

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1.EL PROBLEMA.-

1.1.1 ANTECEDENTES.- En los últimos 8 años (2004-2012) la infraestructura actual del colegio Guido Villagómez de la ciudad de Bermejo (Tarija) ha llegado al límite de su capacidad que es de 350 estudiantes, el alumnado que actualmente asiste al colegio son de 450 estudiantes, superando asimismo la capacidad de la infraestructura del colegio y originando como consecuencia el hacinamiento de estudiantes.

Cerca del colegio Guido Villagómez se encuentra ubicado el colegio Octavio Campero Echazu pero el cual es privado por lo que alumnos que no podían pagar la cuota se van al colegio Guido Villagómez el cual es fiscal.

1.1.2 PLANTEAMIENTO.- De acuerdo a la información obtenida por el plano de la ciudad de Bermejo el área a servir del Guido Villagómez es aproximadamente del 12% (71.731 has) de toda la ciudad (597.761has), lo cual ocasiona un incremento de alumnado en el colegio de 4 alumnos por cada curso.

Las principales causas que originan el hacinamiento de estudiantes son:

- El crecimiento poblacional de la ciudad de Bermejo (2.12% anual obtenido por el I.N.E. Instituto Nacional de Estadística).
- La infraestructura actual del colegio Guido Villagómez ha superado el límite de su capacidad. (380 estudiantes información proporcionada por el director del colegio).
- Los colegios cercanos al colegio Guido Villagómez se encuentran muy alejados. (aproximadamente en un radio de 250 m no hay colegios, esta información fue obtenida del plano de la ciudad de Bermejo).

De mantenerse la situación actual, el hacinamiento de estudiantes en el colegio Guido Villagómez se incrementara y en consecuencia habrá incomodidad de estudiantes en la aulas del colegio, mala formación escolar, y que con seguridad

traerá consigo un conflicto social entre las personas que viven en colindancia con este colegio y el municipio de la ciudad de Bermejo, por lo consiguiente se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes extraescolares.
- Restricción matricular de estudiantes en el colegio Guido Villa Gomez.
- Ampliación del colegio Guido Villa Gomez.
- Nueva construcción del colegio Guido Villa Gomez.

1.1.3 FORMULACIÓN.- Con la nueva infraestructura del colegio Guido Villa Gomez se puede solucionar el problema puesto que tendrá mayor capacidad que la infraestructura actual. En consecuencia de las alternativas de solución planteadas, el alquiler de ambientes traerá problemas a lo largo del tiempo como inestabilidad económica del colegio, la restricción de matrículas no es factible por que ocasionaría problemas con los padres de familia, la ampliación del colegio solucionaría el problema temporalmente, entonces solo valdría la pena analizar la nueva construcción del colegio Guido Villagómez.

1.1.4 SISTEMATIZACIÓN.- De la alternativa definida en el perfil de proyecto “Construcción tercera fase colegio Guido Villagómez”, se deberá elegir un esquema de las estructuras de sustentación, a continuación se hace un listado de los esquemas propuestos que se pueden elegir:

- Esquema 1.- zapatas aisladas de H°A°, pórticos de H°A°, losa alivianada, cubierta con cercha metálica.
- Esquema 2.- cimiento corrido de H°A°, pórticos de H°A°, losa maciza, cubierta con reticulados de madera.
- Esquema 3.- losas de fundación de H°A°, muros portantes, losa alivianada, cubierta con cercha de madera.

De estos esquemas se deberá elegir cuál será la más apropiada técnica (planteamientos estructurales) y económicamente.

1.2 OBJETIVOS

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 **Objetivo General.-**

Diseñar estructuralmente la nueva construcción del colegio Guido Villagómez, que tendrá como elementos de sustentación losa alivianada de vigueta pretensada para el entrepiso, cercha metálica como cubierta y zapatas aisladas para los cimientos, cumpliendo y aplicando la normativa CBH-87 para la estructura del H°A° y el método LRFD para la cubierta metálica.

1.2.2 **Objetivos Específicos.-**

Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes:

- Realizar el análisis de suelos para determinar el tipo de suelo, características principal la resistencia del suelo el cual será nuestro esfuerzo admisible.
- Determinar las cargas que actuaran en la estructura de acuerdo al tipo de uso que se brindara la estructura.
- Elaborar todos los cálculos de cada elemento elegido como los más críticos de toda la estructura, para determinar las armaduras que estos elementos presentaran para su posterior construcción.
- Elaborar un software para el cálculo y dimensionamiento de vigas y columnas de H°A°.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

- 1.3.1 Técnica.** Se profundizaran los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

1.3.2 Metodológica.- Se determinará el esquema estructural más conveniente técnica y económicamente, para el desarrollo del proyecto se tomaran en cuenta los paquetes informáticos siguientes:

- CYPECAD 2010
- AUTOCAD 2010
- PRESCOM 2010

1.3.3 Social – Institucional.- Contribuir a la población de la ciudad de Bermejo con el diseño estructural del colegio Guido Villagómez, para evitar el hacinamiento de estudiantes en la infraestructura actual de este colegio, dando confort a los estudiantes y evitar futuros problemas entre los ciudadanos que viven por estos lugares y el municipio de la ciudad de Bermejo.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO

1.4.1 Análisis de alternativas.- Con la información secundaria, en el perfil de proyecto se han analizado las siguientes alternativas:

- a) Comparando las estructuras de fundación de las tres alternativas la más viable es la primera por las siguientes razones, la zapata aislada es más económica que las demás porque tiene menos volumen, y de acuerdo al estudio de suelos del lugar de emplazamiento, que tiene un valor de **1.6 kg/cm²** que es una buena capacidad portante la zapata aislada es la mejor alternativa.
Tomando en cuenta que para zapatas corridas se necesita una resistencia muy baja menor a 1. Lo cual nos indica que la mejor alternativa a usar es la de zapatas aisladas.
- b) Comparando los elementos de sustentación de las tres alternativas la más viable son la primera y la segunda, los pórticos de H°A° no serán tan económicos como los muros portantes pero estructuralmente son los que mejor distribuyen las cargas en la estructura a construir.
- c) Comparando las losas de las tres alternativas las más viable son la primera y la tercera por las siguientes razones la losa alivianada es más económica con

respecto a la losa maciza pues tiene menos hormigón que es lo preponderante en los precios de construcción, y técnicamente la losa alivianada pesa menos que la maciza, pues la desventaja de la losa maciza es su peso.

Tomando en cuenta las facilidades de construir con las viguetas y el fácil emplazamiento de las mismas se tomó la decisión de utilizar viguetas prefabricadas para la construcción de losas alivianadas.

- d) Comparando los elementos de sustentación de las cubiertas las más viables son la primera y la tercera por las siguientes razones, en los precios hay mucha diferencia ya que la madera cuesta mucho menos que el acero pero analizando el tipo de protección que tendrá la estructura y por tratarse de calamina se optó por utilizar cercha de metalica ya que la estructura no necesita mucho manteniendo solo en contra corrosión.

En consecuencia del análisis de alternativas estructurales realizadas en el perfil de proyecto, se estableció que la alternativa viable es el proyecto a diseño estructural tercera fase construcción del colegio Guido Villagómez con las siguientes características; zapatas aisladas de H°A°, pórticos de H°A°, losa alivianada, cubierta con cercha metalica, que se constituyen en el objeto de la propuesta.



FIGURA 1. ESQUEMA ESTRUCTURAL

- 1.4.2 **Resultados a lograr.-** En el desarrollo de la propuesta “Diseño Estructural del Colegio Guido Villagomez” (Ciudad de Bermejo) que se ejecutara en la asignatura CIV 502, se plantean los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de la ciudad de Bermejo.
- Estudio de suelos: capacidad portante, clasificación del suelo por el método SUCS y AASTHO (Laboratorio de la U.A.J.M.S.-Ensayo de penetración-granulometría-límites líquido y plástico)
- Planos estructurales a detalle del cálculo de la nueva construcción de colegio.
- Diseño y calculo estructural de la nueva construcción del colegio Guido Villagomez, infraestructura y superestructura.
- Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitarios y presupuesto del proyecto.
- Elaboración del informe del proyecto.
- No se harán las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable, pluviales, debido a que lo primordial es la especialización del estudiante en el diseño de estructural.

1.4.3 **Aporte Académico del estudiante.-** Se realizará un programa interactivo en el lenguaje JAVA para el cálculo de vigas, columnas rectangulares de hormigón armado, el programa nos facilitara el cálculo de las estructuras y poder trabajar con mayor rapidez.

También se dejará un manual del programa para un mejor entendimiento y uso del mismo, el manual también tendrá los pasos para poder formular otros programas de cálculo estructural.

1.5 LOCALIZACION

El proyecto está ubicado en la ciudad de Bermejo en la Av. Bolívar entre la Av. Azucarera y c/Abaroa, se puede observar mejor en **ANEXOS 1**.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1 Levantamiento Topográfico.

La topografía se la planifica y se la realiza considerando los siguientes aspectos importantes:

Los trabajos se encaran de la siguiente forma:

- Trabajo de Campo
- Trabajo de gabinete

2.1.1 Trabajo de campo.

Los trabajos de campo se realizaran con la conformación de una brigada topográfica: integrada por un topógrafo, un alarife.

La tarea preliminar consistió en el reconocimiento del terreno con el objetivo de que se señalara los criterios para realizar el levantamiento topográfico.

