 3000 \times 9) + (1561 \times 1,00 \times 2) + (0,6 \times 1561 \times 10,00 \times 1)$$

$$\sigma_c = 18900 + 3122 + 9366$$

$$\sigma_c = 31388 \text{ kg/m}^2$$

Tomando un Factor de Seguridad $F_s= 3$, se tiene una Tensión Admisible ($\sigma_{adm.}$), para el estrato de arcillas gris oscura la tensión admisible es de:

$$\sigma_{adm.} = \sigma_c / F_s = 31388 / 3 = 10463 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{adm.} = 1,0000 \text{ kg/cm}^2$$

Fundación sobre Zapatas o Bases Aisladas Cuadradas

Se consideran bases aisladas cuadradas de 1,40 m de ancho, desplantadas a una profundidad de 2,00 m sobre el estrato de arcillas castañas grisáceas. La ecuación que resuelve esta situación para cargas verticales y centradas es:

$$\sigma_c = (0,7 \times C \times N_c) + (\gamma_n \times z \times N_q) + (0,6 \times \gamma_n \times B \times N_\gamma)$$

$$\sigma_c = (0,7 \times 4000 \times 10) + (1695 \times 2,00 \times 3) + (0,6 \times 1695 \times 1,40 \times 1)$$

$$\sigma_c = 28000 + 10170 + 1424$$

$$\sigma_c = 39594 \text{ kg/m}^2$$

Tomando un factor de seguridad $F_s= 3$, se tiene una tensión admisible de:

$$\sigma_{adm.} = \sigma_c / F_s$$

$$\sigma_{adm.} = 39594 / 3 = 13198 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{adm.} = 1,3000 \text{ kg/cm}^2$$

Fundación sobre Zapatas Continuas

Se emplea la ecuación propuesta por Meyerhof para cimientos largos, en este caso de

1,20 m de ancho y a una profundidad de desplante de 2,00m, sobre el estrato de arcilla castañas:
grisáceas

$$\sigma_c = (C \times N_c) + (\gamma_n \times z \times N_q) + (0,5 \times \gamma_n \times B \times N_\gamma)$$

$$\sigma_c = (4000 \times 10) + (1695 \times 2,00 \times 3) + (0,6 \times 1695 \times 1,20 \times 1)$$

$$\sigma_c = 40000 + 10170 + 1220$$

$$\sigma_c = 51390 \text{ kg/m}^2$$

Tomando un factor de seguridad $F_s = 3$, se tiene una tensión admisible de:

$$\sigma_{adm.} = \sigma_c / F_s = 51390 / 3 = 17130 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{adm.} = 1,7000 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

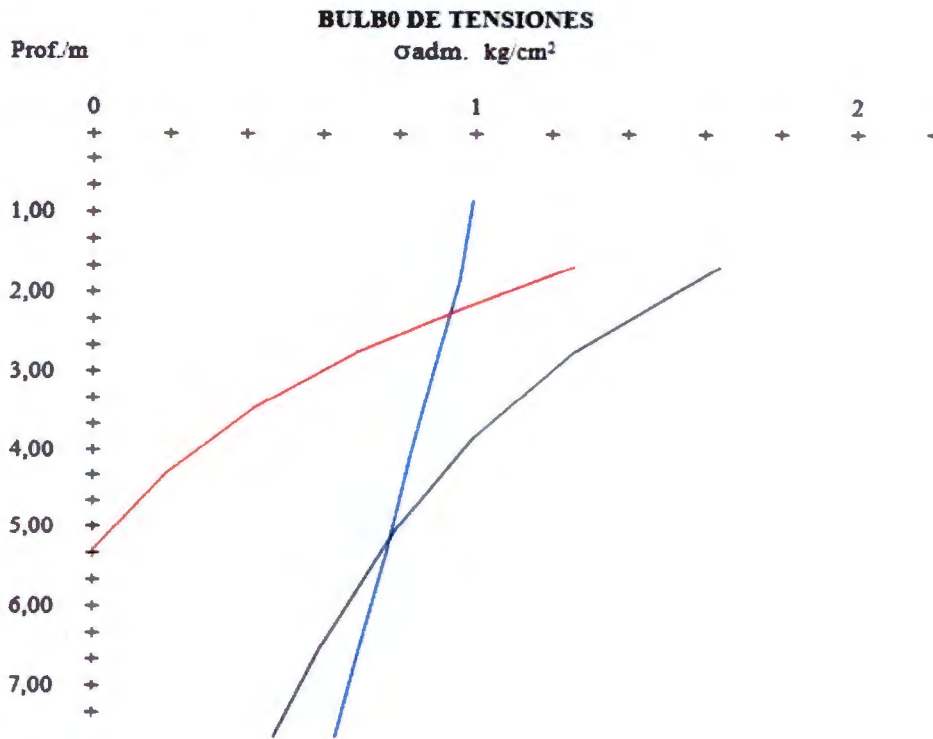
Se calcularon los asentamientos para los diferentes sistemas de fundación contemplados y de acuerdo a las tensiones admisibles resultantes, las magnitudes de los mismos son las siguientes:

Cimentación	$\sigma_{adm.} \text{ kg/cm}^2$	Suelos	Asentamiento	
Plateas	1,0000	CL	14,25 cm	
Zapatas Aisladas	1,3000	CL	5,70 cm	
Zapatas Corridas	1,7000	CL	7,12 cm	

Se considera que los valores resultantes de los asentamientos son los normales para las tensiones de trabajo involucradas, las que están en función de las características geológicas y geotécnicas de los suelos.

DISTRIBUCION DE TENSIONES EN PROFUNDIDAD

La influencia del bulbo de tensiones en profundidad para los diferentes sistemas de fundación contemplados: plateas, zapatas aisladas y zapatas corridas, se grafican en la figura siguiente.



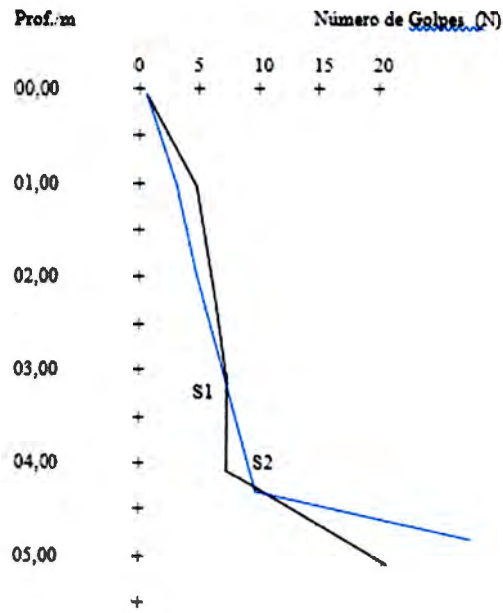
Referencias

- Bulbo de tensión de plateas
- Bulbo de tensión de bases aisladas
- Bulbo de tensión zapatas corridas

RESISTENCIA A LA PENETRACION

N	Compacidad Relativa Arenas	N	Consistencia de las Arcillas	
0-4	Muy suelta <28°	0-2	Muy blanda	0,25 kg/cm ²
4-10	Suelta 28°-30°	2-4	Blanda	0,25-0,50 kg/cm ²
11-30	Mediana 30°-36°	5-8	Mediana	0,50-1,00 kg/cm ²
31-50	Densa 36°-41°	9-15	Firme	1,00-2,00 kg/cm ²
> 50	Muy Buena 41°-44°	16-30	Muy firme	2,00-4,00 kg/cm ²
		> 30	Dura	> 4,00 kg/cm ²

16. ENSAYOS DE PENETRACION



IV. DEFINICION DEL PROBLEMA

Se pretende resolver el problema de los agrietamientos en propiedades vecina generados por la excavación para subsuelos de un nuevo edificio de departamento. Se considera que el modo en que se realiza la excavación genera asentamientos en el suelo ya que se observó la falta de apuntalamientos al momento del emplazado.

Su importancia en el contexto de estudio tiene que ver con el mejoramiento de las técnicas constructivas aplicadas en la actualidad.

El objetivo es establecer una serie de pautas que permiten disminuir los factores de riesgo y así prevenir accidentes que pueden llegar a causar pérdidas humanas o falla estructural en las edificaciones vecinas.

Como Alternativa tecnológica, se optó por el uso del método de elementos finitos utilizando, aplicado a través del Programa PLAXIS 2D y respaldado por el uso de tablas automáticas Excel y un programa de cálculo SAP, que permite el análisis de los esfuerzos actuantes en las estructuras de estudio.

A continuación, se muestra el estudio en PLAXIS 2D aplicando los métodos de excavaciones que se asumen como causantes de los problemas.

Se realizarán excavaciones de 3, 2 y 1 metros de altura cada uno correspondiente a cada fase.

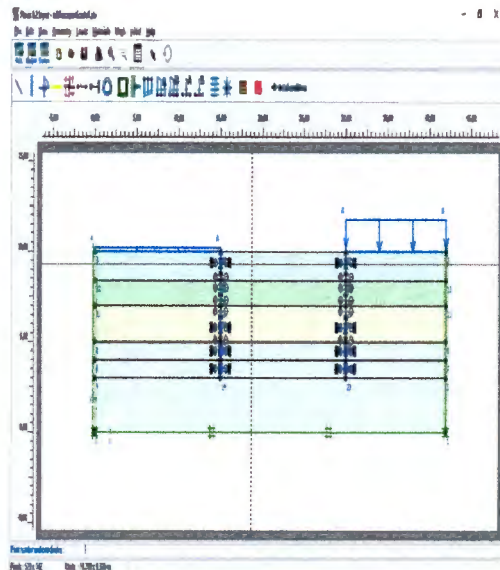


Ilustración B-2 Diseño Geométrico

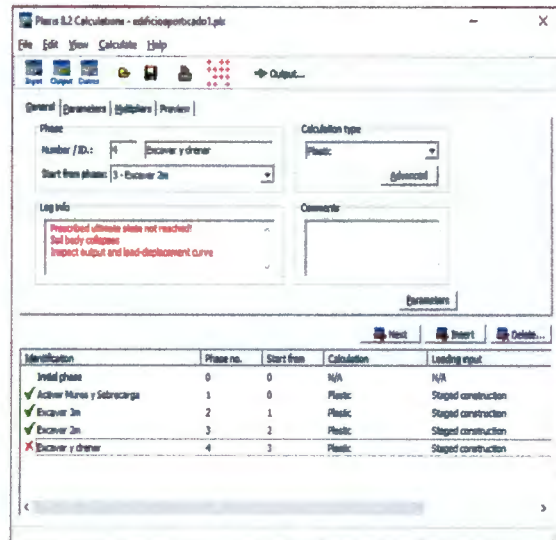


Ilustración B-1 Calculo por fases

Se puede observar como en el último nivel, después de la desviación del nivel freático el muro falla pues los asentamientos tanto verticales como Horizontales, superan los 10 centímetros.

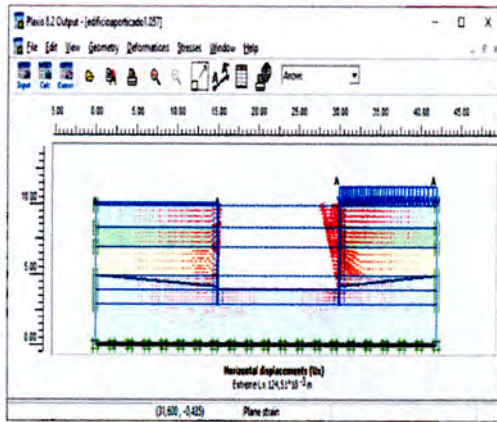


Ilustración B-4 Desplazamientos Horizontales

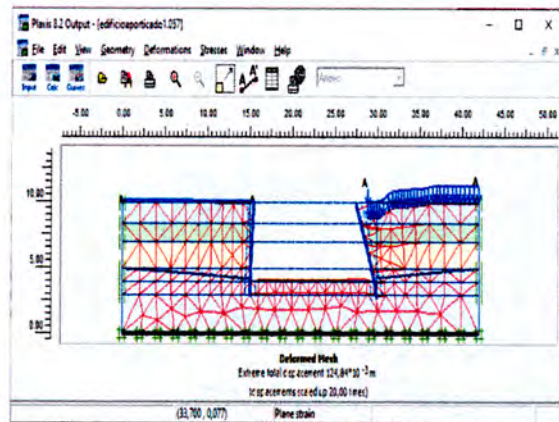


Ilustración B-3 Deformación de la malla

El objetivo es entonces, a través del análisis por medio de este programa y comparar los valores que arrojaría el programa utilizando el mismo diseño geométrico y cargas actuantes, aplicando otros modos de excavación y sistemas de contención.

V. SOLUCION PROPUESTA

A. Métodos de excavación para edificios a-porticados

A continuación, se presentan dos métodos de excavación en diferentes condiciones, una “ideal” y en otra “no ideal”. Esta condición “no ideal” es la que se presenta en todos los casos de la ciudad de estudio. Es por ello que se hace más énfasis en el estudio del segundo caso.

Es necesario establecer premisas que, en ambos casos, permiten un mejor desarrollo del proyecto tanto en sentido práctico como económico. Estas son:

- 1- El mayor movimiento de suelo debe ser realizado por retroexcavadora u otra maquinaria, para que sea rápido y efectivo.
- 2- Que no se comprometan las edificaciones vecinas.
- 3- Debe asegurarse la seguridad de los operarios.
- 4- Deben representarse las condiciones de vínculo de los tabiques de contención que fueron consideradas en el cálculo.

I. Caso hipotético (ideal):

Podemos definir como condición ideal, que la superficie de edificación en el sentido lateral no sea la ocupada de medianera a medianera. Tendríamos entonces, la posibilidad de hacer acopio de suelo en los laterales del terreno. Esto permite excavar la totalidad del suelo que pertenece a la zona de construcción y materializar (fuera de ella) un talud con humedad de suelo natural como una condición transitoria, ya que se supone que se está trabajando en un plan de avance fuera de las épocas de grandes lluvias (permite una base de talud menor).

Habiendo obtenido este talud de cálculo, se realiza la excavación del suelo con retroexcavadora, dejando el talud fuera de las márgenes del subsuelo a ejecutar como se ve en la figura.

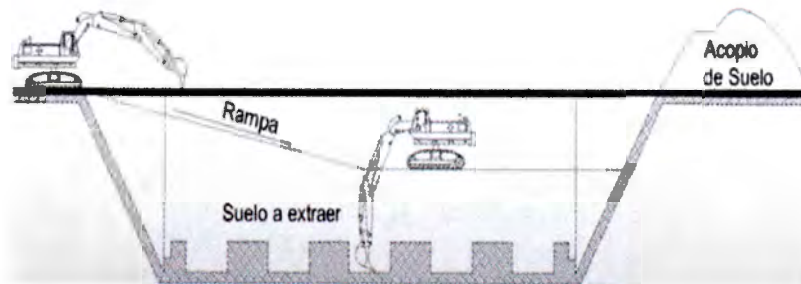


Ilustración A-1 Excavación en condiciones ideales

El acopio de suelo se hace en el lote, dejando solamente el volumen necesario para rellenar y compactar una vez materializada la estructura de contención.

Una vez terminada la excavación, podemos materializar las bases de las columnas tanto de los tabiques de contención como de las columnas principales y luego, como se ve en la figura, las columnas y la losa de sobre primer subsuelo.

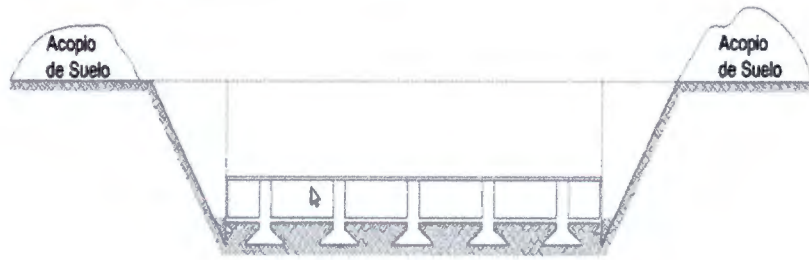


Ilustración A-2 Bases y columnas en condiciones ideales

Se sigue con las columnas y losas del segundo subsuelo. Y así sucesivamente hasta llegar a planta baja. En este ejemplo el edificio cuenta con 3 subsuelos

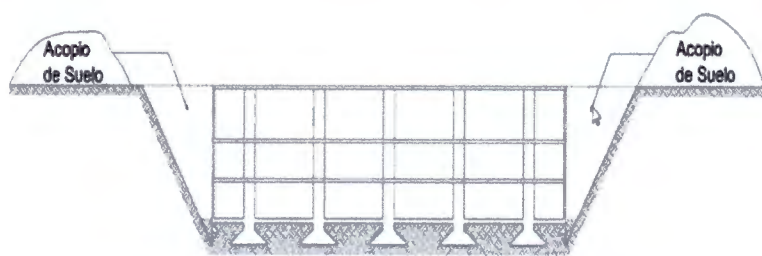


Ilustración A-3 Estructura hasta planta baja en condiciones ideales

Una vez terminado el sistema resistente del edificio y su sistema de contención, se procede al relleno y la compactación del volumen ocupado detrás de los tabiques con el suelo acopiado.

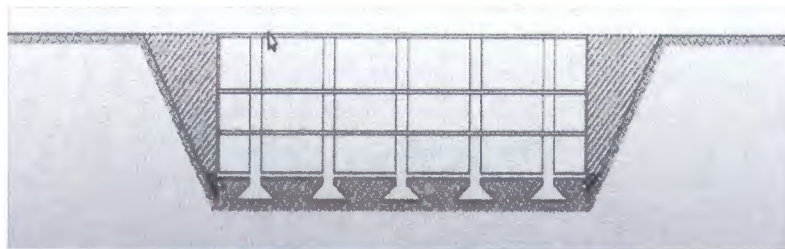


Ilustración A-4 Relleno y compactación de suelo acopiado

II. Método de Excavación en condiciones no ideales

En el caso en que las condiciones de contorno del terreno a excavar no sean las planteadas como "ideales", es posible realizar modificaciones en el método anterior.

En proyección vemos los taludes que, a la inversa del método que se plantea como ideal, se deja hacia dentro de la excavación lo cual deja suelo a extraer cuyo volumen es del orden del 65% más que si se está en condiciones ideales.

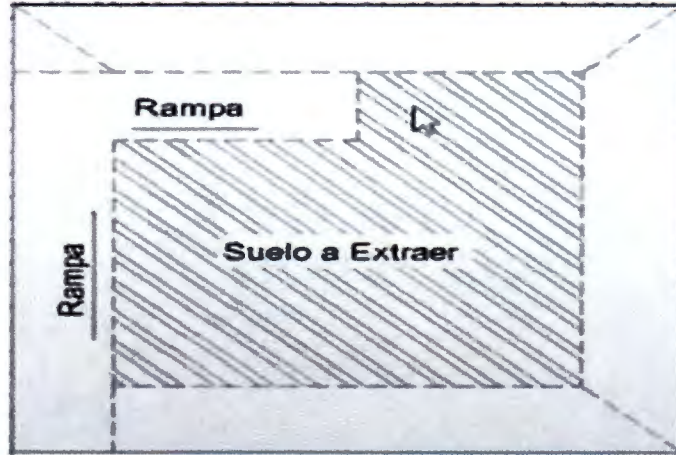


Ilustración A-5 Vista en planta de rampa y taludes

Debe dejarse una rampa de suelo natural con una pendiente que permite el ingreso de la maquinaria de excavación, considerando.

El método se basa en ejecutar trincheras en posición de columnas cuya separación es de 5m y el ancho de trinchera de 1m (ancho del balde de la retroexcavadora), condiciones necesarias para que se cumpla el efecto de arco.

El fundamento del uso de trincheras se basa en un ensayo realizado por Mohr Coulomb en el que se tiene un receptáculo con una compuerta inferior, el que está relleno por un suelo a ensayar. Cuando se abre la compuerta inferior, ocurre un desprendimiento de suelo, pero, no termina de caer todo, sino que se genera una redistribución de tensiones. Que hace que se genere el efecto arco que buscamos. Si se aprecia la longitud de las flechas en la imagen, las mismas hacen referencia al estado tensional en ese punto.

Se observa que todos los puntos ubicados en la zona de la compuerta no tienen longitud, entonces lo que se generó es que toda esa zona que quedó sin estado tensional, sobrecargue los apoyos que en nuestro caso estarían materializados por los taludes.

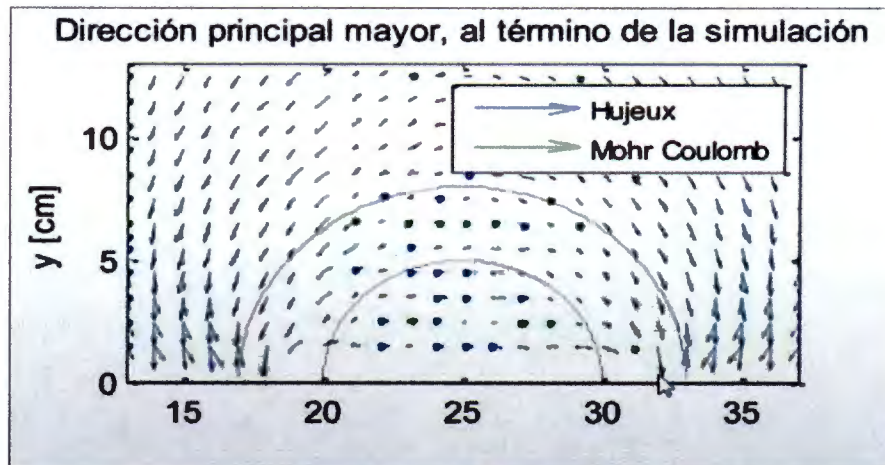


Ilustración A-6 Ensayo Mohr Coulomb

Para brindar seguridad a los operarios se entiban las trincheras, es decir, se apuntala la trinchera entre los dos taludes que la delimitan para contener algún desprendimiento eventual que pueda aparecer.