El área elegida ya se planteó en el municipio, se realizó un levantamiento con el objetivo de proporcionarnos todo los datos necesarios para la confección del plano de planta, perfil longitudinal y perfiles transversales para trazar el colegio, calcular el movimiento de tierras, etc.

Como resultado del trabajo de campo se obtiene en gabinete los planos de:

- Plano de planta
- Plano de perfil longitudinal
- Plano de perfil transversal

El perfil longitudinal y transversal preliminar da aproximadamente el relieve del terreno. Este plano se realizó a escala sobre alzada destacando así las irregularidades del terreno siendo la escala horizontal 1:100 y la vertical 1:100 de acuerdo a las especificaciones de los términos de referencia del proyecto.

2.1.2 Trabajo de gabinete.

En gabinete se procederá al cálculo de las libretas de campo. La posición final en terreno y de los elementos principales, se calculara mediante la poligonal, la misma que está ligada al sistema de coordenadas y cerrada a las tolerancias permitidas.

Cuando hablamos de Topografía, nos encontramos ante una disciplina de vital importancia en todos los procesos relacionados con la ingeniería en general. Tanto es así que se trata de una asignatura común en la gran mayoría de las carreras técnicas que se estudian en nuestro país. A nadie pasará desapercibido que en casi cualquier tipo proyecto o estudio, será necesario disponer de un modelo, a escala reducida, del terreno sobre el que vamos a plasmar nuestras ideas, es decir, a construir.

Posteriormente, la Topografía también será nuestra fiel aliada para materializar en el terreno todo aquello que hemos proyectado. Queda claro, por tanto, que el conocimiento de las técnicas y métodos disponibles para modelizar el terreno es necesario e imprescindible para todos los futuros ingenieros, sea cual sea la especialidad en la que estos vayan a desarrollar su futura labor profesional.

2.2 El estudio de suelos

Correspondiente al lugar de emplazamiento de la obra, se obtendrá usando el método SPT método de penetración estándar, que consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta la cual permite tomar una muestra naturalmente alterada en su interior.

2.2.1 Prueba de penetración estándar - SPT

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lbs (63,5 kgs) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar la muestra 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad r relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa ó el ángulo de fricción efectivo (f) de éstos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aún cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos.

2.2.2 Ensayos de laboratorio

En el laboratorio se busca, primeramente, identificar el tipo de material con el que se está tratando; luego, establecer los parámetros del suelo (la resistencia) requeridos para realizar los análisis posteriores.

2.2.3 Ensayos de clasificación

Lo primero que se debe realizar en el laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo obtenidas de las perforaciones y calicatas, para tener una buena idea acerca del tipo y número de ensayos a realizar posteriormente. Algunos de los ensayos más frecuentemente realizados para clasificar el suelo se nombran a continuación junto con una breve descripción de los mismos:

Granulometría por tamizado: Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura, para determinar la proporción de los diferentes tamaños de partículas que componen dicha muestra.

2.2.4 Límites de Atterberg:

Arbitrariamente definidos, son los contenidos de humedad que corresponden a los estados frontera del comportamiento del suelo. El límite líquido separa el comportamiento plástico del suelo, del líquido; el límite plástico separa el comportamiento plástico del suelo del semi-sólido y el límite de contracción es el contenido de humedad al que un determinado suelo no puede reducir más su volumen.

2.2.5 La idealización de la estructura

Es el primer paso del diseño estructural, en este punto se establecerá la ubicación de las columnas, vigas y demás elementos estructurales, para lograr la óptima realización de la misma, se lo hará adoptando medidas de espaciamiento y ubicación de columnas conforme establece la norma boliviana del hormigón.

2.2.6 SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA.-

Para poder realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes en una estructura reticulada se idealizará la misma tomando los nodos como articulaciones y las barras como elementos lineales, asimismo los apoyos de la cubierta serán fijos.

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

- Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.

- Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección)

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

2.2.7 La cimentación

Constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente. En el proyecto se realizaron zapatas aisladas debido a que la capacidad portante del suelo del lugar de emplazamiento tiene un valor de 1.7 kg/cm^2 , y se hará referencia para el diseño en la norma boliviana de hormigón.

2.3 Generalidades.

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que vayan a trabajar a tracción, pero si refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, esta en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

2.3.1 Hormigón Armado.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales su cualidad de formáceo, es decir de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. Ello proporciona al técnico que lo emplea una mayor libertad para proyectar estructuras, con la contrapartida de exigir de él un proyecto más prolijo por existir más variables que definir y más aspectos que detallar. En la elección final hay que tener en

cuenta la facilidad de la ejecución, tanto del encofrado como de la colocación de las armaduras.

2.3.2 Adherencia entre el hormigón y el acero.

El trabajo del conjunto del hormigón y el acero gracias a la adherencia entre estos dos materiales, ésta es la principal causa del comportamiento estático del conjunto del hormigón y las barras de acero, que componen la sección de la pieza. La adherencia ha sido cuantificada y comprobada por los ensayos realizados, y es lo que permite la transmisión de los esfuerzos del acero para el hormigón y viceversa, asegura la igualdad de las deformaciones especificadas de las barras de acero y del hormigón que las envuelve. Así es que en las regiones traccionadas donde el hormigón tiene resistencia prácticamente nula (material pétreo) sufre fisuraciones tendiendo a doblarse, gracias a la adherencia arrastra consigo a las barras de acero haciéndolas trabajar y como consecuencia absorber los esfuerzos de tracción.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: asegurar el anclaje de las barras y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

El mecanismo de adherencia puede asignarse a tres causas: adhesión, rozamiento y acuñaamiento.

2.3.3 Distancia entre barras.

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras.

Las prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias de hormigón armado, ejecutadas in situ. Cuando se trate de obras provisionales, o en los casos especiales de ejecución particularmente cuidada (por ejemplo elementos prefabricados con riguroso control), se podrán disminuir las distancias mínimas que se indican, previa justificación especial.

a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras aisladas, consecutivas salvo lo indicado en e), será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes.

- 2 cm.
- El diámetro de la mayor.
- 1,2 veces el tamaño máximo del árido.

b) La distancia vertical libre o espaciamiento, entre dos barras aisladas consecutivas cumplirá las dos primeras condiciones del párrafo anterior.

c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos o tres barras de la armadura principal siempre que sean corrugadas, cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse hasta cuatro barras corrugadas en contacto.

d) En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se sustituye cualquier paquete de n barras del mismo diámetro por una barra ficticia, con el mismo centro de gravedad que el paquete y de un diámetro “equivalente” ϕ_n , dado por la expresión:

$$\phi_n = \phi * \sqrt{n}$$

Si el paquete está formado por n barras de diámetros distintos, ϕ_n será el diámetro de la barra ficticia que tenga, igual área y el mismo centro de gravedad que el paquete.

e) En los grupos el número de barras y su diámetro, serán tales que el diámetro equivalente del grupo, definido en la forma indicada en el párrafo anterior, no será mayor que 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical, en las que podrá elevarse a 70 mm. La limitación anterior. En las zonas de traslape, el número máximo de barras en contacto, en la zona de empalme será cuatro.

2.3.4 Distancias a los paramentos.

a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los 6/5 del tamaño máximo del árido. En el caso

de grupos de barras, para la determinación de esta distancia, se partirá del diámetro equivalente ϕ_n .

b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será igual a los valores que en función de las condiciones ambientales, se indican en la siguiente tabla

Tabla 1
Recubrimientos mínimos en milímetros

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	losas ó láminas	Hormigón	
No severas (mm)	Moderadamente severas	Severas			H 12.5	H 40
					H 15	H 45
					H 17.5	H 50
					H 20	H 55
15	25	35	+10	-5	+5	-5

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado pág. 228

Las correcciones indicadas en la tabla pueden acumularse: pero, en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 15 mm.

c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 Mpa, podrá omitirse la limitación del párrafo a) relativa al tamaño máximo del árido y reducirse en 5 mm los valores del párrafo b).

d) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos o a peligro de incendio el recubrimiento vendrá fijado por el proyectista.

e) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado, no será mayor de 4cm; pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados, si se hace previamente una capa de regularización; en los hormigonados con técnicas especiales y en aquéllos en los que la armadura trabaje exclusivamente a compresión y presente un riesgo despreciable frente a incendios.

f) La distancia libre de los paramentos a las barras dobladas, no será inferior a dos milímetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

g) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas deberán protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada para evitar la corrosión de las armaduras.

En cualquier caso con el fin de garantizar la adecuada protección de las armaduras y un correcto hormigonado, se debe disponer por debajo de cada elemento de cimentación, una capa de hormigón pobre.

Tampoco se permitirá utilizar el terreno como encofrado lateral del elemento de cimentación, sino que habrá que dejar, en la excavación, el espacio suficiente para poder colocar el encofrado, de modo que al, retirarlo, sea posible comprobar la calidad del hormigonado.

2.3.5 Doblado de armaduras.

La operación de doblado se realizará en frío y a velocidad moderada, por medios mecánico no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos especiales, admitiéndose sólo el doblado en caliente para barras de acero ordinario de diámetro igual o superior a 25 mm, siempre que no se alcance la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (800°C) y se dejen enfriar las barras lentamente.

Las Normas Españolas establecen como diámetro interior mínimo de doblado de las barras d , definido por la triple condición:

$$d \geq \frac{2 * f_{yk}}{3 * f_{ck}} * \phi \quad ; \quad d \geq 10 * \phi \quad ; \quad d \geq d_m$$

Donde:

f_{yk} = Límite elástico característico del acero

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

ϕ = Diámetro de la barra.

d_m = Diámetro del madril en el ensayo de doblado-desdoblado

No debe admitirse el enderezamiento de codos, incluidos los de suministro, salvo cuando ésta operación pueda realizarse sin daño inmediato o futuro para la barra correspondiente.