El entibado se realiza cada 1,2 metros descendidos que a su vez es el ancho de medio fenólico lo cual permite cortar a la mitad un fenólico. Se le da rigidez con tirantes de madera o puntales regulables.

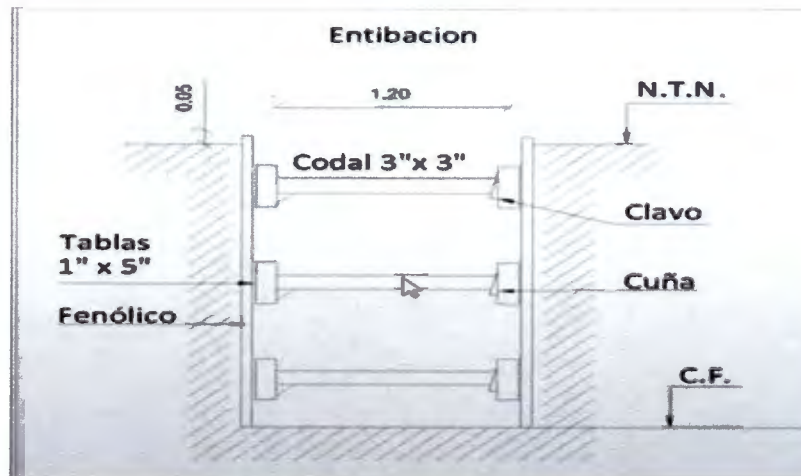


Ilustración A-7 Entibación de trincheras



Ilustración A-8 Modelo real de trincheras, condiciones de seguridad

Continuando con el método de excavación, se desciende en toda la superficie una profundidad aproximada de 1,2m dejando talud determinado según cálculo.

Se observa en línea de puntos la proyección del talud y las márgenes y en hatch los primeros 1.2mts descendidos.

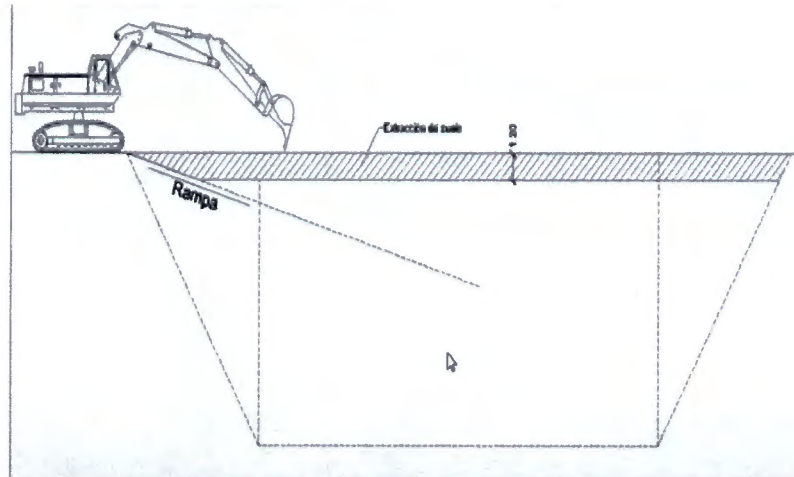


Ilustración A-9 Excavación en primera etapa

Se realiza la trinchera dentro del talud con la profundidad establecida, teniendo en cuenta que no se deben realizar aquellas que están involucradas en la zona donde se encuentra la rampa y donde circulan los camiones.

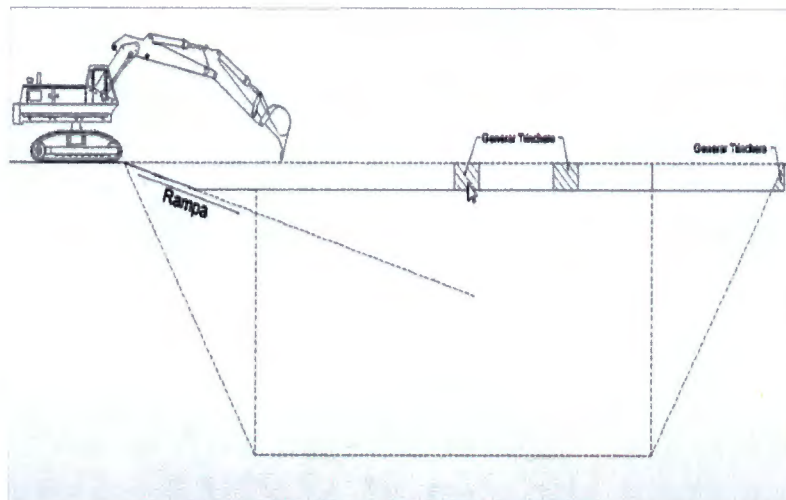


Ilustración A-10 Trincheras en Primera Etapa

Una vez excavadas las trincheras de la primera etapa es necesario realizar el entibado para asegurar la seguridad de los operarios previniendo algún desprendimiento.

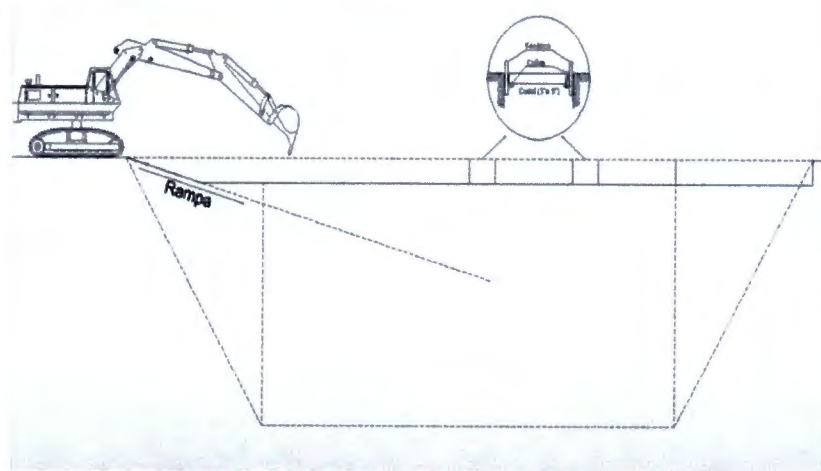


Ilustración A-11 Entibada de Trincheras en Primera Etapa

Una vez que la trinchera se encuentra entibada se puede descender 1,2m nuevamente y repetir el procedimiento de trinchera y entibado.

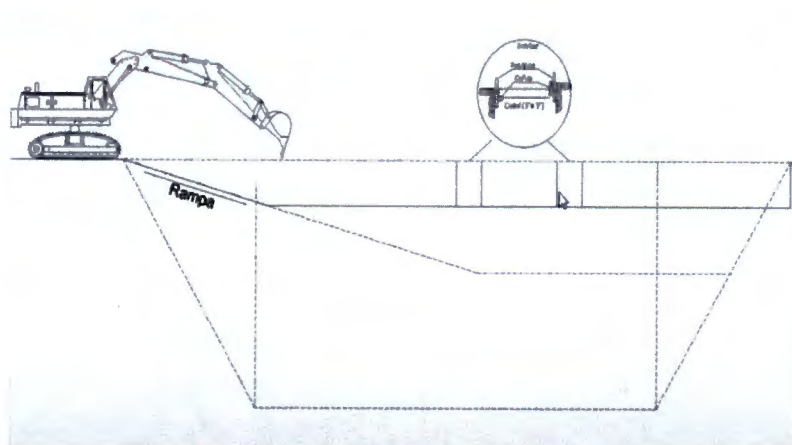


Ilustración A-12 Entibado en segunda etapa

El avance progresivo cada 1,2m permite que el operario trabaje sin tener que armar andamios y conteniendo el suelo haciendo que cualquier desprendimiento nunca sea de mas de 1,2m de altura.

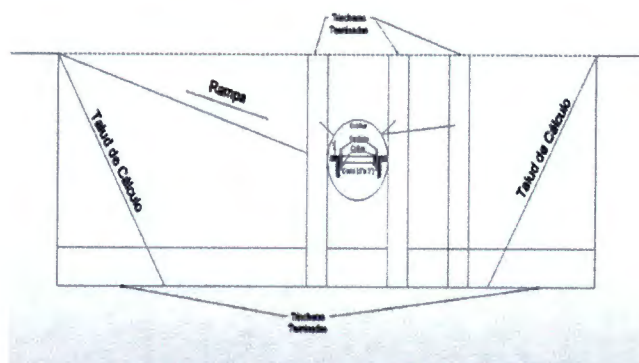


Ilustración A-13 Trincheras fuera de la zona de rampa

Una vez que llegamos al nivel de fundación, podemos empezar de abajo hacia arriba a materializar las columnas y las bases que forman parte de la trinchera.

En la imagen se muestra como materializamos la zapata excéntrica de la columna de trinchera que esta sobre la margen del talud.

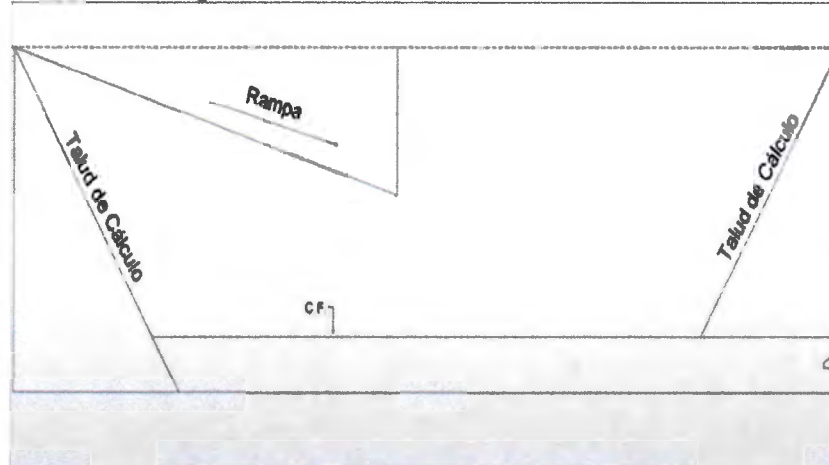


Ilustración A-14 Zapata Excéntrica de columna de trinchera

Se materializan las bases y columnas de la torre, que son las que van a brindar el aporcamiento para representar las condiciones de vinculo supuestas en el calculo

Tenemos entonces un apoyo supuesto ya arriostrado y vinculado a las zapatas de las columnas interiores y la columna en voladizo que es la primera condición de calculo

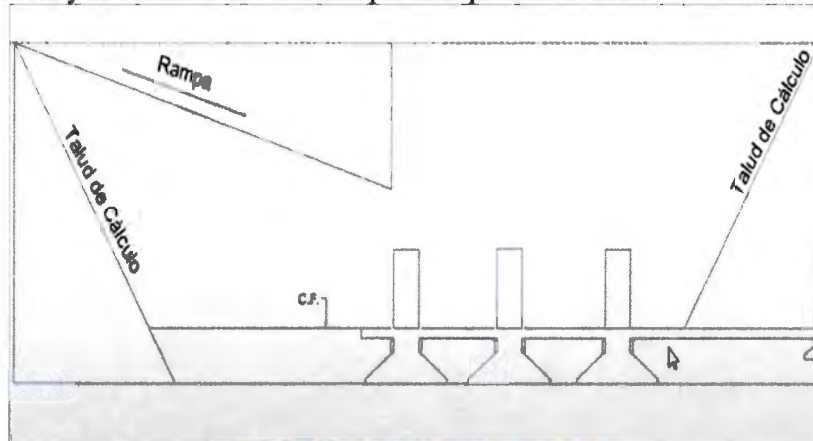


Ilustración A-15 Bases principales del edificio

Ahora se materializa la viga para a-porticar esa columna y cuando agreguemos el tramo de columna de trinchera del segundo subsuelo nos encontramos en la segunda hipótesis de cálculo en la que tenemos un apoyo y una restricción lateral y el tramo en voladizo.

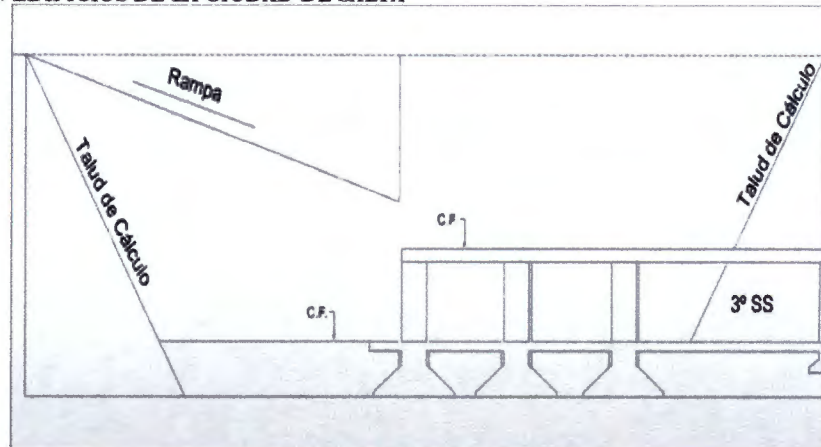


Ilustración A-16 Losa de segundo subsuelo

Y se continua hasta llegar al nivel de planta baja

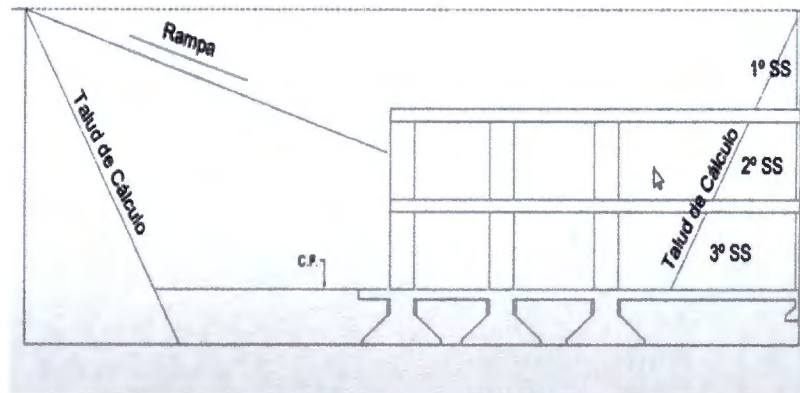


Ilustración A-17 Losa de tercer subsuelo

Habiendo seguido este esquema la totalidad de las trincheras no involucradas en la rampa están materializadas correctamente vinculadas como se las supuso en cálculo.

Se tiene entonces todas las columnas de trinchera desde la fundación hasta el nivel de planta baja.

Posteriormente de modo intercalado se instala una viga de vinculación entre las columnas de trinchera dejando pendiente la contigua de modo de no perder el confinamiento de todo el suelo completo.

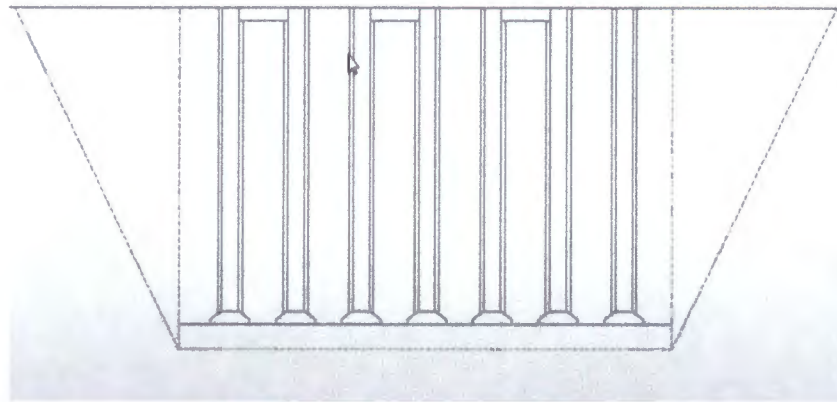


Ilustración A-18 Vigas de vinculación intercaladas

Se materializan tramos intercalados de tabique de arriba hacia abajo, de altura 1,2m que descargan en columnas de trinchera y viga de vinculación posterior, dejando armadura en espera hacia abajo para lograr continuidad en el siguiente panel. Esta armadura de espera se coloca descalzando manualmente el talud, enterrando el hierro para que cuando descalce los próximos 1,2m tengamos armadura de espera para darle continuidad a los mismos.

Puesto que dejar armadura de espera en la columna de trinchera resulta difícil, el anclaje se realiza con perno químico.

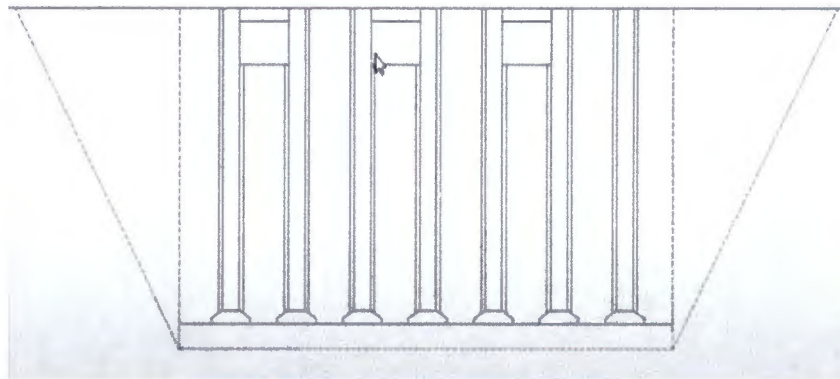


Ilustración A-19 Tabiques de contención intercalados

Una vez que el hormigón alcanza la resistencia requerida se sigue con los paneles que quedaron pendientes aplicando la misma metodología usada para la armadura de espera.

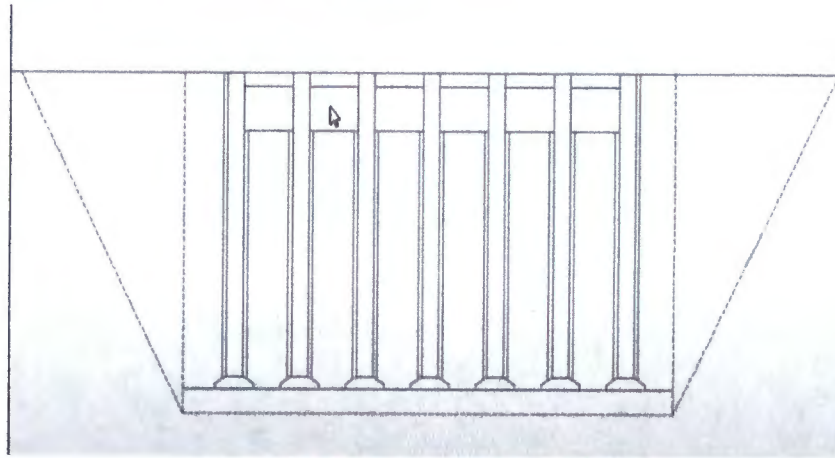


Ilustración A-20 Tabiques de contención Faltantes

Del mismo modo se arma de nuevo una viga de vinculación entre los tabiques dejando la armadura en espera para representar la condición de apoyo en los tabiques de contención.

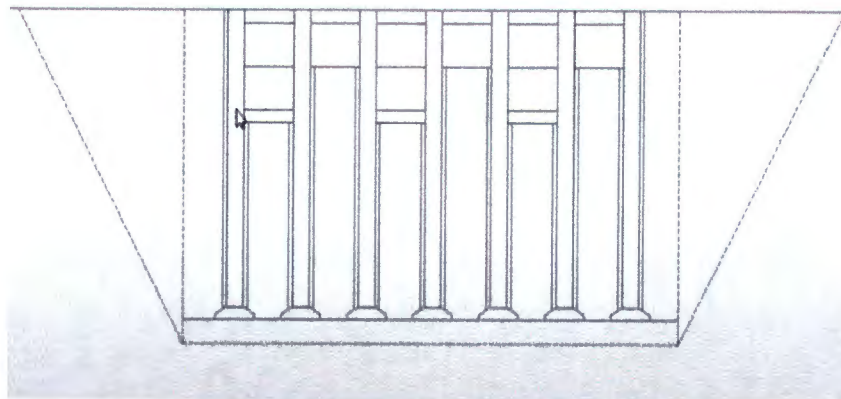


Ilustración A-21 Vigas de vinculación en segunda etapa

Se materializan los tabiques que quedan pendientes y se puede descender nuevamente. Repitiendo el proceso se puede llegar hasta el nivel de fundación.