2.3.6 Anclaje de las armaduras.

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste. En general se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo);
- Por disposiciones especiales.

La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto al hormigonado, del esfuerzo con la armadura y de la forma del dispositivo del anclaje: por ello su cálculo es complicado y aún cuando el fallo de anclaje es un estado límite que debería dar origen en rigor, al cálculo semiprobabilista correspondiente en la práctica se sustituye por el empleo de longitudes mediante fórmulas sencillas, que quedan del lado de la seguridad.

Los factores que tienen influencia en el largo de anclaje y que fueron detectados en los diferentes ensayos en laboratorio se definen como:

- El anclaje depende de la textura externa de la armadura (cuanto más lisa sea la barra mayor será el anclaje).
- De la calidad del hormigón (el anclaje será menor cuanto más resistente sea el hormigón).
- De la posición de las armaduras en relación a la sección transversal de la pieza del hormigón.

Es aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas, a llevar las armaduras de momento negativo, sobre apoyos intermedios, hasta una distancia de éstos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90, por la cara más alejada del soporte o muro.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza con respecto al hormigonado. Se distinguen la posición I y II:

a) Posición I: de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45 y 90°, o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30 cm. de la cara superior de una capa de hormigonado.

b) Posición II: de adherencia deficiente, para las armaduras que durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición, las longitudes de anclaje serán iguales a 1,4 veces las de la posición I.

Debe disponerse armadura transversal:

- En el caso de anclajes de las barras de tracción, cuando no existe una comprensión transversal adecuada, por ejemplo la originada por una reacción de apoyo.
- Siempre que se trate de anclajes de barras de compresión.

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

Donde:

l_b = Largo de anclaje para una barra rectilínea.

f_{yd} = Tensión de cálculo de la armadura

ϕ = Diámetro de la armadura con la cual se está trabajando

τ_{bu} = Tensión de adherencia última del hormigón.

2.3.7 Empalme de las armaduras.

Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante alguna de las disposiciones siguientes: por solapo, por soldadura o por manguito u otros dispositivos.

Siempre que sea posible, deben evitarse los empalmes de las armaduras trabajen a su máxima carga. También conviene alejar entre sí los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados, en la dirección de las barras.

2.3.8 Empalmes por traslape o solapo.

Se efectúa adosando los extremos de las dos barras que se empalman en la posición que mejor permita el hormigonado, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo.

Cuando se empalman por solapo barras lisas que trabajen a tracción se terminarán en gancho normal; en el caso de barras corrugadas no se dispondrán ni ganchos ni patillas.

El tamaño del empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente ψ .

Que lleva en cuenta la cantidad de las barras traccionadas empalmadas en la misma región.

a) Empalmes sin ganchos $l_v = \psi * l_b$

b) Empalmes con gancho

$nb < 1,5$ Para barras lisas

$$l_v = \psi * l_b - 15 * \phi \geq \begin{cases} 20cm \\ 10\phi \\ 0.5 * l_b \end{cases}$$

$nb \geq 1,5$ Para barras corrugadas

$$l_v = \psi * l_b - 10 * \phi \geq \begin{cases} 20cm \\ 10\phi \\ 0.5 * l_b \end{cases}$$

El coeficiente ψ depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de las barras empalmadas en la misma sección.
- De la distancia (a) entre los ejes del empalme en la misma sección.
- De la distancia (b) entre la barra empalmada del extremo y la fase externa de la pieza.

Figura 2

Empalme por traslape o solape

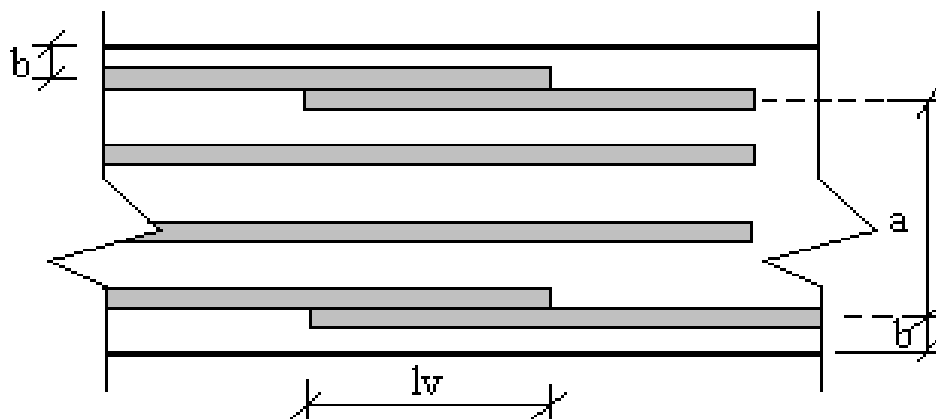


Tabla 2

Porcentaje máximo de barras empalmadas con relación a la sección total del acero

DISTANCIA (a) Entre ejes de empalme	DISTANCIA(b) Entre la barra externa de empalme y la fase externa de la pieza	COEFICIENTE				
		Porcentaje máximo de barras empalmadas ψ				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10\phi$	$b \leq 5\phi$	1.2	1.4	1.6	1.8	2

$a > 10\phi$	$b > 5\phi$	1	1.1	1.2	1.3	1.4
--------------	-------------	---	-----	-----	-----	-----

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado Pág. 221.

Este es el porcentaje máximo permitido para el empalme de las barras traccionadas en una misma sección. En el caso de que las barras estén comprimidas se considera como una sección de buena adherencia y el coeficiente ψ es igual a 1, por lo tanto el coeficiente no mayor el largo del anclaje en zona comprimida:

$$l_v = l_b$$

2.3.9 Empalmes por soldadura.

Pueden efectuarse empalmes por soldadura si ésta se realiza con arreglo a las normas de buena práctica de esta técnica, y a reserva del tipo de acero de las barras utilizadas presente las debidas características de soldabilidad.

No debería disponerse empalmes por soldadura en los tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras. Se admite la presencia de varios empalmes soldados a tope en la misma sección transversal de la pieza siempre que su número no sea superior a la quinta parte de las barras existente.

2.3.10 Empalmes por manguito.

Los manguitos pueden ir enroscados a las barras o unidos a ellas termo mecánicamente. Los empalmes mediante manguitos roscados son más fáciles de realizar en obra. En los manguitos unidos termo mecánicamente, sólo aplicables a barras corrugadas, la adherencia con las armaduras se consigue por alimentación aluminotérmica de una aleación de acero fundido, que rellena el espacio entre el dibujo del corrugado y las estrías del manguito (Procedimiento Cadweld).

Los dispositivos de empalme por manguito, o cualesquier otro, deben tener al menos la misma capacidad resistente que las barras que se empalman. Se admite concentrar la totalidad de estos empalmes en una misma sección, teniendo en cuenta que no debe resultar la buena colocación del hormigón.

2.3.11 Factores de resistencia.

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

TABLA 3: Factores de reducción de resistencia

Factor de Reducción (ϕ)	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.

0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal ala área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

FUENTE: LRFD-93

2.4 Método de cálculo de estructuras de H°A°.

2.4.1 Estados límites últimos.

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendocomo tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superiores al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

1º Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2º Obtención de la respuesta R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

3º El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

2.4.2 Coeficientes de ponderación de las acciones.

Tabla 4

Estados Límites Últimos

Coeficientes de ponderación de las acciones

Coefficiente básico	Nivel de Control y daños previsible		Corrección
$\gamma_1 = 1.6$	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsible en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Fuente: Norma boliviana del hormigón armado Pág.59

El valor final de γ_1 , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsible.

Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsible muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final de γ_1 en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las sollicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

2.4.3 Coeficientes de minoración de materiales.

Tabla 5

Estados Límites Últimos

Coefficientes de Minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado Pág. 59

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad, para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- Coeficientes de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1.50$
- Coeficiente de ponderación de las acciones
de efecto desfavorable..... $\gamma_{ig} = 1.60$

2.4.4 Hipótesis de carga.

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de cargas enunciadas a continuación.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican, y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I: $\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q$

Hipótesis II: $0.9(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q) + 0.9 * \gamma_{ig} * W$

Hipótesis III: $0.8(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q_{ea}) + F_{ea} + W_{ea}$

En estas expresiones:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{ea} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga de viento.

W_{ea} = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará: $W_{ea} = 0$

En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptará: $W_{ea} = 0.25W$

F_{ea} = Valor característico de la acción sísmica.

Cuando existan diversas acciones Q de diversos orígenes y de actuación conjunta compatible siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante, y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0.8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando, de acuerdo por el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis

de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación ($\gamma_{ig} = 1.60$) para los estados límites últimos recomendándose no bajar de $\gamma_1 = 1.25$.

2.4.5 Cargas para el cálculo de edificios.

2.4.5.1 Cargas permanentes.

Son todas las cargas constituidas por el peso propio de la estructura, el peso de todos los elementos contractivos fijos en instalaciones permanentes.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la siguiente tabla:

Tabla 6
Peso de fábricas y macizos

ELEMENTO	PESO (Kg/m3)
<i>A. Sillería</i>	
De basalto	3.00
De granito	2.80
De caliza compacta o mármol	2.80
De arenisca	2.60
De arenisca porosa o caliza porosa	2.40
<i>B. Mampostería con mortero</i>	
De arenisca	2.40
De basalto	2.70

De caliza compuesta	2.60
De granito	2.60
<i>C. Fábrica de ladrillo</i>	
Cerámico macizo	1.80
Cerámico perforado	1.50
Cerámico hueco	1.20
Silicocalcáreo macizo	2.00
<i>D. Fábrica de bloques</i>	
Bloque hueco de mortero(pesado)	1.60
Bloque hueco de mortero (ligero)	1.30
Bloque hueco de yeso	1.00
<i>E. Hormigones</i>	
De grava, armado	2.40
De grava, en masa	2.20
De cascote de ladrillo	1.90
De escoria	1.60
<i>F. Revestimientos</i>	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.90
Argamasa, cemento y arena	2.10

Argamasa de yeso	1.20
------------------	------

Fuente: Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 679

2.4.5.2 Cargas accidentales.

Son todas las cargas que puedan actuar sobre la estructura en función de su uso (personas, muebles, vehículos, instalaciones amovibles, etc)

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la siguiente tabla.

Tabla 7

Sobrecargas

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (Kg/m3)
<i>A. Azoteas</i>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<i>B. Viviendas</i>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*

<i>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</i>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	*
<i>D. Oficinas y comercios</i>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*
<i>E. Edificios docentes</i>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<i>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i>	
Locales con asientos fijos	300
Locales son asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*

Fuente: Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 684

*** *Sobrecarga de balcones volados***

Los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en toda su área, igual a la de las habitaciones con que comunican, más una sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales, de 200 kg/m.

CAPÍTULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 Topografía del terreno

El plano del levantamiento topográfico fue obtenido en la Alcaldía de Bermejo, no se vio con la necesidad de hacer el levantamiento topográfico ya que el terreno esta nivelado y no cuenta con variaciones en las curvas. El plano se encuentra en los **ANEXOS 1**.

3.2 Estudio de Suelos

Se realizó el estudio de suelos del lugar en el lugar del emplazamiento de la obra donde se puede observar los diferentes extractos y tipos de suelo que hay en la zona.

En el estudio que se realizó de la zona se toma parte del estrato de los diferentes pozos para realizar la granulometría, cantidad de humedad, límites de atterber y SPT.

3.2.1 Características del suelo de fundación.

3.2.1.1 Clasificación en el S.U.C.S.

La clasificación del suelo a nivel de fundación (2 m de profundidad) corresponde a un SM (Arena limosa). (**Ver ANEXO 3**)

3.2.1.1.1 Resistencia admisible del suelo.

La resistencia admisible del suelo en el cual se emplazará la obra a una profundidad de 2 m, es de 1.6 Kg/cm², utilizando el método de S.P.T.

El trabajo realizado en el laboratorio se pueden observar en el **ANEXO 3**.

3.3 Planos Arquitectónicos

Los planos arquitectónicos fueron entregados por la alcaldía de bermejo en el cual observar en la planta baja:

- Cinco ambientes
- Tres kioscos
- Baños

Segunda planta:

- Cuatro ambientes
- Gradadas

Los planos arquitectónicos se pueden apreciar mejor en los **ANEXO 2**

3.4 Norma de diseño.

La Norma que se utilizará para realizar el diseño de los elementos estructurales del **Colegio Guido Villagómez** será La Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, norma que se encuentra vigente en nuestro país.

3.4.1 Materiales.

Se realizará el cálculo de los elementos zapatas, columnas y vigas empleando hormigones ya aceros con las siguientes resistencias:

Hormigón = $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero = $f_{yk} = 4\ 000 \text{ kg/cm}^2$.

3.4.2 Características de los componentes del hormigón.

3.4.2.1 Cemento

Para la elaboración de los distintos tipos de hormigones se debe hacer uso sólo de cementos que cumplan las exigencias de las NORMAS BOLIVIANAS referentes al cemento Pórtland (N.B. 2.1-001 hasta N.B 2.1-014).

3.4.2.2 Áridos

Como áridos para la fabricación de hormigones, pueden emplearse arenas y gravas obtenidas de yacimientos naturales, rocas trituradas u otros productos cuyo empleo se encuentre aceptado por la práctica, o resulte aconsejable como consecuencias de estudios realizados en laboratorio.

3.4.2.3 Aguas utilizables

En general, podrán ser utilizadas, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas consideradas como aceptables por la práctica.

Toda agua de calidad dudosa, deberá ser sometida a análisis previo en un laboratorio legalmente autorizado.

3.4.3 Características mecánicas mínimas garantizadas del acero

3.4.3.1 Barras corrugadas

Las barras utilizadas para el diseño del presente proyecto son barras corrugadas de acero de dureza natural.

Sus características mecánicas de acuerdo con la Norma Española se indican en la tabla

Tabla 8

Características mecánicas de las barras corrugadas

Según Norma UNE 36 088

VALORES MÍNIMOS GARANTIZADOS						
Designación	Límite elástico		Carga Unitaria de rotura		Alargamiento de rotura % sobre 5ϕ	Relación f_s / f_y
	Mpa	Kp/cm ²	Mpa	Kp/cm ²		
AH 400N	400	4100	520	5300	16	1.20
AH 400F	400	4100	440	4500	12	1.05
AH 500N	500	5100	600	6100	14	1.15
AH 500F	500	5100	550	5600	10	1.05
AH 600N	600	6100	700	7100	12	1.10
AH 600F	600	6100	660	6700	8	1.05

N. = Acero de dureza natural

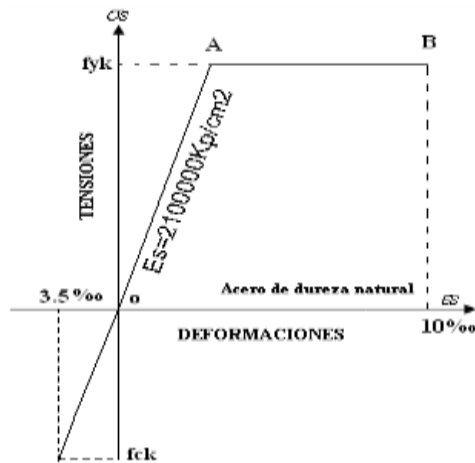
F. = Acero deformado en frío

Fuente: Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 154

En los cálculos de hormigón armado, suele adoptarse para el acero ordinario un diagrama de tensión- deformación simplificado, compuesto por dos tramos uno OA que corresponde al módulo de elasticidad constante E_s , y el otro AB paralelo al eje de deformaciones, cuya ordenada corresponde al límite elástico f_y .

Figura 3

Diagrama simplificado para el cálculo



3.4.4 Pre dimensionamiento de elementos estructurales.

3.4.4.1 Pre dimensionamiento de Vigas.

La norma ACI 318 sugiere utilizar $h = L/12$, $h = L/16$ para vigas simplemente apoyadas, para los vigas continuas se sugiere en los tramos intermedios $h = L/18.5$, $h = L/21$

Para la base de la viga se puede considerar $b = h/2$.

L = Luz de la viga

b = Base de la viga

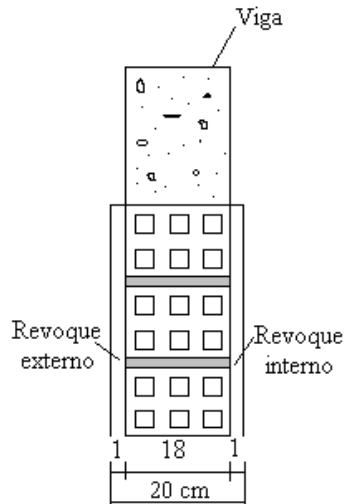
Para la altura útil de las vigas se tomará la relación $h = L/14$ para tener un margen de seguridad y obtener vigas peraltadas.

- En las vigas de la planta baja se asumirán vigas de 20 cm de base y la altura estará en función de la luz.

- En las vigas del primer piso se asumirá 20 cm de base, de esta manera el espesor del muro se mantendrá de 22 cm, considerando el revoque externo e interno.

Figura 4

Esquema muro-viga



3.4.4.2 Pre dimensionamiento de Columnas.

Las dimensiones transversales de las columnas se asumirán inicialmente de 30 x 30 cm. en la planta baja y en el primer piso.

De acuerdo a las solicitaciones se analizará la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas.

3.4.5 Determinación de cargas de servicio.

Se determinarán dos tipos de cargas:

- **Carga permanente:** La cual comprende:
 - Peso propio del forjado.
 - Peso del sobrepiso y acabados.
 - Peso de muros más revoques.
 - Peso de escaleras.
 - Peso de Barandado.

- **Cargas accidentales**

- Sobrecarga en la losa alivianada.
- Sobrecarga del barandado.
- Carga de sismo.
- Carga de viento.

3.4.5.1 Cargas permanentes.

3.4.5.1.1 Peso propio del forjado.

Se optará por una losa alivianada de viguetas de hormigón pretensado con complemento de plastoformo por ser una opción conveniente en el aspecto económico y técnico.