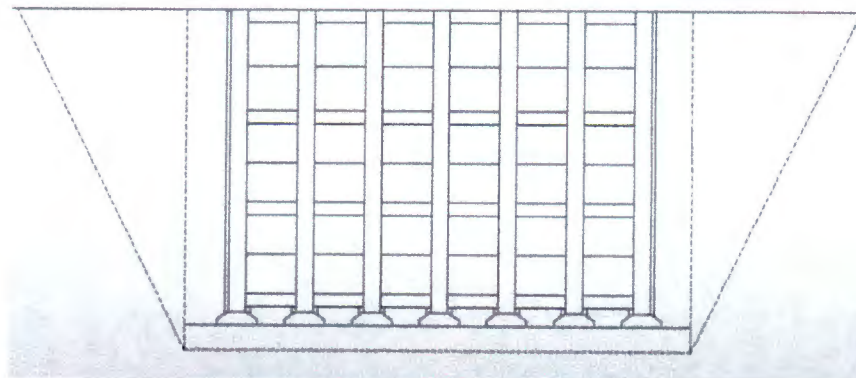


Ilustración A-22 Muro de contención finalizado

Si se tiene presente el tamaño del talud al llegar a la base, el movimiento de suelo que se genera es importante. El perfilado del talud lo realiza un operario con una pala y lo va dejando caer hasta el nivel de fundación donde una mini pala lo transporta hasta el radio de alcance de la retroexcavadora para ir retirando el mayor volumen de suelo posible.



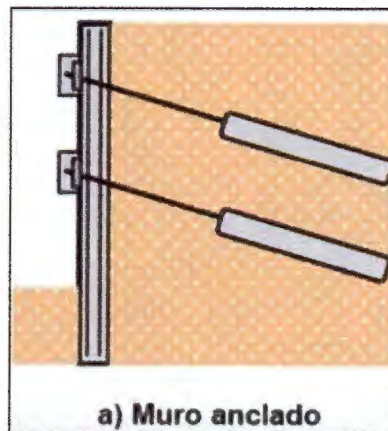
Ilustración A-23 Aplicación del método en Edificio Miralejos Córdoba

B. Muros de Contención Anclados con anclajes pos tensados

Los muros anclados son estructuras de concreto armado (pantallas); son muros que logran su estabilidad a través de tirantes de anclaje con capacidad para soportar las fuerzas que cargan sobre el muro, como lo son el empuje de suelo, del agua y de las sobrecargas.

Estas fuerzas son trasladadas por los anclajes a una zona detrás de la zona activa del terreno, en donde el anclaje se fija por intermedio de un ducto por medio de adherencia.

Los tirantes se pos tensan y son generalmente construidos con cables de acero del mismo tipo de las utilizadas en el concreto pre forzado, que se alojan en perforaciones ejecutadas en el terreno con una ligera inclinación hacia abajo respecto a la horizontal.



a) Muro anclado

Ilustración B-1 Muro Anclado

B-2 Clasificación

- a. Clasificación de los anclajes según su aplicación en función de su tiempo de servicio
 - i. Muros anclados Provisionales Tienen carácter de medio soportante auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que lo sustituyan.
 - ii. Muros anclados Permanentes: Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar diseñados y construidos para hacer frente a los efectos de la corrosión
- b. Según su forma de trabajar
 - i. Muros anclados con un nivel de apoyo
 - ii. Muros anclados con varios niveles de apoyo

El sistema de apoyo que se emplee durante la excavación puede ser de diferentes tipos según la profundidad de diseño, condiciones geotécnicas de terreno y el proceso constructivo.

B-3 Diseño de Muros Anclados: El diseño puede comprender los siguientes pasos:

- a. Determinación del valor de las cargas sobre la estructura
- b. Determinación de los niveles de anclaje
- c. Determinación del tipo de anclaje
- d. Localización de anclajes
- e. Análisis de estabilidad del sistema.
- f. Determinación de cargas de trabajo y últimas.
- g. Diseño del sistema de construcción.

B-4 Modos de Rotura Aquí podemos ver la superficie de falla crítica, podemos ver los anclajes que están divididos en una longitud libre y en una longitud del bulbo; también podemos ver la superficie de falla potencial detrás de los anclajes. La idea es colocar la zona de los bulbos detrás de la superficie de falla crítica. Vemos un esquema de longitud de los anclajes, en la foto mostrada podemos ver las distancias mínimas desde el nivel de terreno natural hasta el centro del bulbo, también podemos apreciar la separación vertical entre anclajes, el ángulo que hace con la superficie de falla con la vertical.

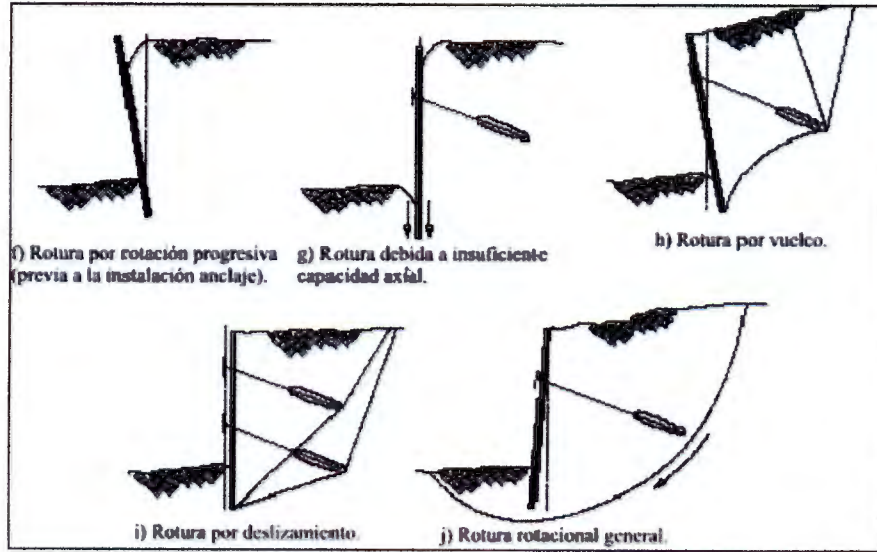


Ilustración B-5 Modos de Rotura

B-5 Diagramas muros aparentes de presiones de tierra en muros anclados

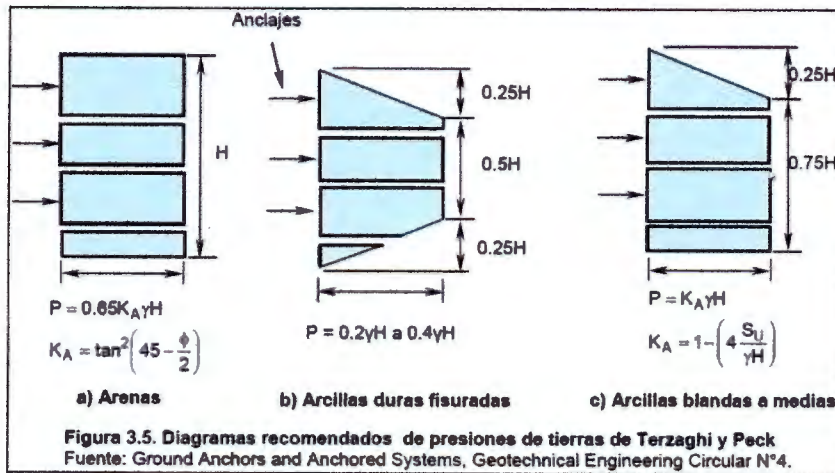


Ilustración B-6 Diagramas de Presiones Aparentes de Tierra en Muros Anclados

B-6 Presiones de tierra en muros anclados: Son cargas distribuidas en la longitud del muro (esto sería la carga distribuida debido al empuje de tierras con los anclajes) y la parte rectangular sería el diagrama de presión debido a la sobrecarga.

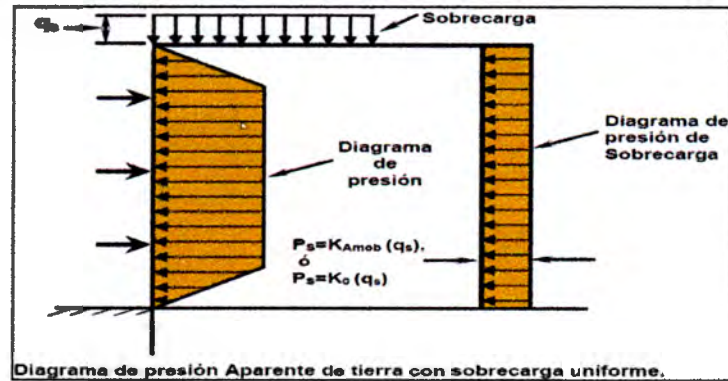


Ilustración B-7 Presiones de Tierra en Muros Anclados

B-7 Diseño de anclajes

- a. En un anclaje deben tenerse en cuenta varias condiciones de falla:
 - i. Falla del tendón o varilla. El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 500,4 del esfuerzo último
 - ii. Falla de la unión entre el refuerzo y el cementante. La capacidad de la unión entre el acero y la mezcla cementante depende en el número y longitud de los tendones o varillas y otra serie de factores
 - iii. Falla de la unión cementante – roca o cementante – suelo. Esta capacidad puede ser determinada por la fórmula siguiente: $P = n \times D \times x$
- b. **Diseño de bulbo o anclaje:** El bulbo es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son longitudes no menores a 3.0 metros. La distribución de esfuerzo en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del perno. El esfuerzo al cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión
- c. **Normas de diseño:** Se recomienda tener en cuenta las siguientes consideraciones especiales en el diseño de estructuras ancladas
 - i. Estimar los desplazamientos, se deben calcular las deformaciones de las masas de suelo y los movimientos diferenciales en las pantallas.
 - ii. Diseñar ante la corrosión, la mayoría de las fallas de corrosión ocurren en el ancla cerca de la pantalla.
 - iii. Calcular correctamente las fuerzas de deslizamiento, las fuerzas inducidas deben calcularse con un factor de seguridad adecuado.
 - iv. Tener en cuenta las cargas extremas, las cargas generadas por las vías, puentes y otras deben sumarse a las cargas del suelo.
 - v. Diseño sísmico resistente, las estructuras pretensadas son muy vulnerables a la acción de las cargas sísmicas.
 - vi. Diseño de la fachada, la pantalla, zapatas o muro exterior deben diseñarse para capacidad de soporte y para punzonamiento.
 - vii. Etapas en el proceso constructivo, en el diseño deben tener en cuenta las cargas en las diversas etapas del procedimiento constructivo.

B-8 Proceso Constructivo

- a. **Metodología del proceso Constructivo** La construcción de un nivel de muro anclado es un trabajo en serie que consiste de etapas:

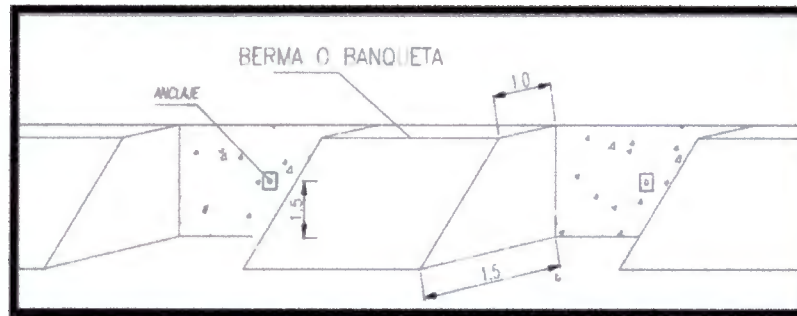


Ilustración B-8 Proceso Constructivo

- b. **Movimiento de tierra o excavación** Antes de iniciar con los trabajos de perforación y elaboración de muros se inicia con el movimiento de tierra preliminar. Una vez terminado el movimiento de tierra inicial se procede con la perforación de anclajes. La excavación inicial se realiza a una profundidad donde el talud tiene la capacidad para mantenerse sin soporte por un corto periodo de tiempo, en el orden de 24 a 48 horas. La profundidad de la excavación suele estar entre 1 y 2m.

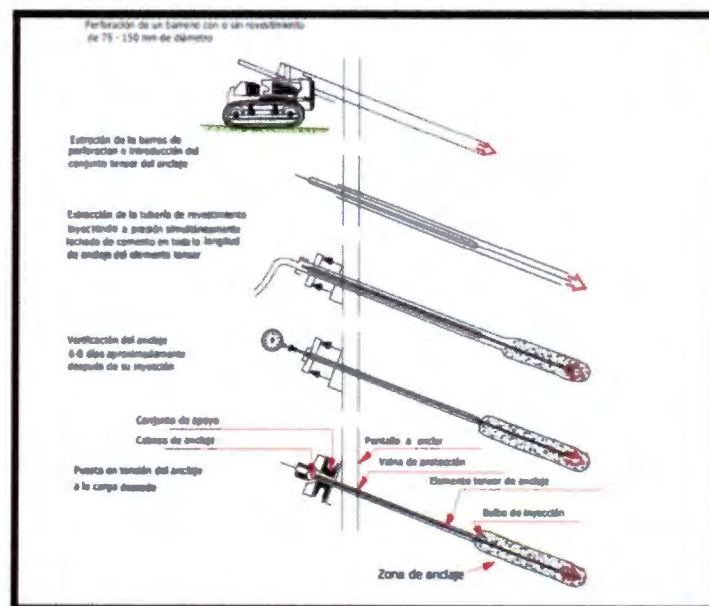


Ilustración B-9 Instalación de Anclajes

- c. **Perforación de los anclajes** Seleccione el método y equipo de perforación para las condiciones del terreno, descritos en el reporte geotécnico. Las perforaciones deben ser realizadas de tal manera que no alteren en lo posible

al suelo circulante.
Los agujeros de los anclajes son realizados con alguno de estos métodos de perforación disponibles, incluyendo rotación, percusión, barrena y rotación.

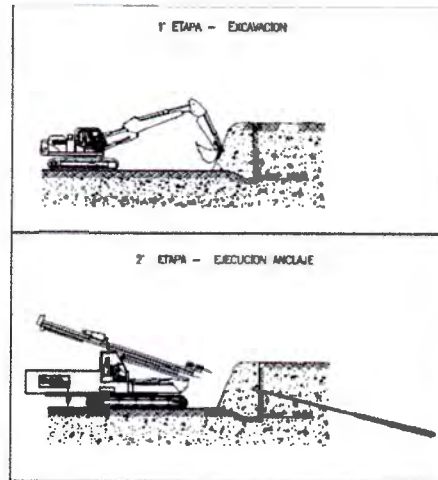


Ilustración B-10 Etapas de Construcción

- d. **Colocacion del anclaje** La colocación de la barra e introducirlas en los sondajes perforados con los centradores. Después de que la barra fue insertada en las perforaciones, son llenados con lechada de cemento. La práctica más común de inyección es por gravedad que proporciona fuerzas de adherencia que son suficientes y son una solución viable y rentable

i. Inyeccion

1. Crear una adherencia entre la barra de acero y el suelo circundante
2. Proporcionar una protección anticorrosiva

- ii. **Armado** Se suelen colocar varillas centradas, de diámetro apropiado, son enroscadas en la parte exterior para facilitar su proceso de tensado y sujeción. La colocación de la malla electro soldada deberá colocarse de arriba hacia abajo conforme el avance del corte

- iii. **Ejecucion del concreto lanzado** Para las mezclas de concreto lanzado, hay dos requisitos opuestos: “adherencia” y “capacidad de bombeo”

La adherencia es la capacidad de una mezcla para pegarse a una superficie, acumulando espesor, y se resiste el desprendimiento. La capacidad de bombeo es la capacidad de una mezcla de fluir como un líquido viscoso. Para la adherencia, una resistencia alta a flujo y una alta viscosidad son ideales.

El espesor del revestimiento temporal es típicamente entre 75 y 100 mm. El concreto lanzado proporciona una capa continua de apoyo sobre la cara excavada

Dos de los factores más significantes que determinan la calidad del concreto lanzado y la durabilidad son el contenido de cemento y de

la densidad in situ. Las mezclas de concreto lanzado tienen factores altos de cemento típicamente 350 a 410 kg de cemento por m³ de la mezcla

iv. **Tensado de anclajes** La tensión de los anclajes comienza del tiempo de curado inicial de 3 días para el concreto. La carga de tensión dependerá del diseño, por lo general esta entre 20 y 40 toneladas.

1. Colocación de la placa
2. Colocación de cabeza de anclaje y cuñas
3. Tensado de anclajes
4. Se deberá tensar y en cada escala de tensado se medirá la deformación del anclaje

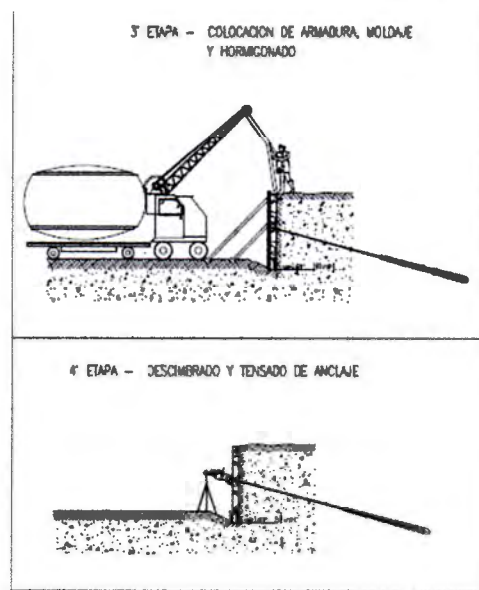


Ilustración B-11 3ª Y 4ª Etapa de Construcción

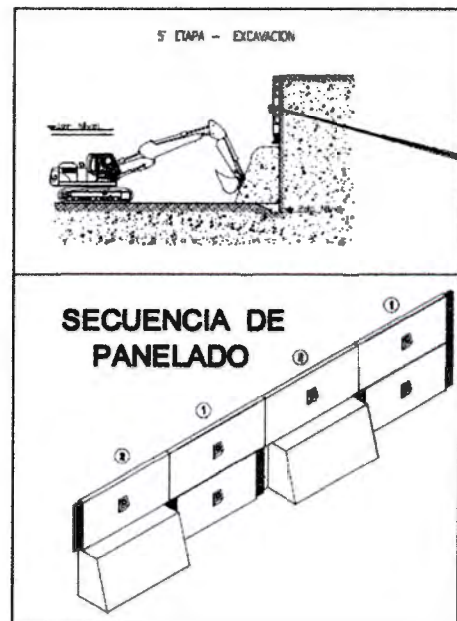


Ilustración B-12 5ª Etapa y Secuencia de Planeado

La imagen muestra como la implementación de este sistema de contención permite un mejor desarrollo de la estructura resistente del edificio, brindando seguridad y comodidad en los trabajos.

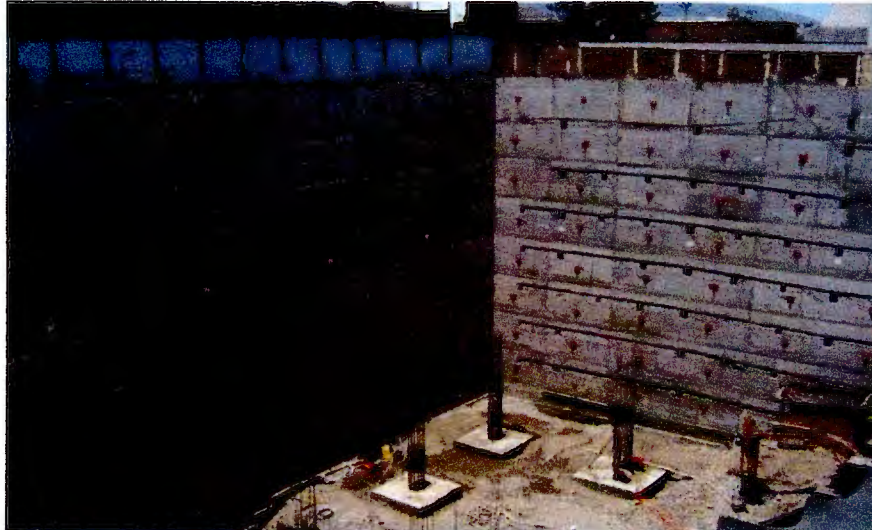


Ilustración B-13 Aplicación de muro anclado en para subsuelo de edificio

VI. RESULTADOS

A. Muro A porticado

I. Pre dimensionado en SAP

El análisis se realiza basado en el método de excavación presentado anteriormente. Será realizado a través de un elemento tipo “frame” sometido al empuje del suelo.

La primera etapa es el cálculo de la columna de trinchera, que como pre dimensionado se dimensiono con una base de 40cm y altura de 80cm (para tener en cuenta también el peso del edificio al continuar el análisis), el valor del empuje y las combinaciones de carga se detallan en el Anexo.

La figura muestra las condiciones de vinculo adoptadas en para la columna. Se tiene un primer tramo, enterrado q simula la Zapata y una viga de Arriostre de 1m de altura, que actua en voladizo a soportando el empuje (según el método).