El peralte de la placa será:

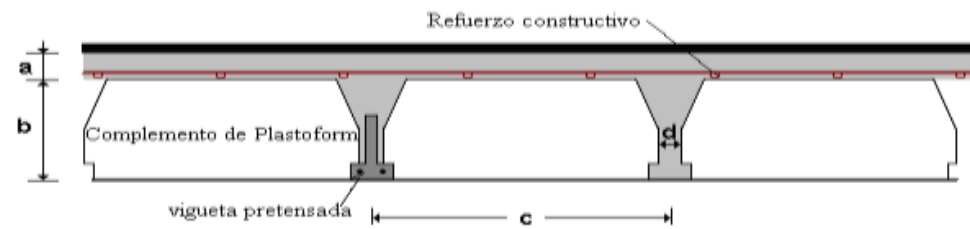
$$h = \frac{l}{25} = \frac{5.00}{25} = 0.2m \rightarrow 0.2m$$

- Se utilizará una capa de compresión de 5 cm
- El aligeramiento tendrá unas dimensiones de 17x100x 44 cm

El peso propio del forjado estará definido por la geometría de la losa alivianada:

Figura 5

Geometría de la Losa Alivianada



a = 5 cm

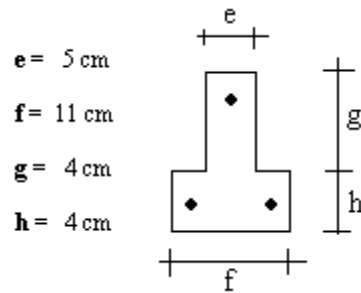
b = 15 cm

c = 50 cm

Verificación de la viga a usar en el proyecto ver (ANEXO 4)

Figura 6

Dimensiones de vigueta



3.4.5.1.2 Carga muerta de la losa alivianada.

Se calcula el área de la sección de la vigueta. (Figura N° 5.4)

$$A(\text{vigüeta}) = (f * (g + h)) - 2 * (f - e) * 2$$

$$A(\text{vigüeta}) = 11 * (8) - (2 * (6) * 2) = 64 \text{ cm}^2 = 0.0064 \text{ m}^2$$

- El número de piezas de plastroformo en un metro cuadrado es:

$$\frac{100 \text{ cm} * 100 \text{ cm}}{44 \text{ cm} * 100 \text{ cm}} = 2.27 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2}$$

Asumiendo un peso referencial del plastroform de 0,675kg/pza

$$\rightarrow (2.27 \text{ pza/ m}^2 * 0.675 \text{ Kg/pza}) = \mathbf{1.53 \text{ Kg/m}^2}$$

- La cantidad de metros lineales de viguetas pretensadas en un metro cuadrado de losa alivianada es :

$$\frac{100 \text{ cm}}{50 \text{ cm}} = 2 \frac{\text{pza}}{\text{ml}}$$

Asumiendo un peso específico del hormigón de 2400Kg/m³

$$\rightarrow (2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.0064 \text{ m}^2 * 2 \text{ pza/m}) = \mathbf{30.72 \text{ Kg/m}^2}$$

- Cálculo del peso del hormigón con acero de refuerzo

Como se está tomando 5 cm de capa de compresión:

$$\rightarrow 0.05m * (2400 \frac{Kg}{m^3}) = 120 \frac{Kg}{m^2} = \mathbf{120 Kg/m^2}$$

- Cálculo del peso del hormigón simple:

$$\rightarrow (b-(g+h))*e*100cm = (17-(8))*5*100cm = 4500 \text{ cm}^3$$

Como entran 2 ml/m² de viguetas pretensadas: 9000 cm³/m², aproximadamente de hormigón simple

$$\text{Peso H}^\circ\text{S}^\circ = 2200 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 2200 \text{ Kg/m}^3 * 0.009 \text{ m}^3/\text{m}^2 = \mathbf{20 Kg/m^2}$$

- El peso del revestimiento cerámico del piso tiene un espesor de 2 cm por lo tanto:

$$\text{P. Cerámico} = 1800 \text{ Kg/m}^3 * 0.02\text{m} = \mathbf{36 kg/m^2}$$

- Por la Norma NBE- AE- 88 (Norma Española) se toma como:

$$\text{P. Cielo falso} = \mathbf{50 kg/m^2}$$

$$\text{P. de las instalaciones} = \mathbf{25 kg/m^2.}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 1.53 \text{ Kg/m}^2 + 30.72 \text{ Kg/m}^2 + 120 \text{ Kg/m}^2 + 20 \text{ Kg/m}^2 + 36 \text{ Kg/m}^2 + 50 \text{ Kg/m}^2 + 25 \text{ Kg/m}^2 = 283.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Se adopta como carga muerta total de la losa alivianada} = \mathbf{290 Kg/m^2 = 0,29 Tn/m^2}$$

El programa CYPECAD introduce automáticamente el peso que corresponde a la geometría de la estructura, por lo tanto se necesita calcular el peso debido al revestimiento cerámico, instalaciones y cielo falso para introducirlos en el programa.

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$\text{CM} = 36 \frac{kg}{m^2} + 50 \frac{kg}{m^2} + 25 \frac{kg}{m^2} = 111 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Por seguridad se adopta:} \rightarrow \mathbf{CM=0.12 Tn/m^2}$$

3.4.5.2 Peso del sobrepiso y acabados

Se tendrán las siguientes cargas:

$$P.\text{Cerámico} = \gamma_{\text{piso}} \times \text{espesor} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m} = 36 \text{ Kg/m}^2$$

- Por la Norma NBE- AE- 88 (Norma Española) se toma como:

$$P.\text{Cielo falso} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Se adopta un peso del sobrepiso y acabados} = 86 \text{ Kg/m}^2 = 0.086 \text{ Tn/m}^2$$

Este valor de carga de sobrepisos y acabados se adjunta a la carga muerta que ya se toma en cuenta en la carga de la losa alivianada.

3.4.5.3 Peso propio de vigas.

El programa CYPECAD 2012 calcula el peso propio de las vigas:

$$Pp.vigas = b \times h \times \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

Donde:

b = Base de la viga (en el proyecto 20 cm)

h = Altura de la viga (variable)

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

3.4.5.4 Peso de muros más revoques.

El espesor de las paredes es de 20 cm, lo que implica el ladrillo en posición de 18 cm con revoque exterior e interior de 1cm.(Ver figura)

$$P = e * \gamma$$

Donde:

P = Carga del material

e = Espesor del material

γ = Peso específico del material

Suponiendo Junta vertical: 1cm

Junta horizontal 2 cm

Número de ladrillos en 1 m² de muro = 4 x 7.14 = 28.56 pzas/m².

Volumen de mortero en 1m² de muro = (100 x 100 x 18)-(12x 18 x 24) = 0.0320 m³ de mortero

3.4.5.5 Insumos

Ladrillos 28.56 pzas/m² x 4.5 Kg/pza =128.52 Kg/m²

Mortero 0.0320 m³ x 2100 Kg/m³ =67.2 Kg/m²

Revoque externo 0.010 m x 2100 Kg/m³ = 21 Kg/m²

Revoque interno 0.010 m x 1200 Kg/m³ = 12 Kg/m²

Total = 128.52 + 67.2 + 21 + 12 = 228.72 Kg/m²

Se adopta un peso de muro = 228.72 Kg/m² = **0.229 Tn/m²**

Se debe tomar en cuenta la altura equivalente de los muros porque existen las ventanas y puertas representan vacíos que deben ser tomados en cuenta, la altura equivalente de los muros se calcula con la siguiente expresión:

$$H = H_r - \sum \frac{A_v}{L} \quad (4.1)$$

Donde:

H = Altura equivalente del muro (m)

H_r = Altura real del muro (m)

L = Longitud del muro (m)

A_v = Área de vacíos (puertas y ventanas) (m²)

$$CM = 229Kg / m^2 x (H_r - \frac{A_v}{L})$$

Para el cálculo estructural del Centro de Capacitación Técnica la Unión se calculó el peso de los muros con la corrección por ventanas y puertas (Ver anexo 5)

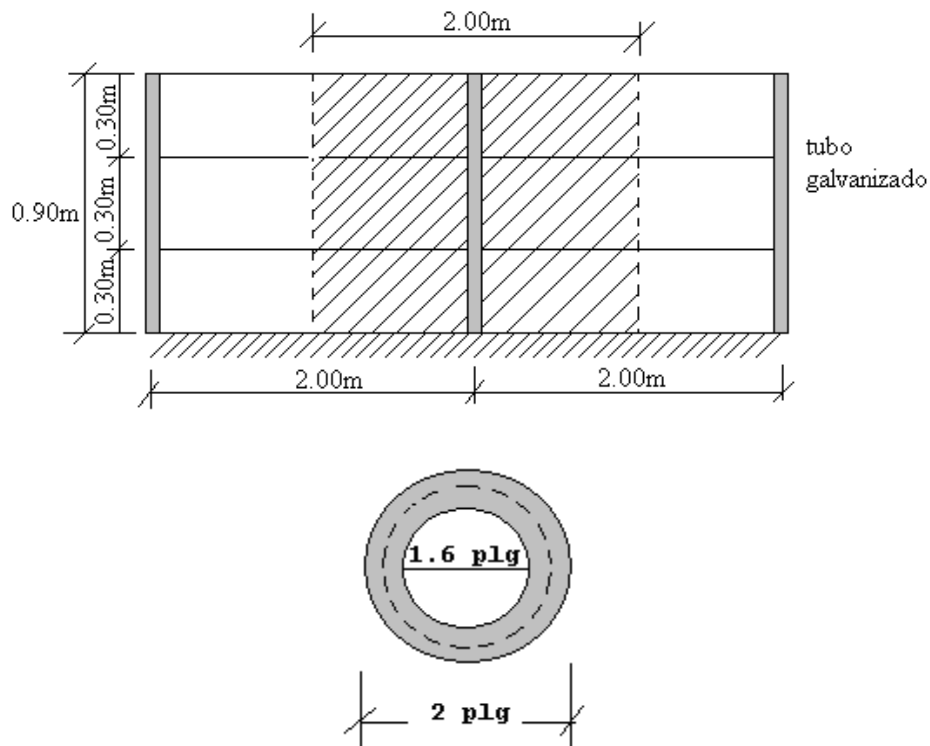
3.4.5.6 Carga del barandado del balcón.

Pasamanos de tubo galvanizado

- Diámetro externo 2plg ($d1$)
- Diámetro interno 1.6 plg ($d2$)
- Espesor 1 cm
- Peso específico 7.8 ton/m³
- Altura del pasamanos 0.9 m.

Figura 7

Detalle de barandado de tubo galvanizado



$$\text{Área externa} = \frac{\pi * d1^2}{4} = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área interna} = \frac{\pi * d^2}{4} = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = \text{Área externa} - \text{Área interna}$$

$$\text{Área total} = 19.63 \text{ cm}^2 - 12.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 7.06 \text{ cm}^2$$

- Carga de los tubos horizontales de la baranda (q1)

$$q1 = \text{Área total} * \text{Longitud de influencia} * \gamma_{\text{galvanizado}} * N^{\circ} \text{ de barras}$$

$$q1 = 7.06 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 2 \text{ m} * 7800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 3$$

$$q1 = 33.04 \text{ Kg. Kg}$$

- Carga de los tubos verticales de la baranda (q2)

$$q2 = \text{Área total} * \text{Altura de la barra} * \gamma_{\text{galvanizado}}$$

$$q2 = 7.06 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 0.90 \text{ m} * 7800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$q2 = 4.96 \text{ Kg}$$

- Carga total del barandado.

$$Q_t = q1 + q2$$

$$Q_t = 33.04 \text{ Kg} + 4.96 \text{ Kg} = 38 \text{ Kg}$$

- Carga del barandado en una longitud de influencia de 2 m

$$Q_t = \frac{38}{2} = 19 \text{ Kg} / \text{m}$$

- Como carga del barandado se tomará:

$$Q_t = 0.03 \text{ Tn/m}$$

3.4.5.7 Peso de escaleras.

Dimensionamiento de las escaleras

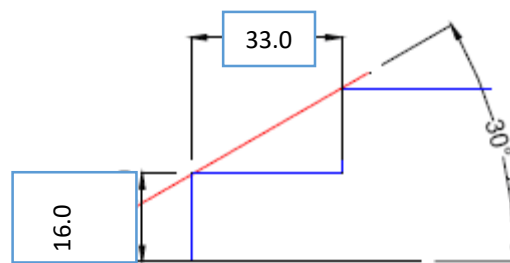
ESCALERA 1

Basándose en el estudio del paso medio humano, el matemático y arquitecto francés Francois Blondel en el siglo XVII, planteó una fórmula por la que se obtiene una gran comodidad en la ascensión de planos.

$$2 \text{ huellas} + 1 \text{ contrahuella} = 60 - 65 \text{ aproximándose a } 63 \text{ cm}$$

Figura 8

Módulo de ascensión cómoda



Datos:

Altura a salvar = 3.20 m

CH = Contrahuella tipo 16 cm

- **Nº de escalones:** $3.20 / \text{CH tipo} = 320\text{cm} / 16 \text{ cm} = 20.$

- **Contrahuella:** $320 / 20 = 16 \text{ cm}$, esta medida es aceptable pero se realiza un segundo intento.

- **Contrahuella:** $320 / 24 = 13.33 \text{ cm}$.

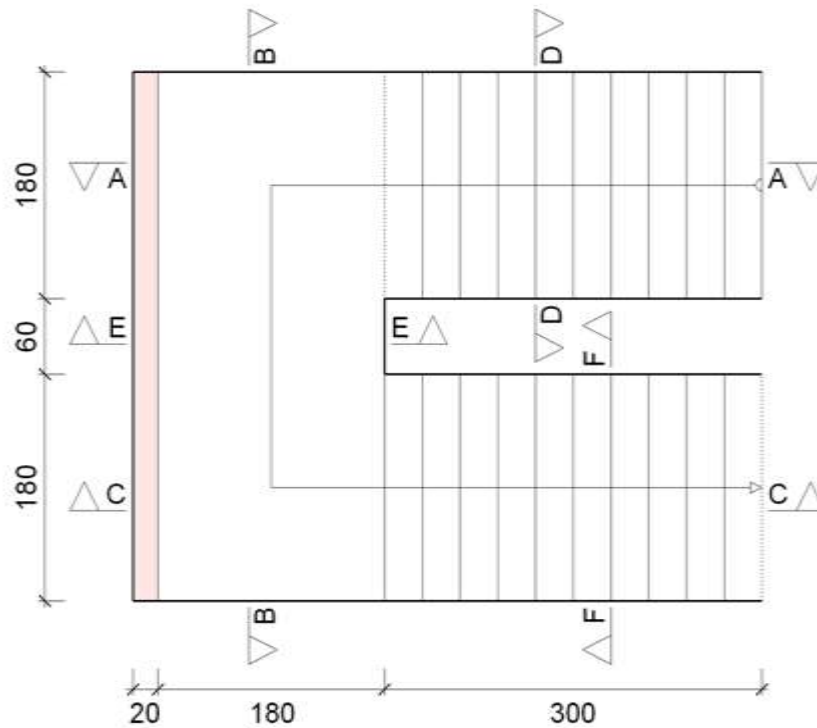
- **Huella adecuada:** $2 * \text{CH} + H = 63$

$$H = 63 - 2 * \text{CH}$$

$$H = 63 - 2 * 16 = 31 \text{ cm}$$

Figura 9

Vista de planta de la escalera 1



- **Canto de la losa**

$$h = \frac{a}{30}$$

Donde:

h= Canto o espesor de losa de la escalera.

a= Longitud inclinada del tramo de la escalera.

Se asumirá 20 cm

$$h = \frac{578}{30} = 19.26 \text{ cm}$$

- **Cargas que actúan sobre la escalera**

Sobrepiso= 80 Kg/m²

Peso propio= 0.15m *2500Kg/m²=375 Kg/m²

Sobrecarga= 400 Kg/m²

Total = 855 Kg/m²

- Cargas que actúan sobre el descanso

Sobrepiso= 80 Kg/m²

Peso propio= 0.15m * 2500Kg/m²=375 Kg/m²

Sobrecarga= 400 Kg/m²

Total = 855 Kg/m²

Barandado 30 Kg/m

- Cálculo de la carga distribuida

Escalera: W1= 855 Kg/m²* 1.82 m = 1556 Kg/m

Descanso: W2= 855 Kg/m²* 1.82 m =1556 Kg/m

Referencia	Reacción horizontal (Kg)	Reacción vertical (Kg)
Planta baja (C54-C21)	4840	4327
Apoyo escalera 1 (C20-C53)	0	-142
Primer piso (C54-C21)	-4840	4327

- Canto de la losa

Donde:

h= Canto o espesor de losa de la escalera.

a= Longitud inclinada del tramo de la escalera.

Se asumirá 20 cm

- Cargas que actúan sobre la escalera

Sobrepiso= 80 Kg/m²

Peso propio= $0.20\text{m} * 2500\text{Kg/m}^2 = 375 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga= 400 Kg/m^2

Total = 855 Kg/m^2

- Cargas que actúan sobre el descanso

Sobrepiso= 80 Kg/m^2

Peso propio= $0.15\text{m} * 2500\text{Kg/m}^2 = 375 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga= 400 Kg/m^2

Total = 855 Kg/m^2

Barandado 30 Kg/m

- Cálculo de la carga distribuida

Escalera: $W1 = 855 \text{ Kg/m}^2 * 1.82 \text{ m} = 1556 \text{ Kg/m}$

Descanso: $W2 = 855 \text{ Kg/m}^2 * 1.82 \text{ m} = 1556 \text{ Kg/m}$

Referencia	Reacción horizontal (Kg)	Reacción vertical (Kg)
Planta baja	5380	4470
Apoyo escalera	-1260	-162
Primer piso	-4120	4180

3.4.5.8 Cargas accidentales.

3.4.5.8.1 Sobrecarga en la losa alivianada.

Para determinar la carga viva en la losa se tienen las siguientes sugerencias de la Norma NV 101-1962 que en su tabla indica:

Tabla 9

<i>E. Edificios docentes</i>	Kg/m²
Azotea accesible solo privadamente	150
Aulas, despachos y comedores	300

Escaleras y accesos	400
Balcones volados	300 (*)

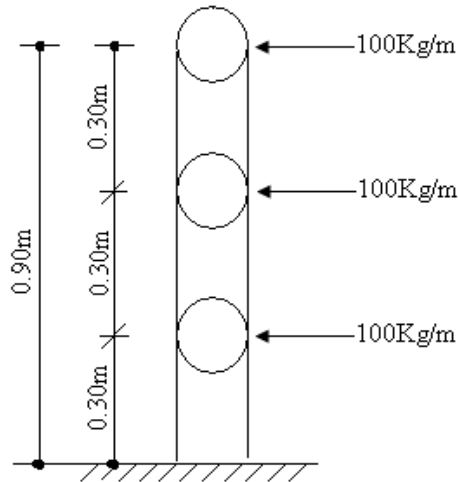
(*) Se considera una carga lineal actuando en sus bordes frontales de 200 Kg/m.