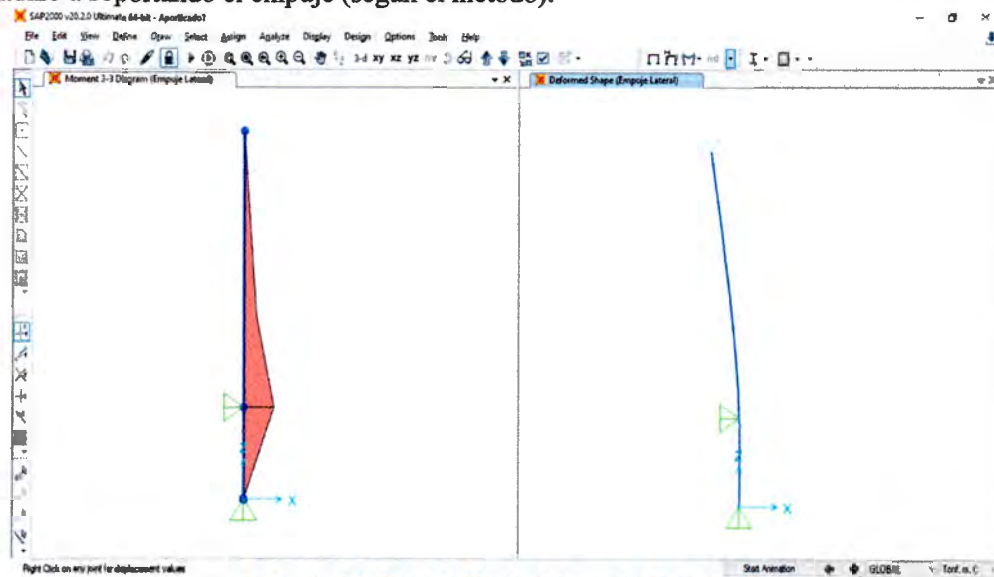


Ilustración A-1° Etapa de Cálculo, Columna de 3m en Voladizo

Una vez que se materializa la losa del primer subsuelo, las condiciones de vinculo cambia, agregando un apoyo en el extremo de la columna. Su comportamiento será el de una viga continua simplemente apoyada como se muestra en la Figura.

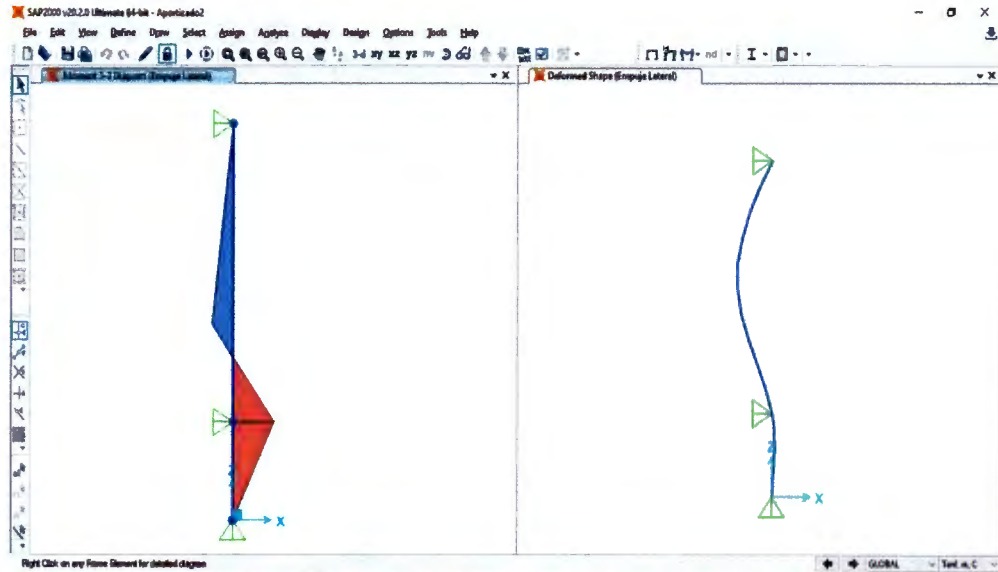


Ilustración A-2 2ª Etapa de Cálculo, Columna de 3m con apoyo en extremo

Continuando con el método se realiza la columna del segundo subsuelo, la cual soporta los empujes como una viga en voladizo

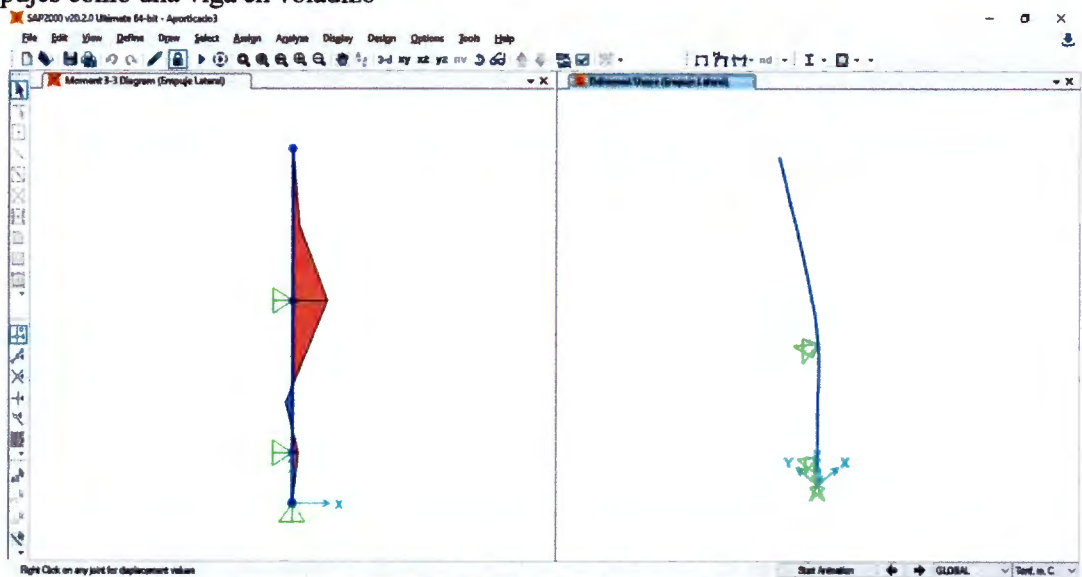


Ilustración A-3 3ª Etapa de Cálculo, Adición de Columna de 3mts

Al realizar la losa de planta baja, vuelve a materializarse un apoyo en el extremo de la columna haciendo que actúe nuevamente como una viga continua.

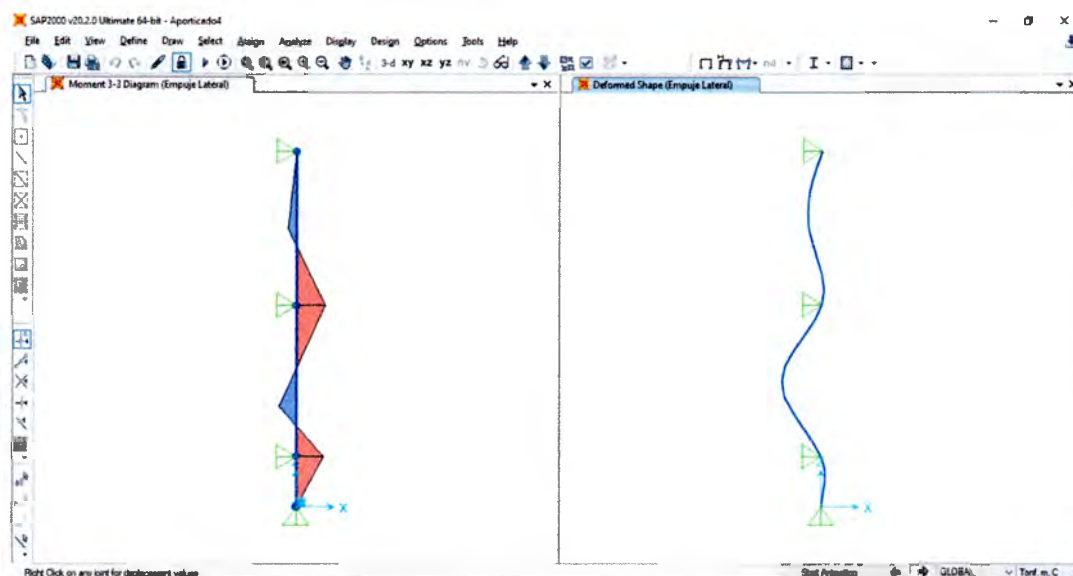


Ilustración A-4 4ª Etapa de Cálculo, Apoyo en columna extrema

Para el análisis y dimensionado de la columna de trinchera se toma una envolvente de los momentos que actúan en cada uno de los casos antes descriptos.

II. PLAXIS 2D

Para el análisis en PLAXIS 2D se debe definir las propiedades de cada uno de los materiales a utilizar. En la tabla número 1 se detallan las propiedades de los estratos de suelo, los datos fueron tomados del análisis de suelo brindado por Geólogo Jorge Juan Marcuzzi. Realizado en Av. Manuel Belgrano N°1186 en la Ciudad de Salta en agosto de 2018.

Los datos que no fueron encontrados en el Estudio de Suelos como la permeabilidad horizontal y vertical y el Modulo de Elasticidad, están basados en ejemplos vistos en el proceso de aprendizaje del programa.

Tabla 1 Propiedades de los Estratos del Suelo

PARAMETRO	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4
Modelo del material	MC	MC	MC	MC
tipo de comportamiento del material	drenado	drenado	drenado	drenado
Unidad de peso del suelo por encima del nivel freatico	15,61	15,95	17	21,82
Unidad de peso del suelo por debajo del nivel freatico	19,2	20,34	20,22	24
Permeabilidad horizontal	1	1	1	0,5
Permeabilidad vertical	1	1	1	0,5
Modulo de Young	20000	20000	20000	30000
Relacion de Poisson	0,33	0,33	0,33	0,3
Cohesion	30	40	45	5
Angulo de friccion	10	12	15	40
Angulo de dilatancia	0	0	0	4
Factor de reduccion de la interfaz	rigid	rigid	rigid	0,7

Ilustración A-5 Propiedades de los Estratos del Suelo

Las propiedades del muro son las determinadas con las tablas antes vistas y el análisis en SAP.

Tabla 2 Propiedades del muro			
Parametro	Nombre	Valor	Unidad
Altura de muro	H	7,00	m
Espesor de muro	Espesor	0,25	m
Base de muro	Base	1	m
Peso especifico	gama HA	25	kN/m ³
Area	A	0,25	m ²
Momento de Inercia	I	0,0013	m ⁴
Modulo de Young de muro	E	35000000	kN/m ²
tipo de comportamiento	Tipo de material	Elastico	
Rigidez Normal	EA	8750000,0	kN/m
Rigidez a flexion	EI	45572,9	kNm ² /m
Espesor equivalente	d	0,25	m
Peso	W	6,25	kN/m/m
Relacion de Poisson	v	0,15	-

Ilustración A-6 Propiedades del Muros

La siguiente figura muestra la geometría usada para el análisis. A la izquierda, como una casa de un piso con una longitud de 15m construida en el terreno se toma una sobrecarga de 1Tn/m², a la derecha, un edificio de departamentos de nueve pisos de altura y una longitud de 12 metros que genera una sobrecarga de 10 Tn/m².

Se respetó la altura de los estratos y cada uno de los parámetros brindados por el Estudio de Suelos.

Dado que en el estudio no se encontró Nivel Freático, se optó por asumir su presencia a los 5m de profundidad.

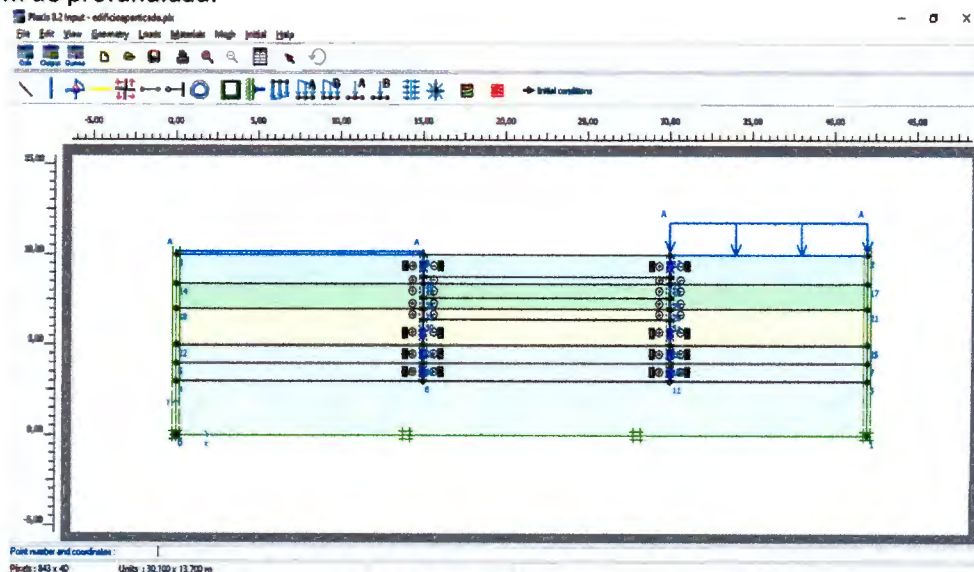


Ilustración A-7 Diseño Geométrico del problema en PLAXIS 2D

La siguiente imagen muestra las fases de estudio del programa.

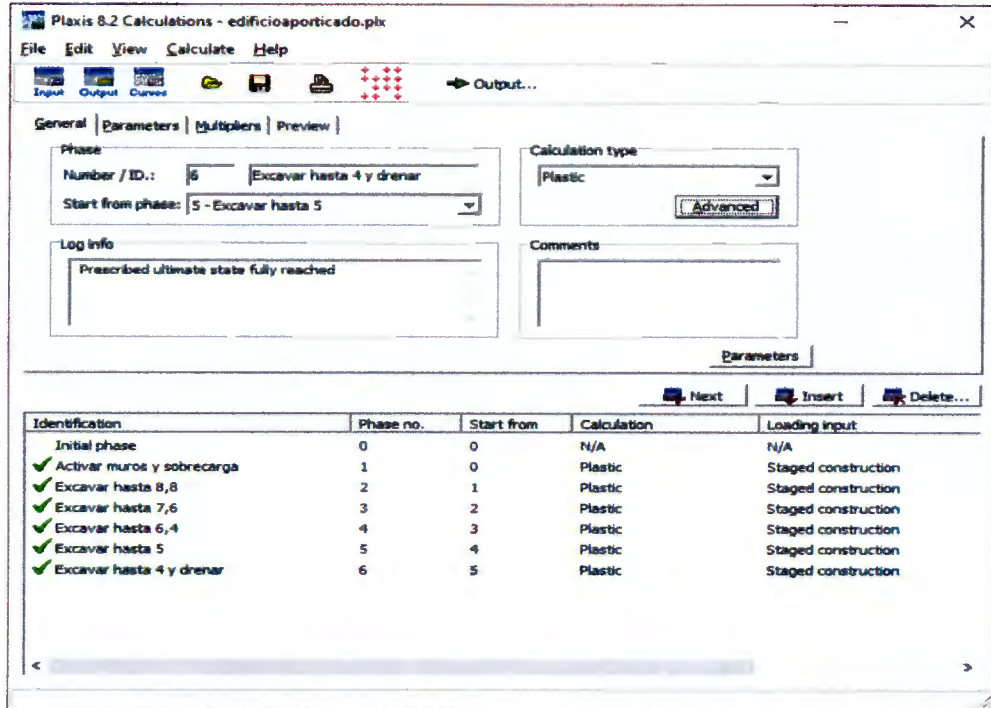


Ilustración A-8 Definición de cálculo por etapas

El primer resultado arrojado es la deformación de la malla, se observa un desplazamiento máximo de 5,8 centímetros.

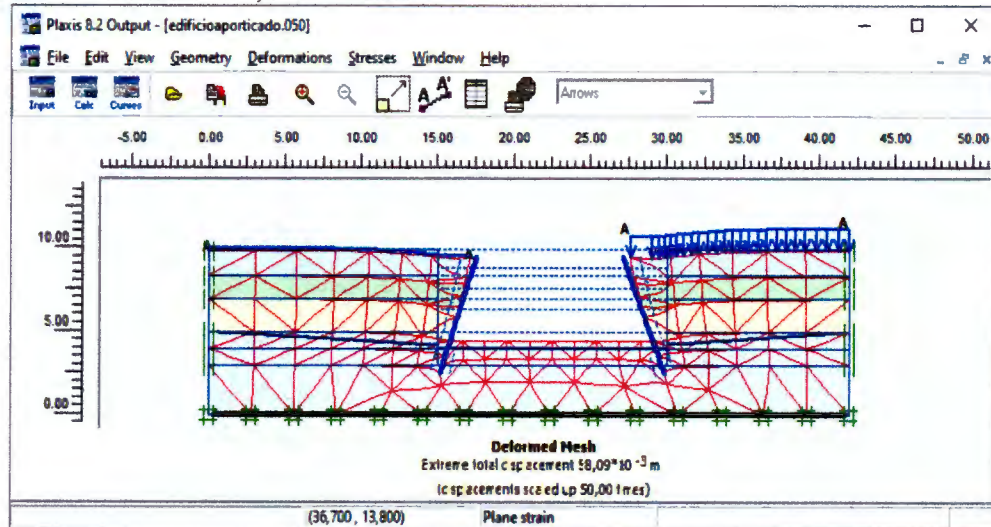


Ilustración A-9 Malla Deformada

Ilustración 1 –

El desplazamiento horizontal (U_x) es de 5,7 centímetros y se ubica en el muro a la altura de la planta baja.

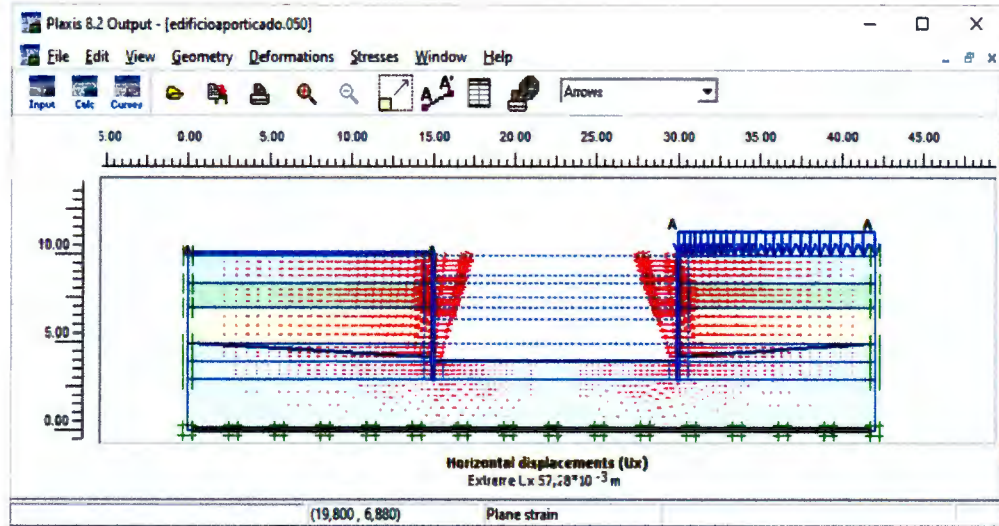


Ilustración A-10 Desplazamientos Horizontales

El desplazamiento vertical (Uy) es de 1,1 centímetros y se ubica por debajo de los muros.

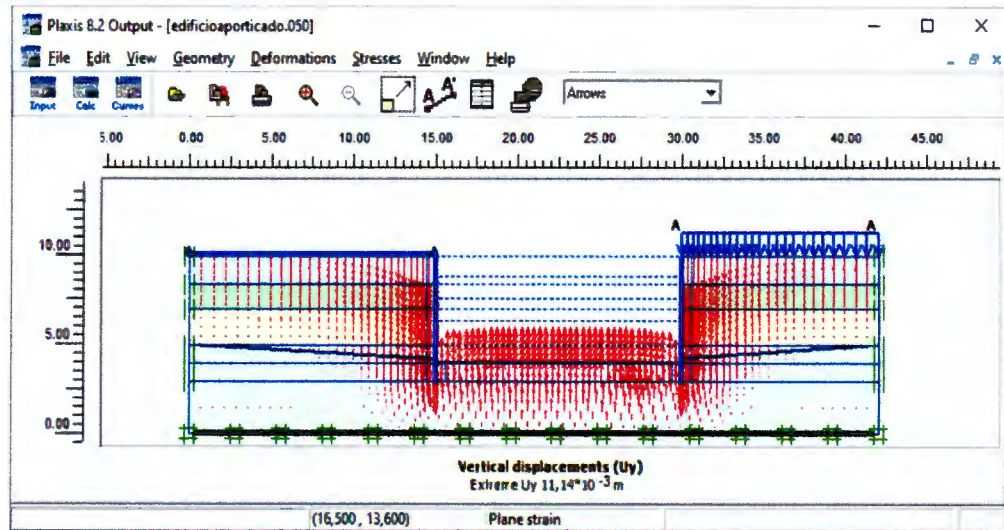


Ilustración A-11 Desplazamientos Verticales

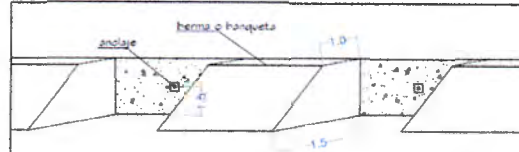
B. Muro Anclado

I. Pre dimensionado

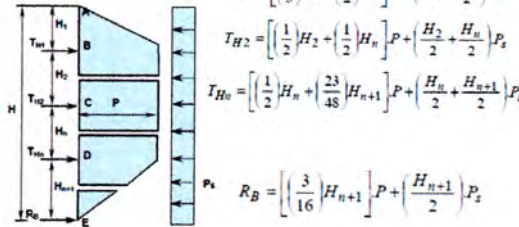
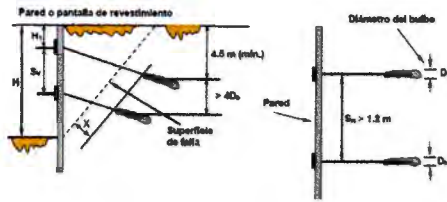
i. Diseño de Muro Anclado

Para el diseño del muro anclado y los anclajes se utiliza la siguiente tabla Excel:

Nº DE ANCLAJES :	3,00	Und.
"Ø" INTERNO :	40	°
"C" COHESION :	0,05	kg/cm ²
"Y" PESO UNITARIO :	2,18	ton/m ³
f _c :	210	kg/cm ²
F _y :	4.200	kg/cm ²
SOBRECARGA "q _s " :	1,00	ton/m ²
Nº DE PISOS VECINO :	9,00	Pisos
ALTURA DE MURO :	7,00	m



K _o =	0,36		
Ø' =	29,22		
K'a =	0,34		
USAR K _o =	0,36		
T _L =	19,10	ton/m	CARGA TOTAL (½ x K _o x Y x H ²)
P =	3,18	ton/m	CARGA DISTRIBUIDA TRAPEZOIDAL $P = \frac{T_L}{H}$
P _s =	3,21	ton/m	CARGA DISTRIBUIDA RECTANGULAR $(K_o \times q_s) - \frac{1}{3} H_1 - \frac{1}{3} H_4$
H ₁ =	1,24	m	H ₁ = 1,00 m
H _i =	1,92	m	H _i = 2,00 m



T _{H1} =	11,73	ton/m	TENSION EN EL CABLE 1
T _{H2} =	12,80	ton/m	TENSION EN EL CABLE 2
T _{H3} =	12,66	ton/m	TENSION EN EL CABLE 3
R _B =	4,41	ton	REACCION EN LA BASE

"Ψ" CABLE :	20	°
"S _H " SEPARACION :	3,00	m

T _{D1} =	37,46	ton	TENSION DE DISEÑO DEL CABLE 1
T _{D2} =	40,85	ton	TENSION DE DISEÑO DEL CABLE 2
T _{D3} =	40,43	ton	TENSION DE DISEÑO DEL CABLE 3
T _D =	40,85	ton	TENSION MAXIMA DE DISEÑO DEL CABLE
T _{Du} =	56,19	ton	TENSION ULTIMA DEL CABLE CON F.S.=1.25 Y 1.20 DEBIDO AL TENSADO

VERIFICACION POR CORTE:

ESPESOR DE MURO :	25,00	cm	
DIMENSIONES "Pch" :	30,00	30,00	cm ²
RECUBRIMIENTO "r" :	3,00	cm	

d =	21,37	cm	
b _o =	205,46	cm	
Φ =	0,85		
V _c =	57,31	ton	
T _{Diu} =	56,19	ton	CONFORME

CALCULO DE LA LONGITUD LIBRE DEL CABLE Y DEL BULBO:

α =	30,39	°	
ξ =	100,39	°	
L _{L1} =	3,09	m	
X =	1,50	m	
L _f =	4,59	m	LONGITUD LIBRE TOTAL DEL CA USAR L _f = 5,00 m

TRANSFERENCIA DE CARGA ULTIMA "Qu" :	8,00	ton/m
FACTOR DE SEGURIDAD "F.S."	1,50	ton/m

T _{max} =	64	ton	CONFORME
L _b =	8,00	m	
Z ₁ =	2,71	m	
Z ₂ =	4,71		
Z ₃ =	6,71		
Z ₄ =	4,71		

$$T_{max} = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_{max} FS}{Q_u}$$

CHEQUEO DE LA LONGITUD DEL BULBO

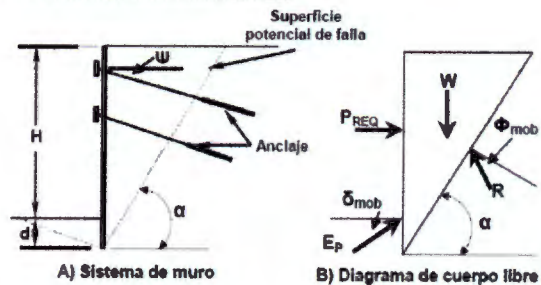
L _b =	11,00	m	
L _T =	16,00	m	
Z =	4,59	m	CONFORME; > 4.5m

$$l_b = \frac{FS(T_D)}{p \pi D_b \tan \phi}$$

D _b =	0,1	m
p' =	1,427	ton/m

CALCULO DE LA ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO

DATOS		
γ =	1,80	ton/m ²
H =	7,00	m
F.S. =	1,50	ton/m ²
Ø =	40	°
Ø' =	29,22	°
β =	0	°
δ' =	29,22	°
K _p =	3,20	(Ver fig.3.25)



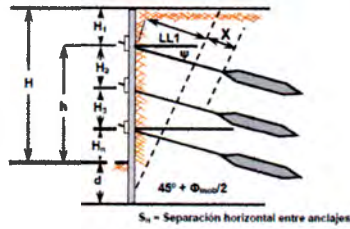
$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{p_{mob}} \xi^2 \left(\sin \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

$$\xi = d/H$$

UCS – Facultad. de Ingeniería
 ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCION EN EXCAVACIONES PARA
 SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA

PRUEBA 1		PRUEBA 2		PRUEBA 3		PRUEBA 4	
d =	1,00	d =	1,00	d =	0,00	d =	0,00
H =	7,00	H =	7,00	H =	7,00	H =	7,00
ξ =	0,1429	ξ =	0,1429	ξ =	0,0000	ξ =	0,0000
α°	PREQ	α°	PREQ	α°	PREQ	α°	PREQ
50	15,291	50	15,291	50	14,040	50	14,040
51	15,560	51	15,560	51	14,267	51	14,267
52	15,792	52	15,792	52	14,467	52	14,467
53	15,990	53	15,990	53	14,641	53	14,641
54	16,154	54	16,154	54	14,789	54	14,789
55	16,285	55	16,285	55	14,913	55	14,913
56	16,383	56	16,383	56	15,011	56	15,011
57	16,449	57	16,449	57	15,085	57	15,085
58	16,483	58	16,483	58	15,135	58	15,135
59	16,485	59	16,485	59	15,162	59	15,162
60	16,456	60	16,456	60	15,164	60	15,164
	16,485		16,485		15,164		15,164
PREQ MAX =	16,485						
Σ (THi + Rb) =	41,601	CONFORME					
d =	1,00	USAR d =	1,00	m	α =	40	°

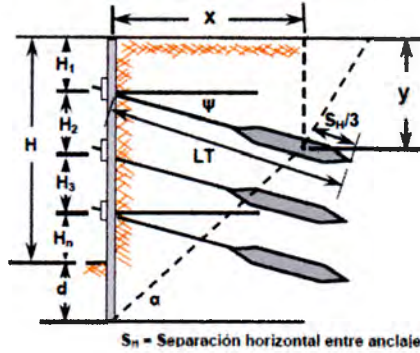
REVISION DE LA LONGITUD LIBRE CONSIDERANDO LA LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO "d"



$$\frac{L_{L1}}{(h+d)} = \frac{\text{sen}(90^\circ - \alpha)}{\text{sen}(\alpha + \psi)}$$

LL1 =	6,19	m			
LT =	7,69	m	CAMBIAR LONGITUD LIBRE Lf	LT	
USAR Lf	6,80	m		LT =	17,80 m
					18,0 m

CALCULO DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO



$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob} \xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob} \xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob} \lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

Dónde:

$$X = \frac{x}{H}, \quad \lambda = \frac{y}{H}, \quad \xi = \frac{d}{H}$$

n =	4,12	m	ALTURA EQUIVALENTE DE SUELO
x =	15,97	m	
y =	10,94	m	
α =	4,24	°	

χ =	1,436
λ =	0,983
ξ =	0,090

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}}$$

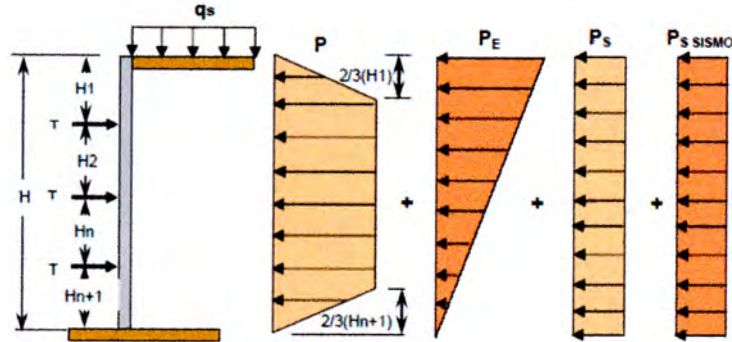
PRUEBA	Ø'	δ'	K' _p	K' _a	A	B	A+B
1	18	18	2,5469	0,53	2,9707	-2,0050	0,9657
2	19	19	2,7102	0,51	2,9699	-1,7892	1,1807
3	20	20	2,8885	0,49	2,9691	-1,6026	1,3665
4	21	21	3,0937	0,47	2,9681	-1,4395	1,5286
5	22	22	3,2973	0,45	2,9671	-1,2967	1,6704
6	23	23	3,5326	0,44	2,9659	-1,1701	1,7958
7	24	24	3,7922	0,42	2,9646	-1,0575	1,9071
8	25	25	4,0795	0,41	2,9631	-0,9567	2,0065
9	26	26	4,3986	0,39	2,9615	-0,8660	2,0955
10	28	28	5,1525	0,36	2,9575	-0,7096	2,2479

Ø' = 21

F.S. = 2,19 CONFORME, > 1.5

UTILIZAR L_f = 7,00 L_b = 11,00 L_T = 18,00 m

ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA EN CONDICION SISMICA



$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad \omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

ZONA SISMICA "Z" :	3	Kh =	0,20	Kv =	0,13	
			0,16		0,00	
	$\omega_1 =$	9,09	°	0,16	rad.	
	$\delta =$	0,00	°	0,00	rad.	ANGULO DE FRICCION SUELO - MURO
	$\beta =$	0,00	°	0,00	rad.	INCLINACION DEL RELLENO
	$\theta =$	0,00	°	0,00	rad.	INCLINACION DEL MURO
	$\phi =$	40,00	°	0,70	rad.	ANGULO DE FRICCION

$K_{AE} = 0,3031$

CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO COMBINADO E_A $E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left[1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right]$

$E_{AE} = 18,32 \text{ ton/m}$

$K_A = 0,2174$

CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS E_A : $E_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2$

$E_A = 11,62 \text{ ton/m}$

$E_s = 1,52 \text{ ton/m}$

CALCULO DEL EMPUJE SIMICO POR SOBRECARGA $E_{s \text{ sismo}} = q_s H (K_{AE} - K_A)$

$E_{s \text{ sismo}} = 0,60 \text{ ton/m}$

CALCULO DEL EMPUJE SIMICO DE TIERRA E_E : $E_E = E_{AE} - E_A - E_s - E_{s \text{ sismo}}$

$E_E = 4,58 \text{ ton/m}$

TRANSFORMANDO A DIAGRAMA DE PRESION APARENTE DE TIERRA: $P = \frac{E_A}{H - 1/3 H_1 - 1/3 H_4}$

$P = 1,94 \text{ ton/m}^2$

DIAGRAMA APARENTE DE PRESION DE TIERRAS POR AREA TRIBUT. $T_{H1A} = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P$

$T_{H1A} = 3,23 \text{ ton/m}$

CALCULO DEL DIAGRAMA DE PRESION DE TIERRA EN CONDICION SISMO $P_E = b = \frac{2(E_E)}{H}$

$$P_E = 1,31 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL 1er ANCLAJE POR SISMO $(T_{H1E} = \left[\frac{P_E(2H - H_1 - H_2/2)}{2H} \right] \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right))$

$$T_{H1E} = 2,24 \text{ ton/m}$$

CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL 1er ANCLAJE POR S/C: $P_{sT} = \frac{(E_s + E_s \text{ sismo})}{H}$

$$P_{sT} = 0,30 \text{ ton/m}$$

$$T_{H1sT} = \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P_{sT}$$

CALCULO DE LA FUERZA TOTAL EN EL 1er ANCLAJE:

$$T_{H1} = T_{H1A} + T_{H1E} + T_{H1sT}$$

$$T_{H1} = 6,08 \text{ ton/m}$$

CALCULO DE LA FUERZA TOTAL EN LOS DEMAS ANCLAJES Y REACCION EN LA BASE:

$$T_{H2} = 6,07 \text{ ton/m}$$

$$T_{H3} = 5,15 \text{ ton/m}$$

$$R_B = 1,12 \text{ ton}$$

FUERZA DE DISEÑO EN LA CONDICION SISMO + GRAVEDAD:

$$T_{D1} = 19,40 \text{ ton}$$

$$T_{D2} = 19,38 \text{ ton}$$

$$T_{D3} = 16,43 \text{ ton}$$

$$T_{D1} = \frac{T_{H1} S_H}{\cos \psi}$$

COMPARACION DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN AMBOS

	CODICION DE REPOSO	CODICION ACTIVA	USAR
	T_{Di} (ton)	T_{Di} (ton)	T_{Di} (ton)
ANCLAJE 1	37,46	19,40	
ANCLAJE 2	40,85	19,38	
ANCLAJE 3	40,43	16,43	
REACCION	4,41	1,12	

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA EN CONDICION SISMICA

$$A = 0,5987$$

$$B = 0,1600$$

$$\rho_A = 50,24 \quad \circ \text{ ANGULO DE LA LINEA DE FALLA CON RESPECTO A LA HORIZONTAL}$$

$$\rho_A = (\phi - \alpha_1) + \tan^{-1} \left(\frac{A(A^2 + 1)(A + B)}{1 + B(A^2 + 1)} \right) \quad \begin{matrix} A = \tan(\phi - \beta - \alpha_1) \\ B = \tan(\delta + \beta + \alpha_1) \end{matrix}$$

CALCULO DE LA LONGITUD LIBRE DEL CABLE

$$L_{1f} = 4,76 \text{ m} \quad \text{SE MANTIENE } L_f$$

$$L_{2f} = 3,40 \text{ m}$$

$$L_{3f} = 2,04 \text{ m}$$

$$\text{UTILIZAR} \quad L_f = 7,00 \quad L_b = 11,00 \quad L_T = 18,00 \quad \text{m}$$

DISEÑO DEL CABLE:

Table 10. Properties of 15-mm diameter prestressing steel strands (ASTM A416, Grade 270 (metric 1860)).

Number of 15-mm diameter strands	Cross section area		Ultimate strength		Prestressing force					
	(in. ²)	(mm ²)	(kips)	(kN)	0.8 f _{pu} A _{ps}		0.7 f _{pu} A _{ps}		0.6 f _{pu} A _{ps}	
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

PARA TRES (03) CABLES DE ACERO GRADO 270 => 0.6 fpu Aps 469 kN < 47,81 ton
 As = 4,20 cm²
 E = 2,10E+06 kg/cm²
 Tu = 782,10 kN < 79,72 ton

DETERMINACION DEL PRESFUERZO INICIAL DE LOS ANCLAJES

ΔL = 3,24 cm
 ΔLr = 4,14 cm
 T = 52,12 ton < OK 0.7 fpu Aps 55,78 ton CONFORME
 fj = 177 ksi

UTILIZAR TRES (03) CABLES DE ACERO GRADO 270, DIAMETRO NOMINAL 15mm, CON UN AREA TOTAL DE 420mm² (4.20cm²), CON UNA TENSION DEL JACK DE 163 ksi

CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLANCHA DE APOYO

NUMERO DE CABLES	1	2	3	4	7	12	19	31	37
DIAMETRO DE LA CABEZA (mm)	53	80	85	110	132	170	220	270	300

A_{crit} = 0,0545 m²
 D = 85 mm 0,085 m
 m = 74,25 mm 0,08 m
 A_p = 0,060025 m² A_p > A_{crit}, CONFORME
 DIAMETRO DE PERFORACION D = 6" < 15 cm
 USAR PLANCHAS DE B = 30 30 cm²
 m = 0,1075 m
 A_p = 0,09 m²
 Ms = 0,026 MN-m
 t_{ps} = 0,0287 m 2,87 cm SERVICIO
 t_{pu} = 0,0264 m 2,64 cm ULTIMO

USAR PLANCHA DE 25cm x 25cm x 1 1/8"

II. Análisis en SAP

Con el programa SAP, usando los resultados del diseño anterior se hace un análisis de los tabiques de contención.

Para el ejemplo estudiado las dimensiones de los paneles son de 2 metros de alto y 3 metros de largo, con un apoyo simple en la parte inferior ya que al momento de su instalación se deja enterrado parte del muro, y un espesor de 25 centímetros constante en todo el muro. Suele usarse en estos casos un espesor mayor en la zona de anclaje, pero a mi consideración ese espesor quita espacio y no aporta a la estética del edificio.

El estudio se realiza en tres etapas, en la primera se modela como una zapata flexible con elementos tipo Shell, aplicando un módulo de balastro Horizontal, verificando el punzonado y calculando el refuerzo de la cara interior como voladizo.

Asignamos un coeficiente de 5.000 Tn/m^3 para suelo tipo CL (Arcillas con grava o con arena), presente en los primeros 5 metros del suelo en estudio. Y un coeficiente de 15.000 Tn/m^3 para suelo tipo GC (Gravas Arcillosas) que aparecen en los dos metros restantes. Y la fuerza en los anclajes promedio de 456 Tn distribuida en el área ocupada por la placa de apoyo que es de $30 \times 30 \text{ cm}$.

En la figura se muestra como se deforma del tabique luego del tensado,

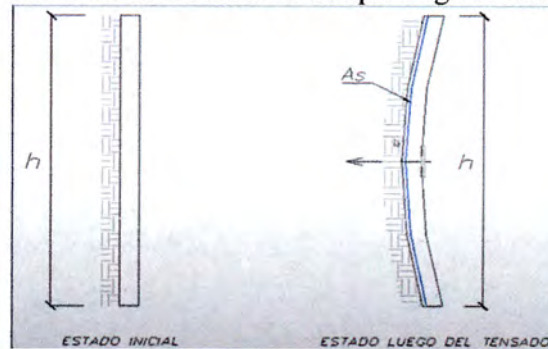


Ilustración B-1 Estado después del Tensado

En SAP, una vez insertados los datos, podemos observar en la Cara “top”, que se encuentra comprimida, no es necesaria armadura de refuerzo salvo la reglamentada y para el armado.

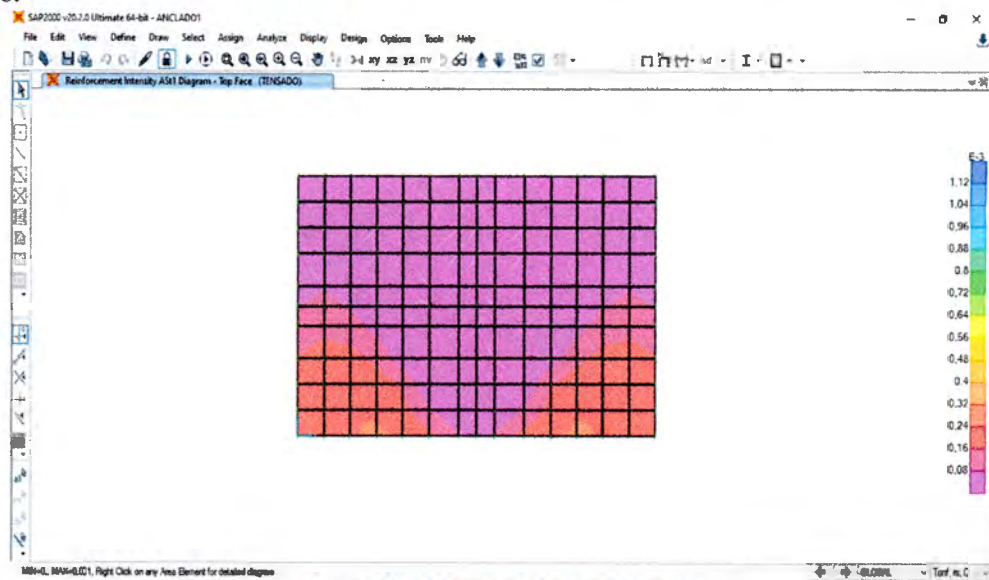


Ilustración B-2 Armadura Vertical en Cara TOP

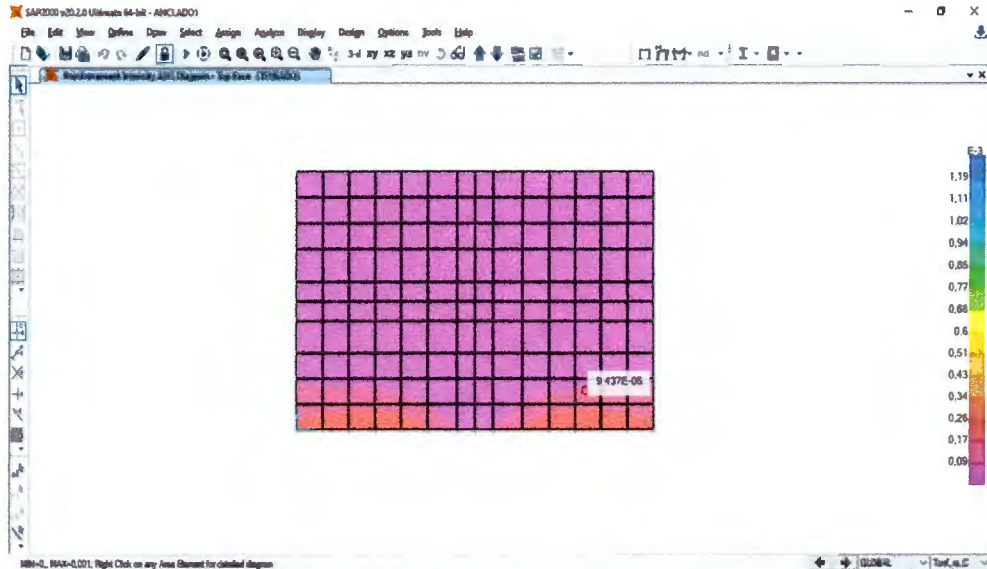


Ilustración B-3 Armadura Horizontal en Cara TOP

La cara Bottom, se encuentra traccionada por el tesado en los anclajes y es necesario colocar refuerzo en la zona de pedestal y en la de apoyo de la placa para que se pueda verificar el punzonado. Las figuras muestran los requerimientos de armadura longitudinal en el sentido vertical y horizontal.

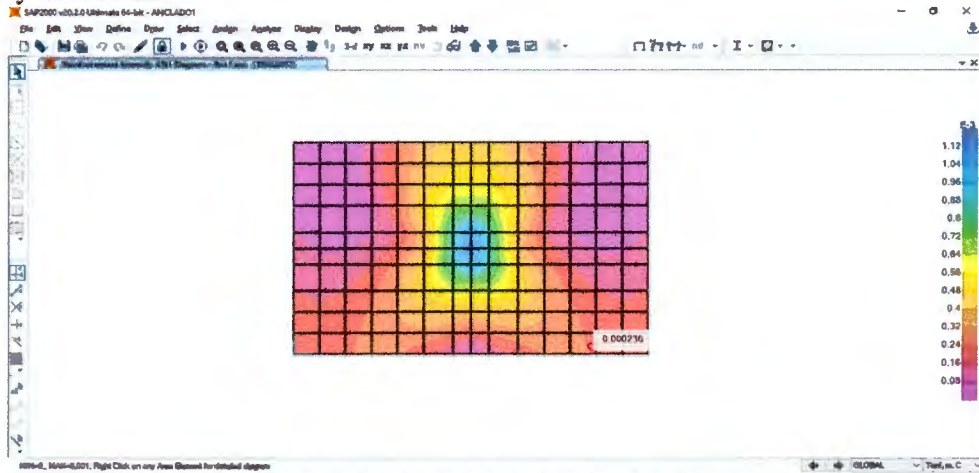


Ilustración B-4 Armadura Horizontal en Cara Bottom

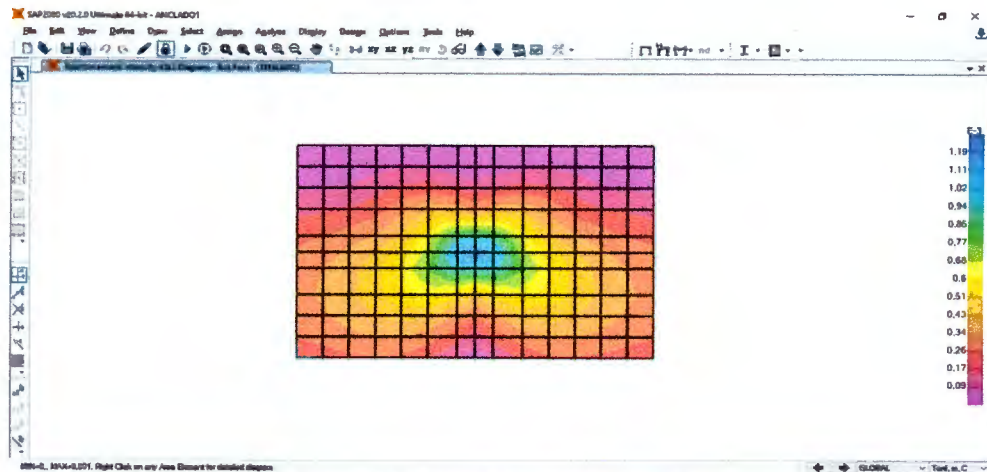


Ilustración B-5 Armadura Vertical en Cara Button

El segundo modelo ya consta de dos tabiques juntos que se me modelan como una losa sin vigas en una dirección. En el caso en que haya más filas, se modela como una losa sin vigas armada en dos direcciones y se calcula el acero positivo entre los anclajes.

Tenemos entonces

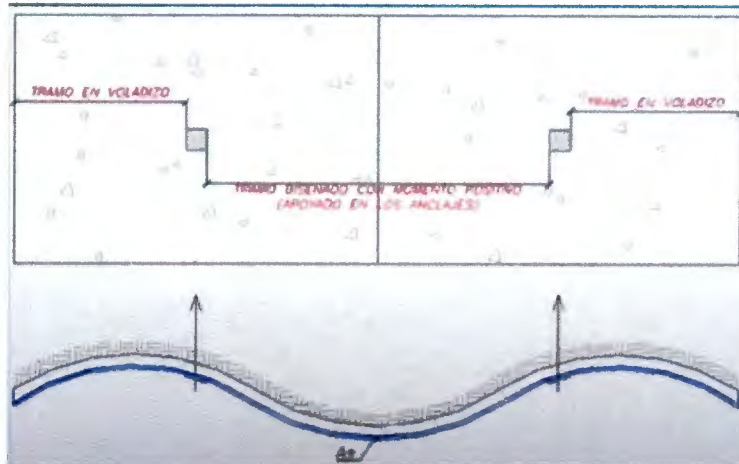


Ilustración B-6 Segundo Esquema de Cálculo

En SAP entonces, la cara Top comienza a requerir armadura por el esquema planteado y se tiene

UCS – Facultad. de Ingeniería
ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA
SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA

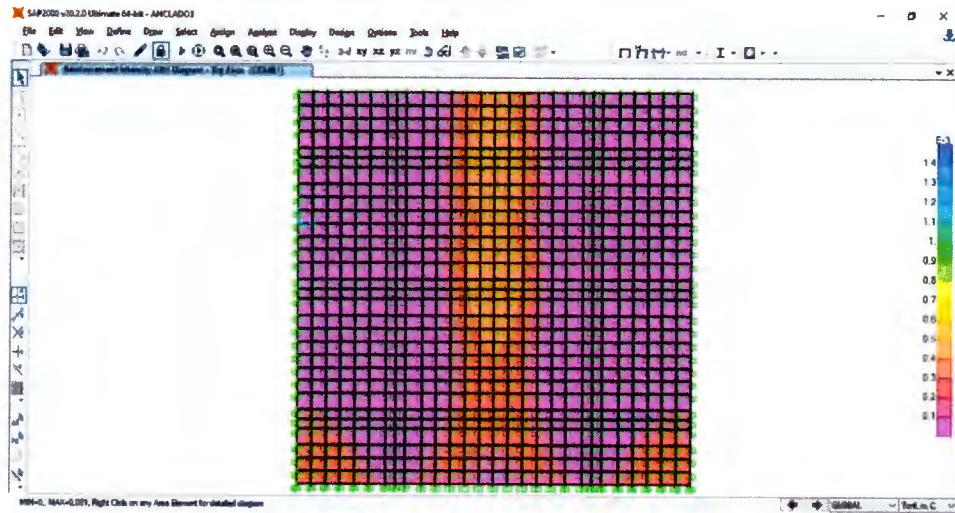


Ilustración B-7 Armadura Vertical Cara Top

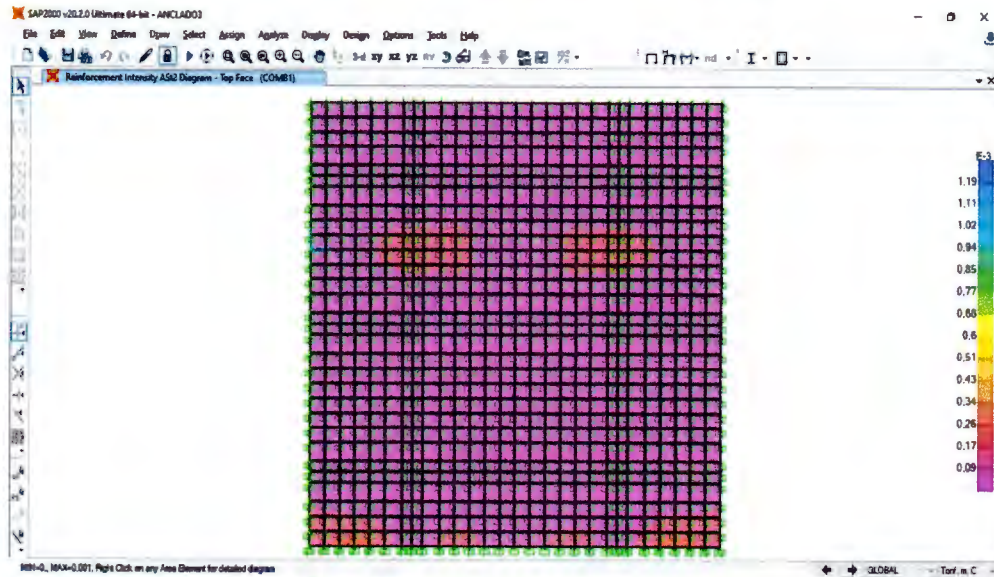


Ilustración B-8 Armadura Horizontal Cara TOP

Y en la cara buton el requerimiento de acero traccionado longitudinal, horizontal y vertical, en la zona de pedestal y anclaje.

UCS – Facultad. de Ingeniería
ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA
SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA

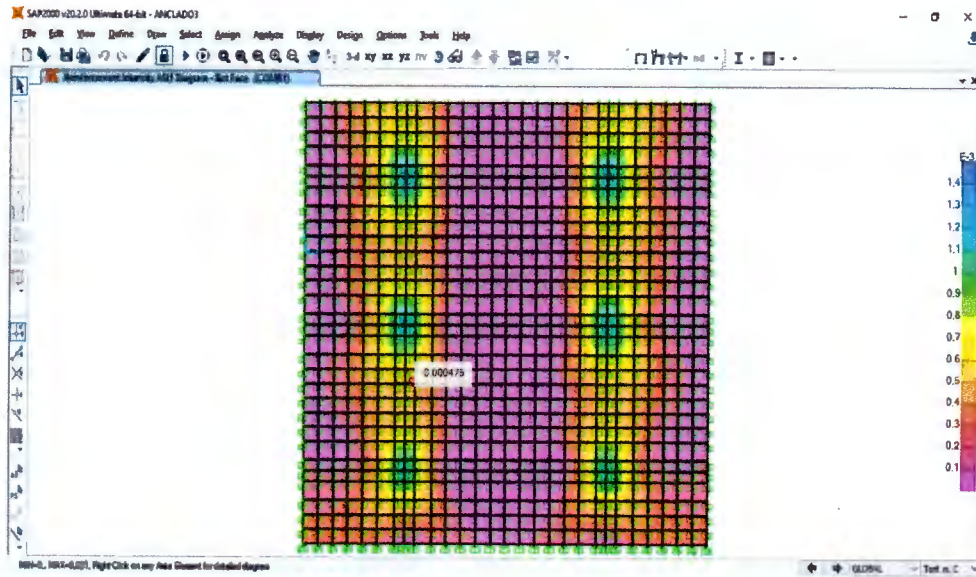


Ilustración B-9 Armadura Horizontal Cara Button

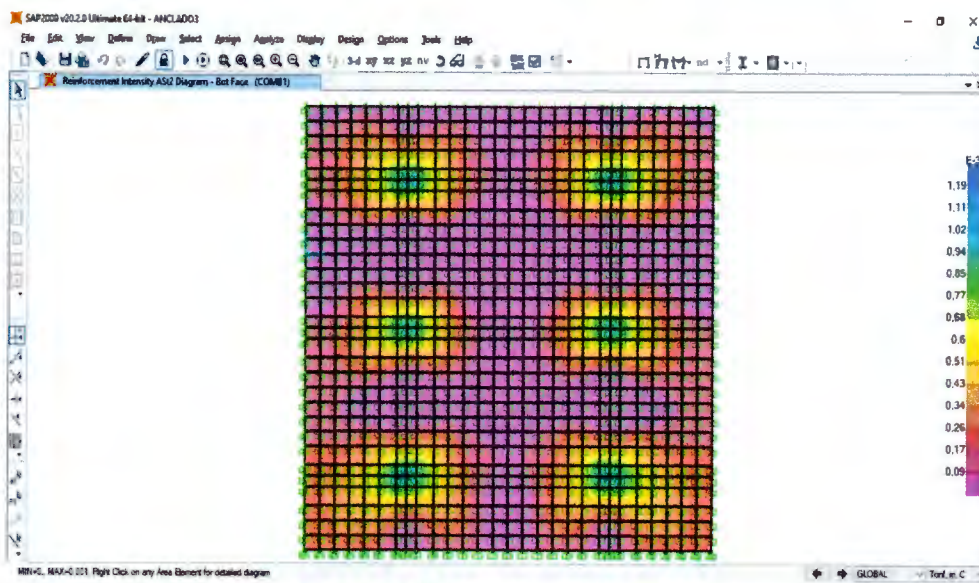


Ilustración B-10 Armadura Vertical Cara Button

Por último, el tercer modelo que se presenta luego del destensado de todos los cables, se modela el muro por unidad de longitud en toda su altura, considerando el empuje de tierras y la sobrecarga.

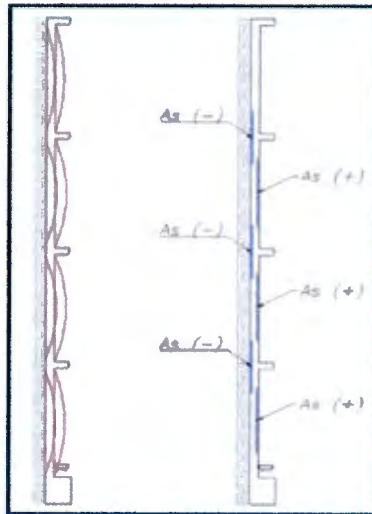


Ilustración B-11 Tercer Modelo de Cálculo

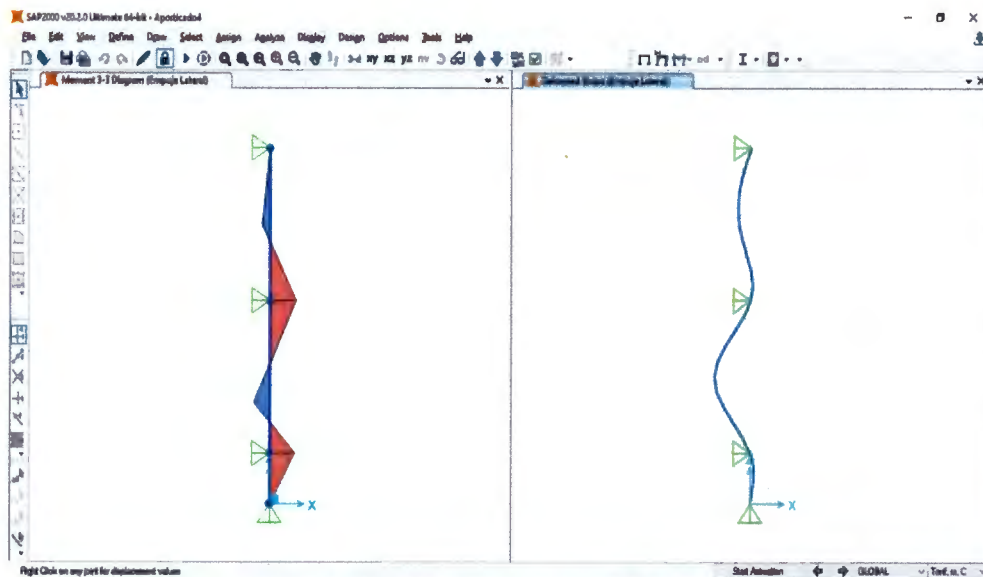


Ilustración B-12 Solicitaciones y deformada de muro unitario

III. Análisis en PLAXIS 2D

Para el análisis en PLAXIS 2D se debe definir las propiedades de cada uno de los materiales a utilizar. En la tabla número 1 se detallan las propiedades de los estratos de suelo, los datos fueron tomados del análisis de suelo brindado por el Geólogo Jorge Juan Marcuzzi. Realizado en Av. Manuel Belgrano N°1186 en la Ciudad de Salta en agosto de 2018.

Los datos que no fueron encontrados en el Estudio de Suelos como la permeabilidad horizontal y vertical y el Modulo de Elasticidad, están basados en ejemplos vistos en el proceso de aprendizaje del programa.

Tabla 1 Propiedades de los Estratos del Suelo

PARAMETRO	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4
Modelo del material	MC	MC	MC	MC
tipo de comportamiento del material	drenado	drenado	drenado	drenado
Unidad de peso del suelo por encima del nivel freático	15,61	15,95	17	21,82
Unidad de peso del suelo por debajo del nivel freático	19,2	20,34	20,22	24
Permeabilidad horizontal	1	1	1	0,5
Permeabilidad vertical	1	1	1	0,5
Modulo de Young	20000	20000	20000	30000
Relacion de Poisson	0,33	0,33	0,33	0,3
Cohesion	30	40	45	5
Angulo de friccion	10	12	15	40
Angulo de dilatancia	0	0	0	4
Factor de reduccion de la interfaz	rigid	rigid	rigid	0,7

Ilustración B-13 Propiedades de los Estratos del Suelo

Las propiedades del muro son las determinadas con las tablas antes vistas y el análisis en SAP.

Tabla 2 Propiedades del muro

Parametro	Nombre	Valor	Unidad
Altura de muro	H	7,00	m
Espesor de muro	Espesor	0,25	m
Base de muro	Base	1	m
Peso especifico	gama HA	25	kN/m ³
Area	A	0,25	m ²
Momento de Inercia	I	0,0013	m ⁴
Modulo de Young de muro	E	35000000	kN/m ²
tipo de comportamiento	Tipo de material	Elastico	
Rigidez Normal	EA	8750000,0	kN/m
Rigidez a flexion	EI	45572,9	kNm ² /m
Espesor equivalente	d	0,25	m
Peso	W	6,25	kN/m/m
Relacion de Poisson	v	0,15	-

Ilustración B-14 Propiedades del Muro

Las propiedades de la barra de anclaje fueron determinadas para una para una barra conformada por 3 cables de acero 270 de 15mm c/u y un pre esfuerzo inicial de 55 Tn.

Tabla 3 Propiedades de la barra de anclaje			
Parametro	Nombre	Valor	Unidad
Tipode comportamiento	Tipo de material	Elastico	-
Rigidez normal	EA	8,65E+04	KN
Espaciado fuera del plano	Ls	2,5	m
Maxima fuerza	Fmax, comp	782,10	KN
	Fmax, tens	782,10	KN

Ilustración B-15 Propiedades de la barra de anclaje

Las propiedades del cuerpo de lechada que define la geo malla para el estudio del bulbo fueron tomadas también de las tablas y el valor del Módulo de Elasticidad de ejemplos vistos también en el proceso de aprendizaje del programa.

Tabla 4 Propiedad del cuerpo de lechada			
Parametro	Nombre	Valor	Unidad
Diametro del Bulbo	Db	0,1	m
Modulo de Young de la Lechada	E	18000000	kN/m ²
Area del Bulbo	A	0,01	m ²
Rigidez Normal	EA	141371,7	KN/m

Ilustración B-16 Propiedades del cuerpo de lechada

La siguiente figura muestra la geometría usada para el análisis. A la izquierda, como una casa de un piso con una longitud de 15m construida en el terreno se toma una sobrecarga de 1Tn/m², a la derecha, un edificio de departamentos de nueve pisos de altura y una longitud de 12 metros que genera una sobrecarga de 10 Tn/m².

Se respetó la altura de los estratos y cada uno de los parámetros brindados por el Estudio de Suelos.

Dado que en el estudio no se encontró Nivel Freático, se optó por asumir su presencia a los 5m de profundidad.

UCS – Facultad. de Ingeniería
 ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA
 SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA

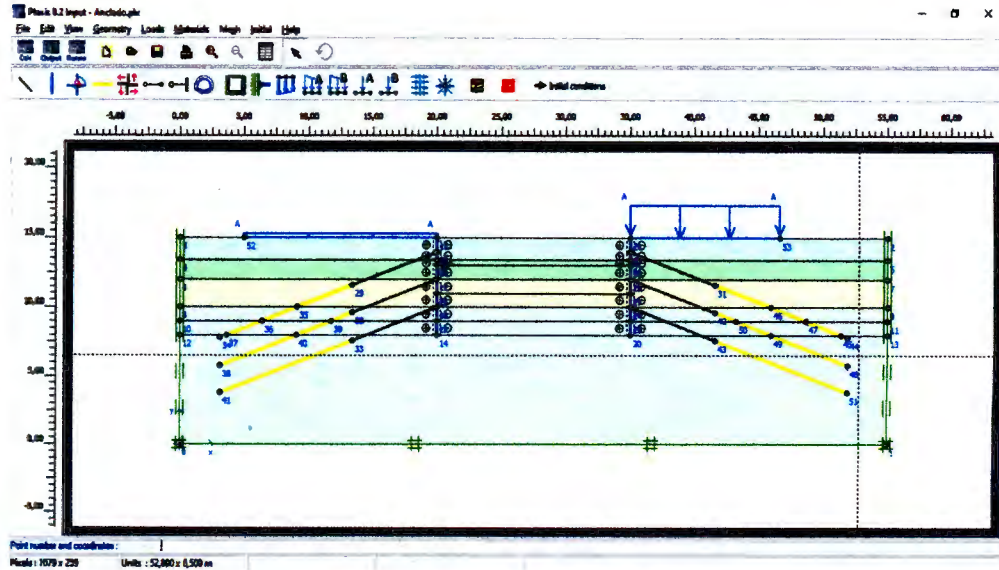


Ilustración B-17 Modelo Geométrico Plaxis 2D

Ya definida la geometría y generadas las condiciones iniciales, se realiza el cálculo paso a paso. La figura muestra las fases utilizadas.

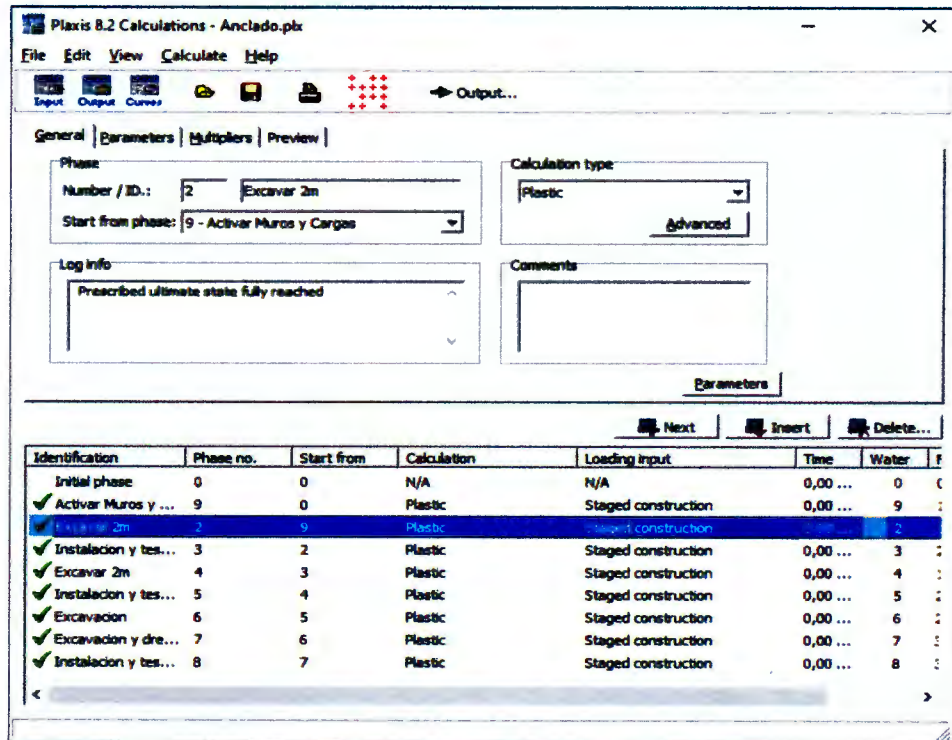


Ilustración B-18 Fases de Calculo Muro Anclado

Los resultados:

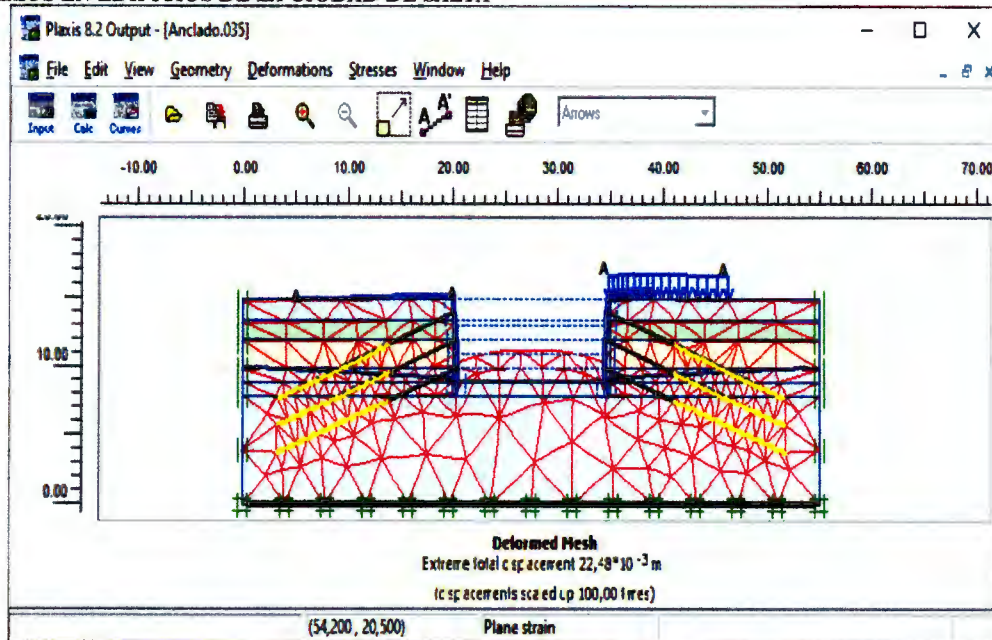


Ilustración B-19 Deformación de la malla, Muro Anclado

El desplazamiento extremo es de 2,2 cm

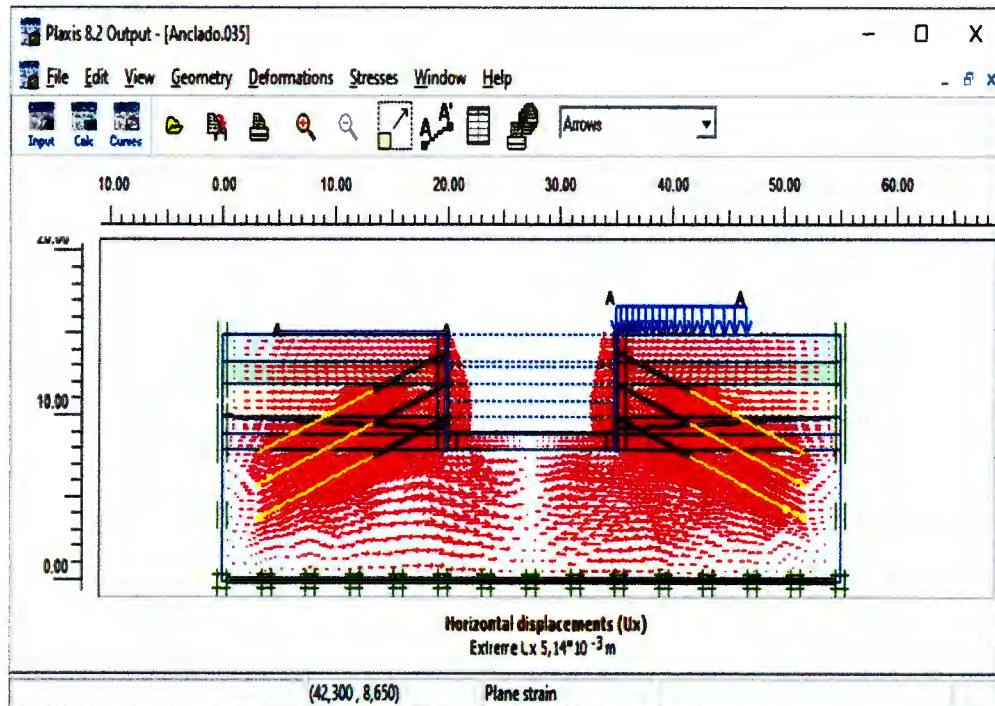


Ilustración B-20 Desplazamiento Horizontal, Muro Anclado

El máximo desplazamiento Horizontal (U_x) tiene un valor de 5 milímetros y se encuentra a más de la mitad de la altura de muro.

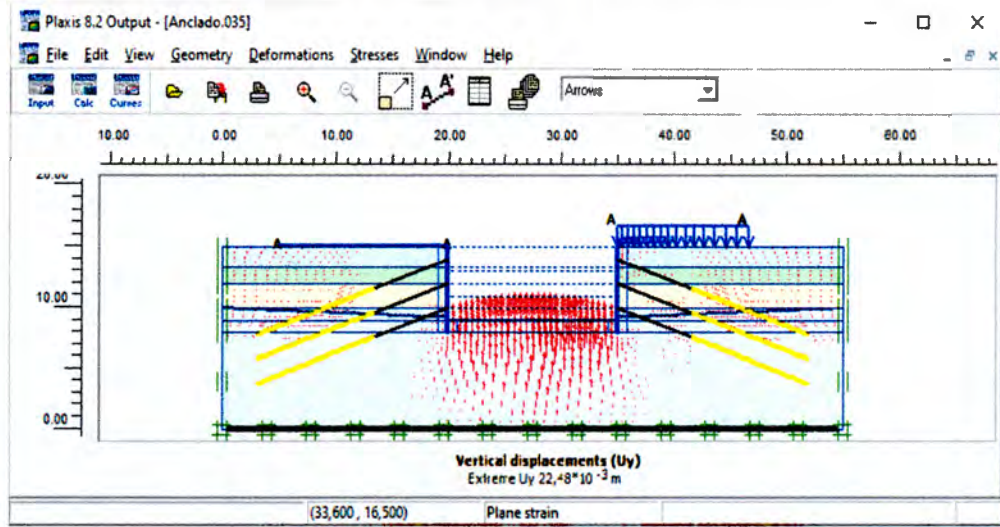


Ilustración B-21 Desplazamiento Vertical, Muro Anclado

EL máximo desplazamiento vertical (U_y) es de 2 centímetros y se ubica en el centro de la excavación.

VII. CONCLUSIONES

De acuerdo a lo desarrollado en el proyecto, el uso del método de excavación explicado representa una ventaja ya que disminuye en un 50% aproximadamente, los asentamientos producidos por la excavación para subsuelos de un nuevo edificio, además de brindar seguridad a el recurso humano. El método también permite la materialización de las condiciones de vinculo supuestas al momento de cálculo, a través de la utilización de nuevas tecnologías como ser el Perno Químico.

El uso de muro anclado en excavaciones de subsuelos representa una mejor alternativa a la propuesta anterior puesto que los asentamientos son milimétricos, asegurando la seguridad tanto de los operarios como de las estructuras vecinas. Una de las contras al momento de su elección es que debido a que las columnas no forman parte del muro se debe tener en cuenta una disminución del uso de espacio.

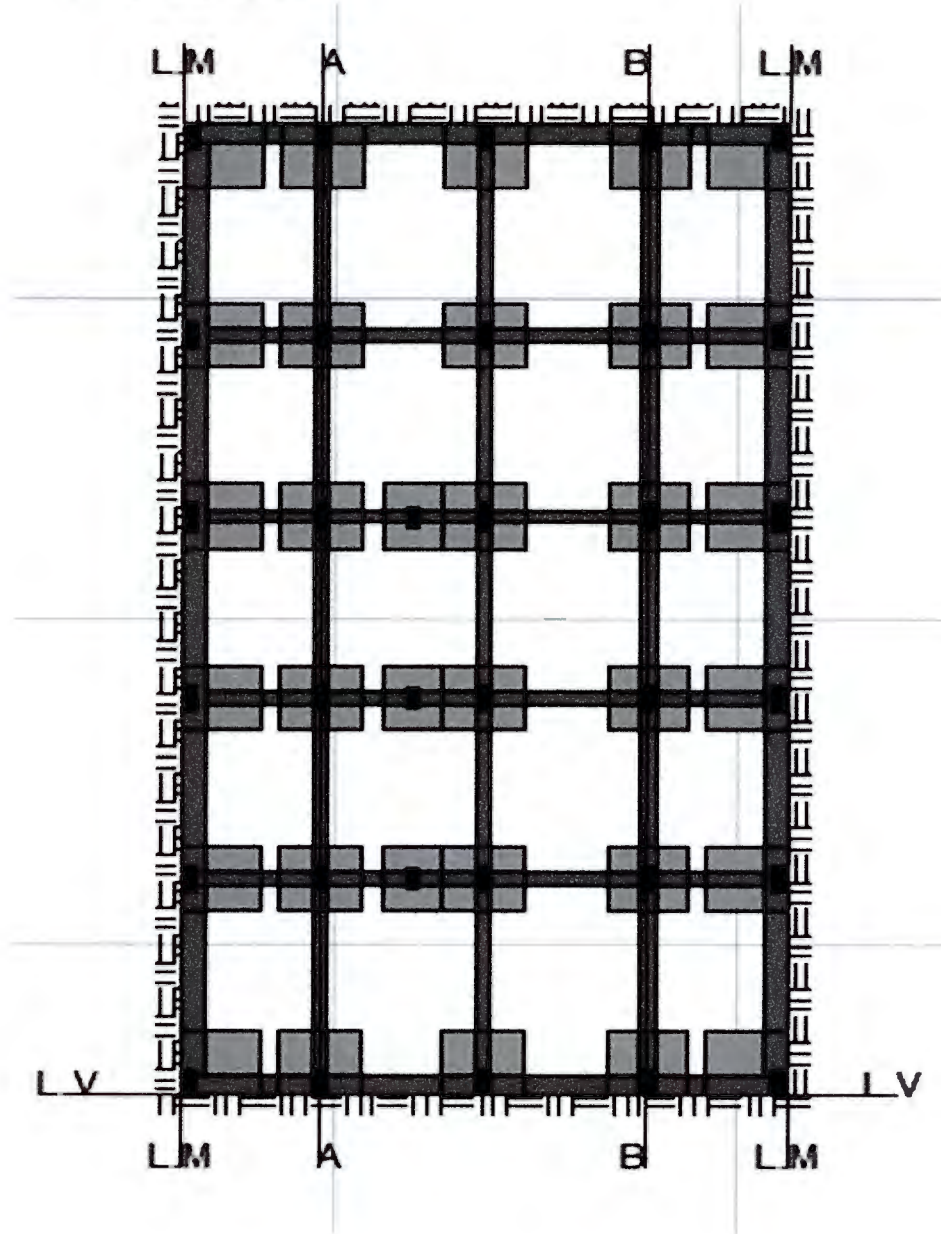
VIII. BIBLIOGRAFIA

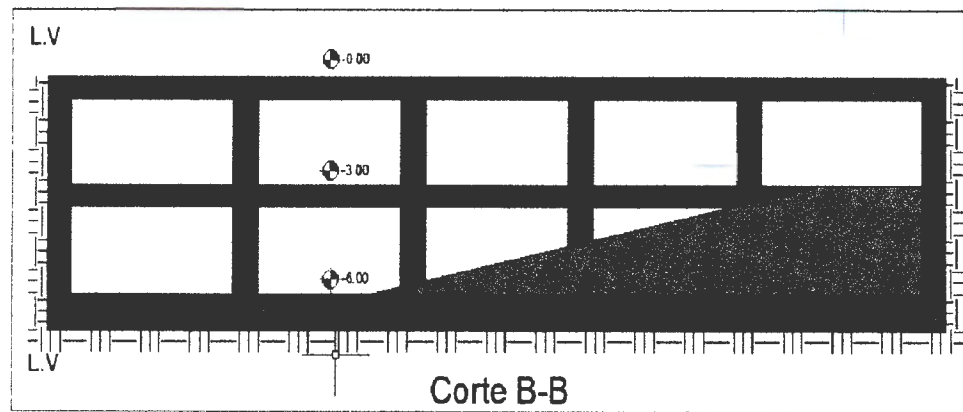
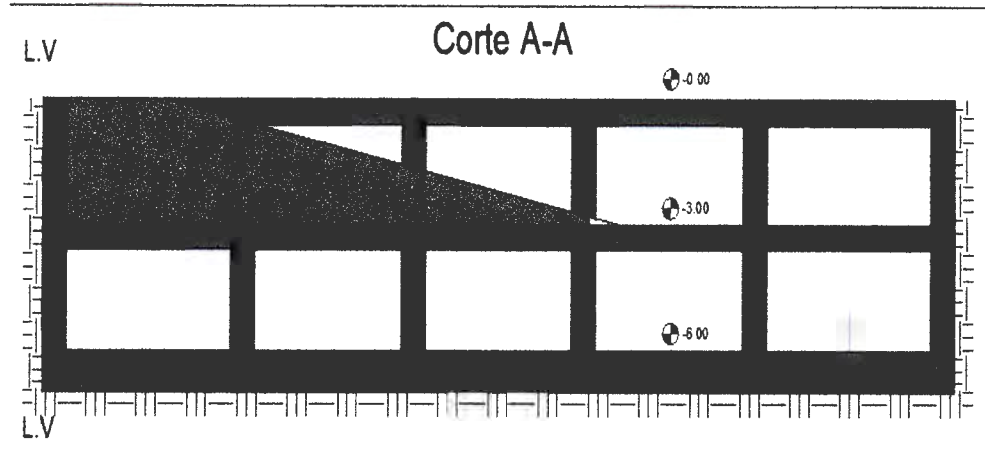
- Modelamiento de problemas de estructuras de contención lateral mediante programa de elementos finitos Manual de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado. Pedro Valdez
- Aplicación de Microsoft Excel en el diseño de anclajes de muros de sótano para suelo Limo arenosos de la ciudad de Quito. Johnny Santiago Vizúete Orozco
- Diseño de estructuras de contención considerando Interacción Suelo-Estructura. Luis Carlos Baez Lozada y Pablo Echeverri Lopez
- Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das
- Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das séptima edición
- Normas Antisísmicas Argentinas N A A – 80. 2º Edición 1984
- Tutoriales Carlos Cordova. Cordova Ingenieros.
- Video conferencia brindada por el ingeniero Kevin Kandraroch. Modo de Excavación para Edificio “Miralejos”. Cordoba- Argentina

IX. ANEXOS

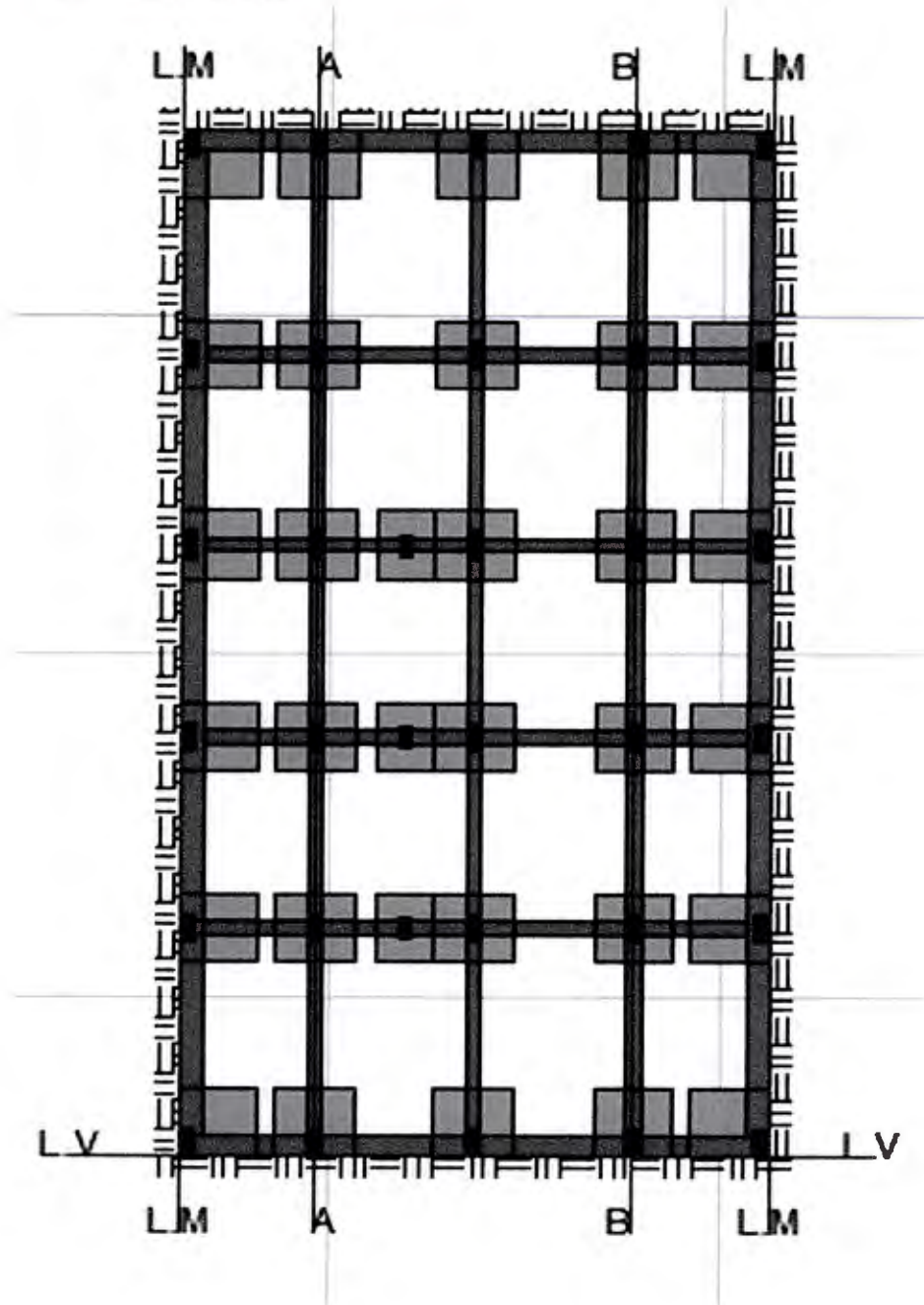
A. Planos

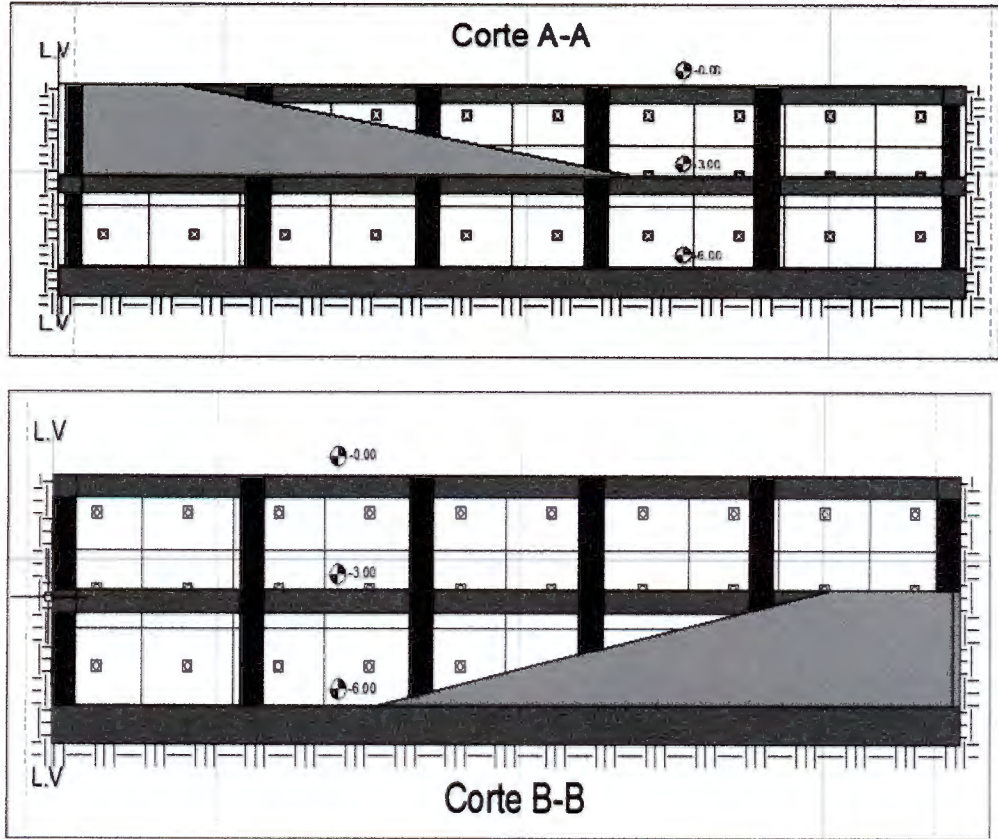
I. Edificio A porticado





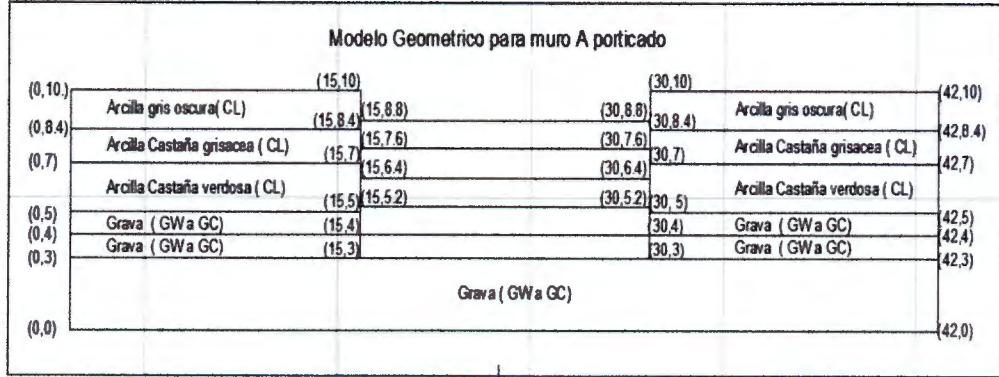
II. Muro Anclado



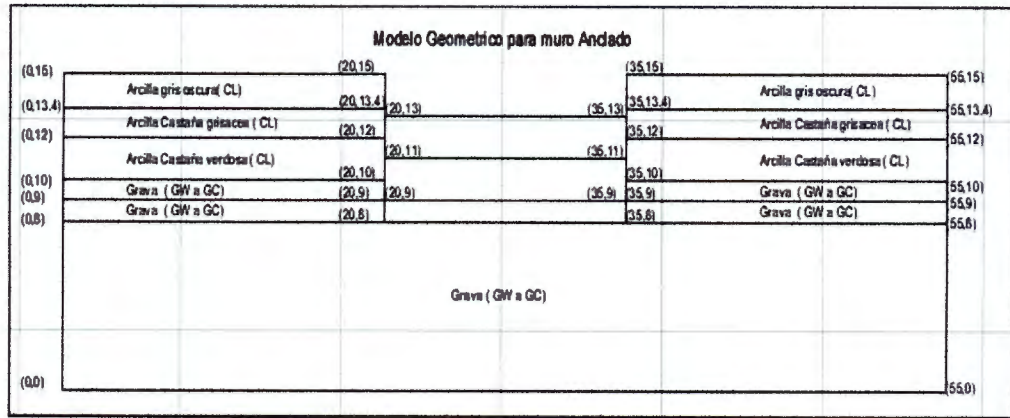


B. Diseño Geometrico en coordenadas

I. Muro a porticado



II. Muro anclado



C. Calculo de Empujes

I. En Hoja de Calculo

Presión Lateral en función de la carga q

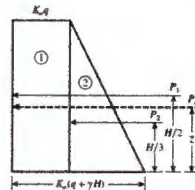
Carga q: 90 Kn/m³

$K_0 = 1 - \sin \phi'$

z	oh	Pa	Pb
0	oh0	74.37166723	74.37166723
1.6	oh1	95.01	95.01
3	oh2	90.08	185.09
4.8	oh3	89.39	274.48
5	oh4	33.71	308.19
7	oh5	47.74	355.93

Datos

qs	α	hs	ys	γs	CS
qs1	10°	1.6m	y1	15.61 Kn/m ³	20 Kn/m ²
qs2	12°	1.4m	y2	16.98 Kn/m ³	40 Kn/m ²
qs3	15°	1.8m	y3	17 Kn/m ³	45 Kn/m ²
qs4	40°	0.2m	y4	21.82 Kn/m ³	5 Kn/m ²
qs5	40°	2m	y5	21.82 Kn/m ³	5 Kn/m ²



UCS – Facultad. de Ingeniería
ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA

Presión pasiva de Rankine

Kp1	1,42
Kp2	1,52
Kp3	1,70
Kp4	4,60
Kp5	4,60

K_p - coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

	Grados	Radianes
$\phi 1$	10	0,1745
$\phi 2$	12	0,2094
$\phi 3$	15	0,2618
$\phi 4$	40	0,6981
$\phi 5$	40	0,6981

z	$\sigma 0$	$\gamma \cdot H \cdot K_p$	$2c + \gamma K_p$	σ_p	$\sigma 0 + \sigma_p$	
0	$\sigma 00$	127,8128708	127,8128708	71,50	$\sigma p 0$	199,31 KN/M2
1,6	$\sigma 01$	163,28	291,10	71,50	$\sigma p 1$	362,60 KN/M2
3	$\sigma 02$	173,42	464,51	98,79	$\sigma p 2$	563,30 KN/M2
4,8	$\sigma 03$	204,81	669,32	117,28	$\sigma p 3$	786,61 KN/M2
5	$\sigma 04$	433,92	1103,24	21,44	$\sigma p 4$	1124,68 KN/M2
7	$\sigma 05$	614,52	1717,76	21,44	$\sigma p 5$	1739,21 KN/M2

Presión Activa de la tierra de Rankine

Ka1	0,70
Ka2	0,66
Ka3	0,59
Ka4	0,22
Ka5	0,22

usamos	
c1	30
c2	40
c3	45
c4	5
c5	5

z	$\sigma 0$	$\gamma \cdot H \cdot K_a$		σ_a		
0	$\sigma 00$	63,36197561	63,36197561	50,3	$\sigma a 0$	13,0 KN/M2
1,6	$\sigma 01$	80,9	144,3	64,8	$\sigma a 1$	79,5 KN/M2
3	$\sigma 02$	74,6	218,9	69,1	$\sigma a 2$	149,8 KN/M2
4,8	$\sigma 03$	71,0	289,9	4,7	$\sigma a 3$	285,2 KN/M2
5	$\sigma 04$	20,5	310,4	4,7	$\sigma a 4$	305,7 KN/M2
7	$\sigma 05$	29,1	339,5	0,0	$\sigma a 5$	339,5 KN/M2

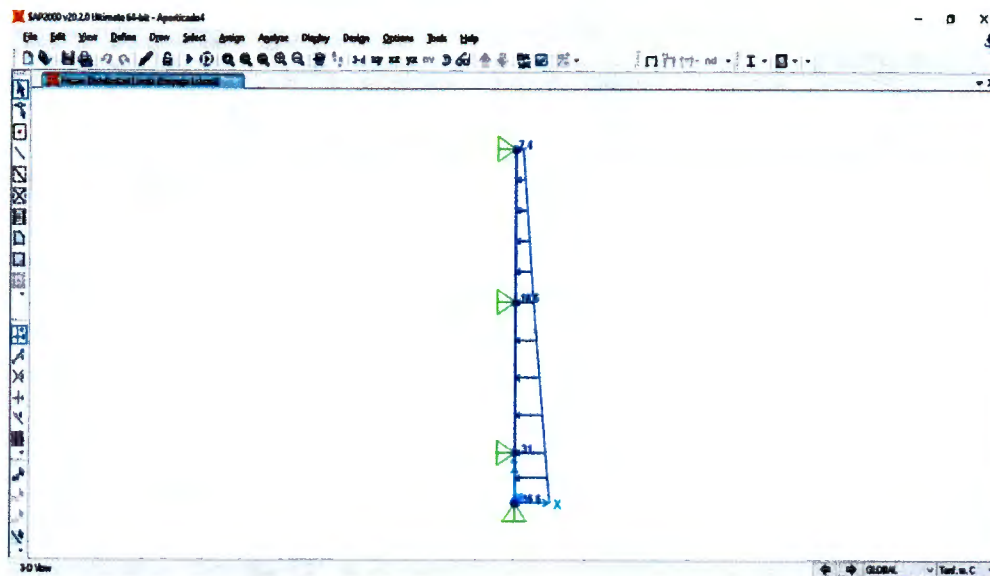
Empuje pasivo

Kp1	1,42
Kp2	1,52
Kp3	1,70
Kp4	4,60
Kp5	4,60

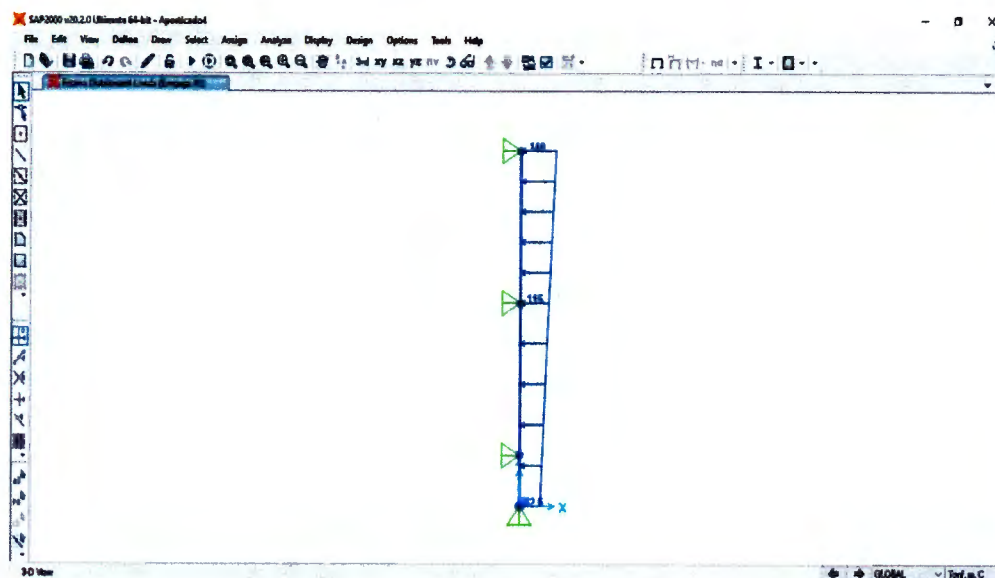
E1	154,57	1408,55	KN/M2
E2	134,08	1251,88	KN/M2
E3	234,03	1117,80	KN/M2
E4	88,05	888,38	KN/M2
E5	828,25	828,25	KN/M2

$\sigma p 1$	0,1745	0	$\sigma p 1$	0	$\sigma p 1$	0,1745	0,3	$\sigma p 1$	0,1745	0,318809	0	0	0
$\sigma p 2$	0,2094	0	$\sigma p 2$	0	$\sigma p 2$	0,2094	0,3	$\sigma p 2$	0,2094	0,318809	0	0	0
$\sigma p 3$	0,2618	0	$\sigma p 3$	0	$\sigma p 3$	0,2618	0,3	$\sigma p 3$	0,2618	0,318809	0	0	0
$\sigma p 4$	0,6981	0	$\sigma p 4$	0	$\sigma p 4$	0,6981	0,3	$\sigma p 4$	0,6981	0,318809	0	0	0
$\sigma p 5$	0,6981	0	$\sigma p 5$	0	$\sigma p 5$	0,6981	0,3	$\sigma p 5$	0,6981	0,318809	0	0	0

II. Aplicadas en SAP
Empuje Lateral

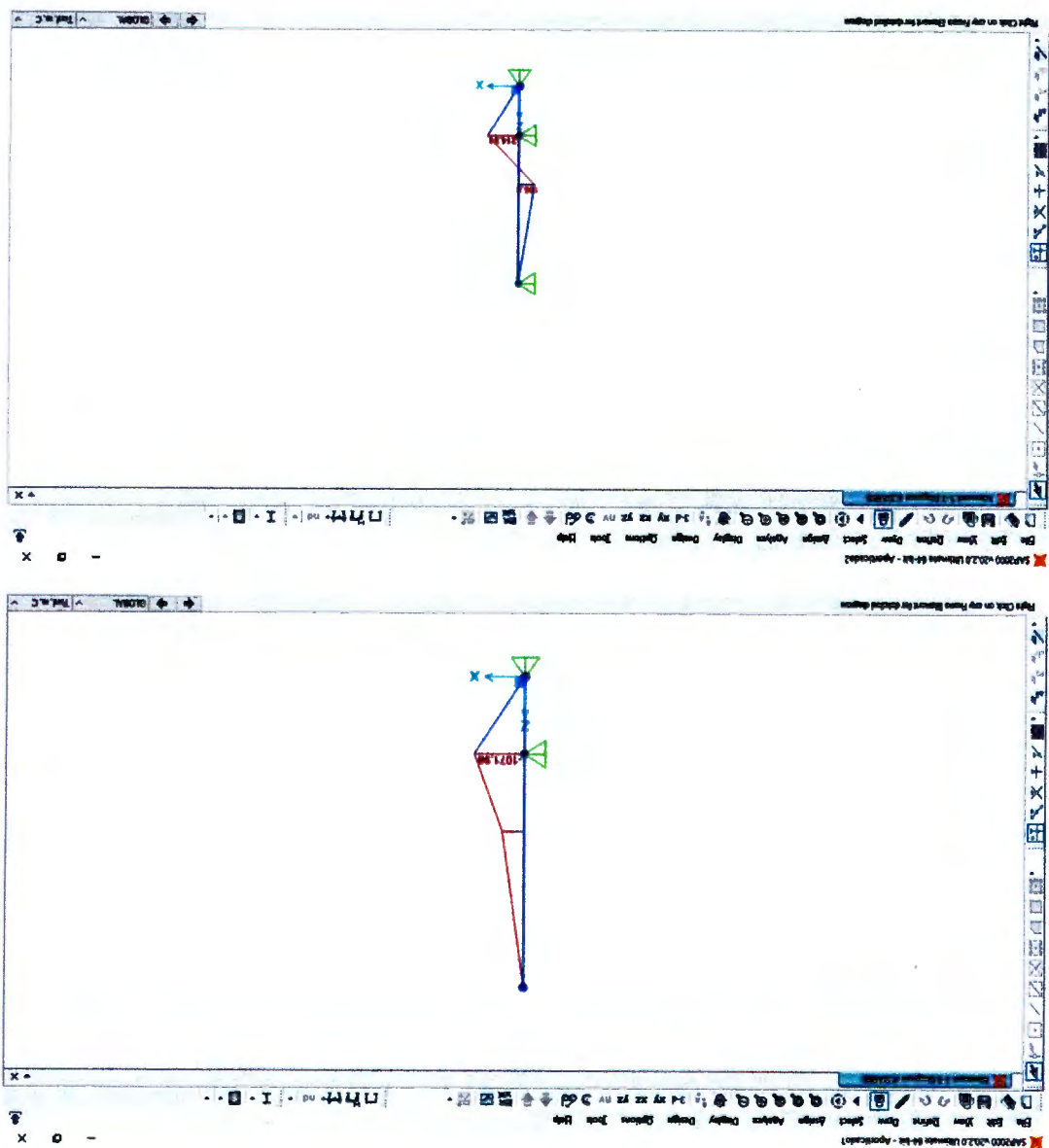


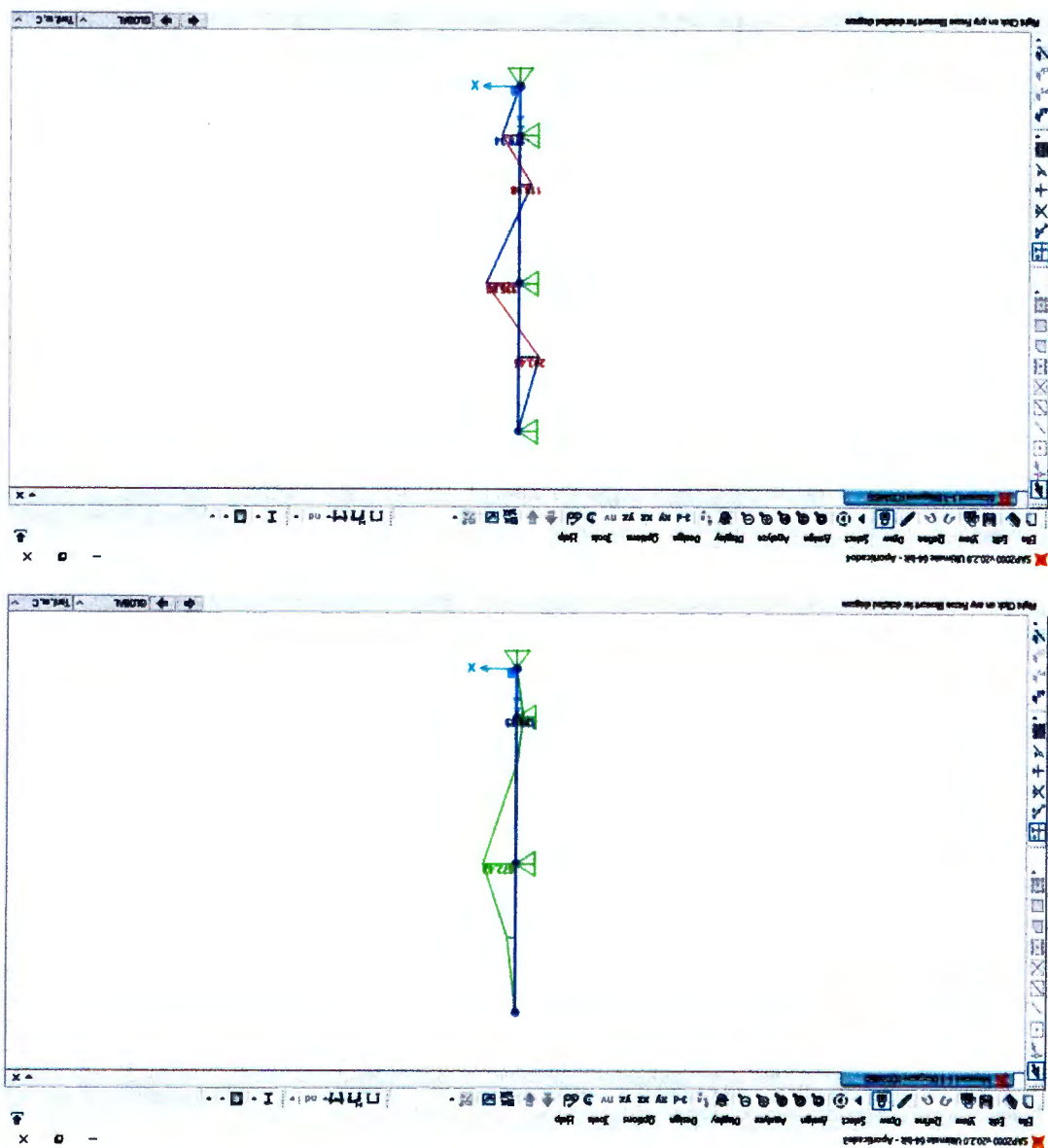
Empuje por Sismo



III. Diagramas

Se presenta la envolvente de momentos en cada fase de calculo





UCS - Facultad de Ingeniería
ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES PARA
SUBSUELOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE SALTA