3.4.5.8.2 Sobrecarga del barandado.

La altura de los pasamanos superior debe llegar a 0,9 m, ver figura

Figura 10

Carga viva horizontal del barandado



$$Q_{viva\ barandado} = 100 \text{ Kg/m}$$

3.4.5.8.3 Carga de viento.

El viento forma parte del conjunto de acciones horizontales que pueden actuar sobre una edificación, este puede actuar en cualquier dirección, pero en las estructuras casi siempre se lo analiza actuando en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

Si el viento tiene una velocidad v (m/s), este producirá una carga de viento w (Kg/m²), en los puntos donde su velocidad se anula, igual a:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

Según la norma MV-101-1962, la carga de viento (w), depende también de la altura de coronación del edificio, dando algunos valores:

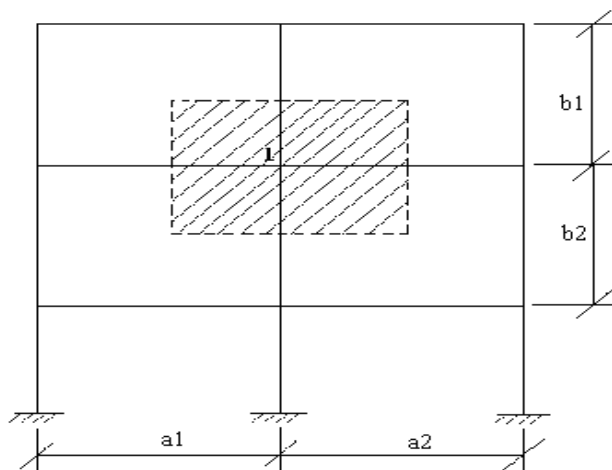
$w = 50 \text{ Kg/m}^2$ de 0 a 10 m con una velocidad de viento de 28 m/s.

$w = 75 \text{ Kg/m}^2$ de 11 a 30 m con una velocidad de viento de 34 m/s.

Obtenida la carga de viento, esta deberá ser distribuida como carga puntual en los nudos de la estructura, para realizar esto las cargas deben ser multiplicadas por sus áreas de aporte según la figura 5.10

Figura 11

Cargas de viento



De tal manera que la carga de viento en un nudo este dada por:

$$F = w * \left(\frac{a1 + a2}{2} \right) * \left(\frac{b1 + b2}{2} \right)$$

Para la introducción de datos en el programa CYPECAD se utiliza:

- Velocidad del viento: 28 m/s, porque la estructura tiene un altura inferior a los 10 m.
- Rugosidad: 0.005, este valor es apropiado para estructuras descubiertas.
- Coeficiente de velocidad Probable: 1.65, este valor es apropiado para estructuras que cumplen funciones educativas

3.5 Esquema Estructural

Figura 12

Colegio Guido Villagómez modelado en CYPECAD

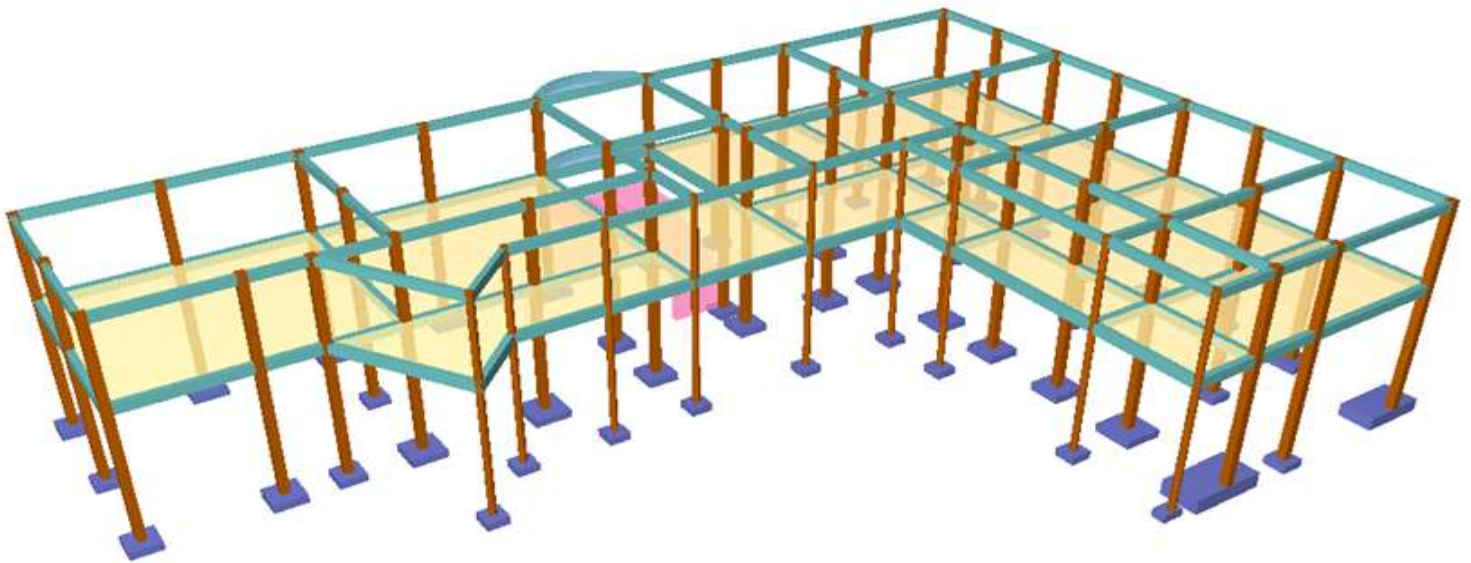


Figura 13

Vista en planta del esquema estructural

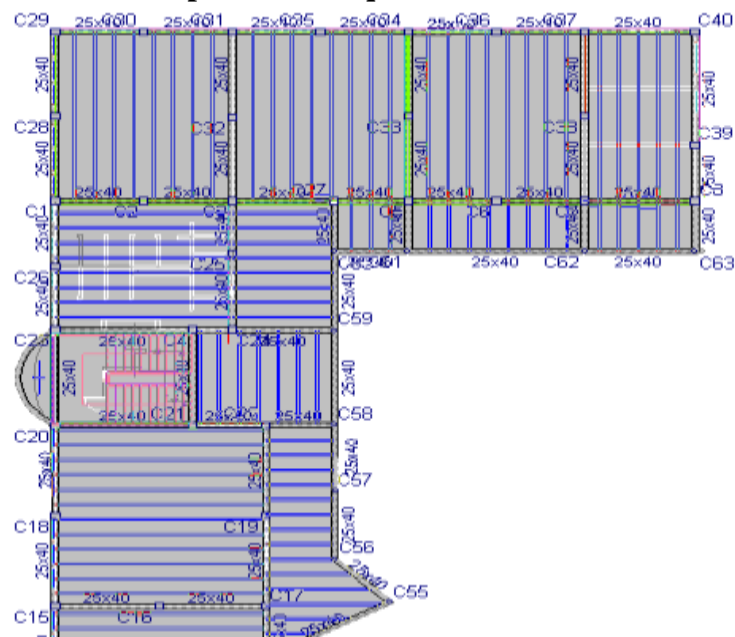


Tabla 10

Cotas de las plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Altura (m)	Cota
4	Primer piso	2	3.2	5.20
3	Nivel de apoyo de escalera 1	2	1.60	3.60
1	Planta baja	1	2	0
0	Cimentación			-2

3.5.1 Cálculo de fuerzas internas.

3.5.1.1 Programa Informático Utilizado.

Para el cálculo de fuerzas internas y diseño estructural se utilizará el programa computacional CYPECAD 2012 que es un paquete para el cálculo estructural de edificios de hormigón armado y estructuras metálicas que permite el análisis espacial, el dimensionado de todos los elementos estructurales, la edición de las armaduras y secciones y la obtención de los planos de construcción de la estructura.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

3.6 Diseño de elementos estructurales.

3.6.1 Cubierta a usar en el Colegio.

El diseño de las cubiertas se las realizo con cerchas metálicas siendo esta una cercha simplemente apoyada con un apoyo fijo en un extremo y un apoyo móvil en el otro extremo los resultados de cálculos (**Anexo 4**):

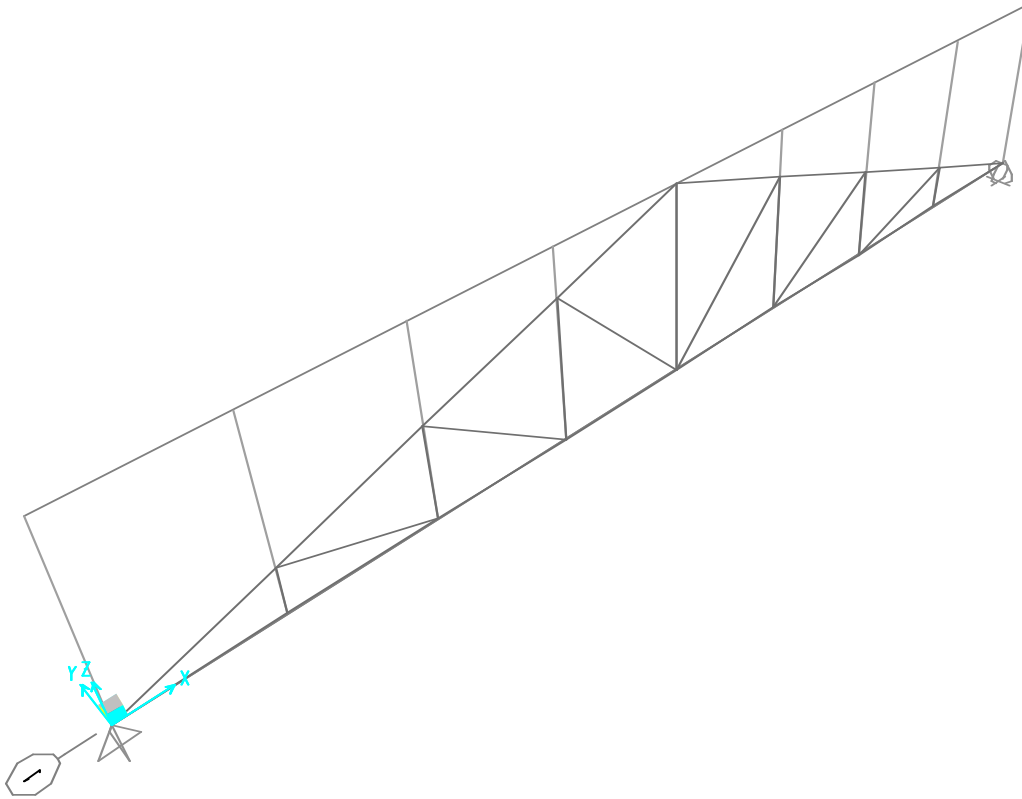


Figura 14: Idealización de la estructura de la cubierta

3.6.2 Cálculo de secciones sometidas a acciones y esfuerzos normales.

Hipótesis básicas

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

a) de acuerdo con el teorema de Bernoulli:

Las secciones inicialmente planas permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta relación es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total sea l_o/h sea superior a 2.

- b) Se supone una adherencia total del acero y el hormigón
- c) Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- d) Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:
 - 0.0035 en flexión simple o compuesta, recta o esviada.
 - 0.002 en compresión simple.
- e) El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0.010.
- f) Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero (sollicitación resistente) con la sollicitación actuante.

3.6.3 Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos A, B, o C.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios.

Dominio 1 Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran en torno al punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por mil.

Dominio 2 Flexión simple o compuesta. El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran en torno al punto A.

Dominio 3 Flexión simple o compuesta. La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\varepsilon_{cu} = 3.5$ por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y el ε_y , siendo el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

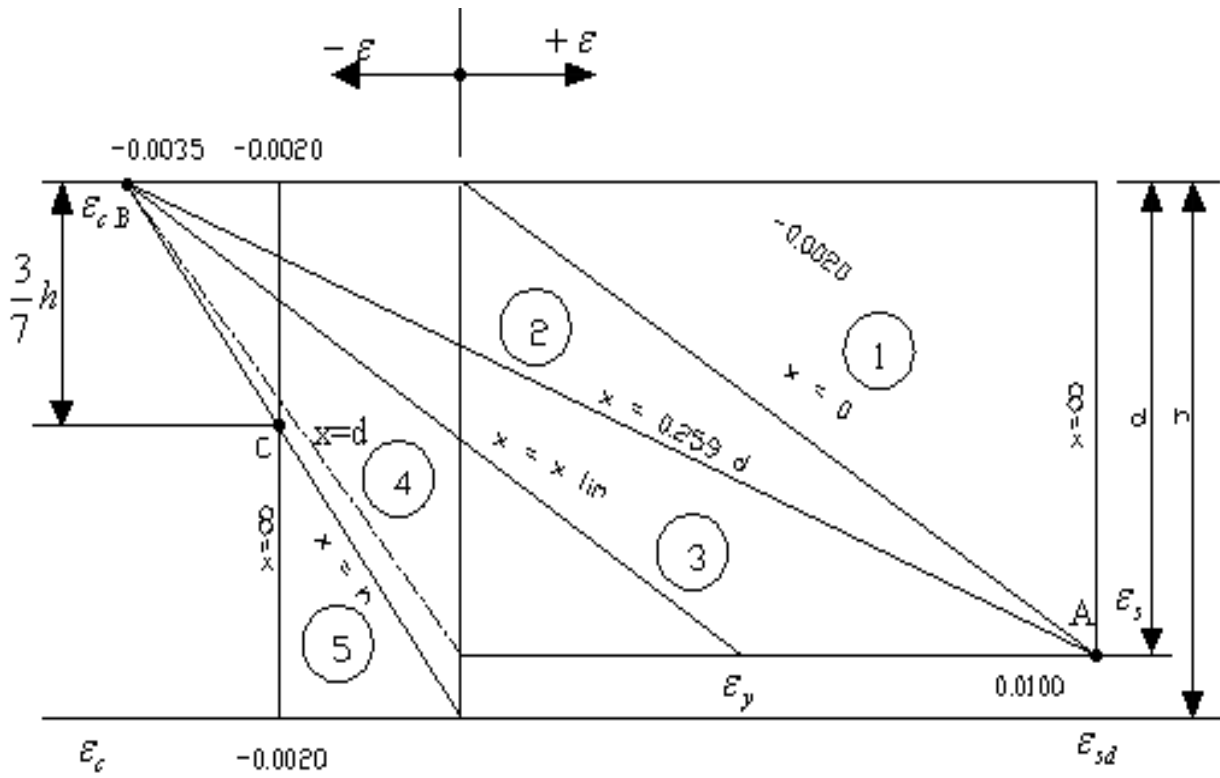
Dominio 4 Flexión simple o compuesta. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ε_y y “0” y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

Dominio 4^a. Flexión compuesta. Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona del hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5. Compresión simple o compuesta. Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión $\varepsilon_{cu} = 2$ por mil

Figura 15

Dominios de deformación



3.6.4 Diseño de vigas.

Figura 16

Esquema del comportamiento de una viga a flexión

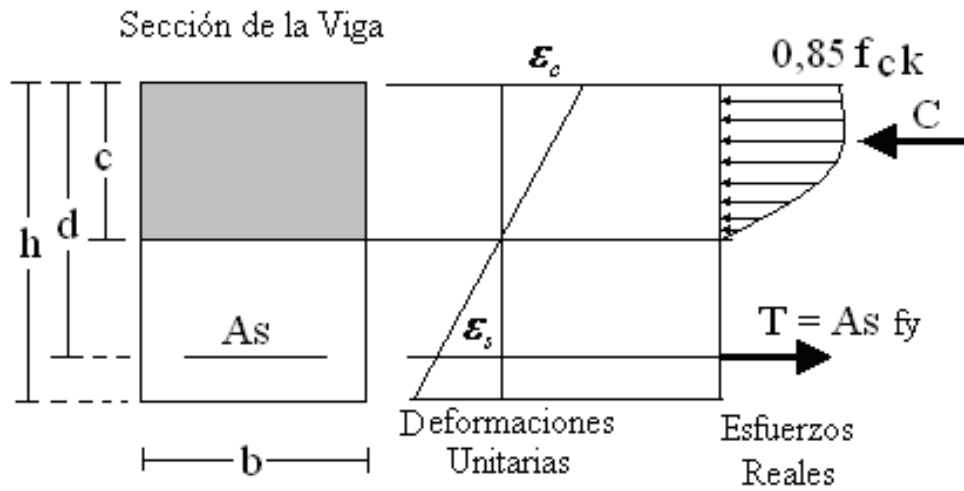
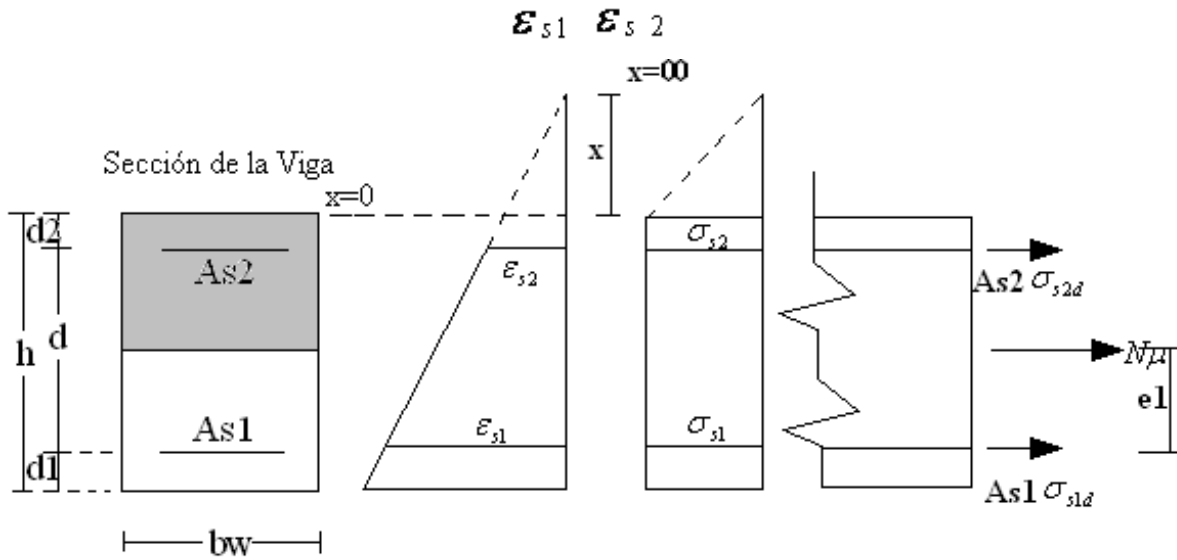


Figura 17

DOMINIO 1 Tracción simple o compuesta.



Simbología

N_u = Esfuerzo normal de agotamiento (esfuerzo producido por la pieza).

e_1 = Excentricidad de la carga Nu (la distancia de la carga hasta la armadura más traccionada).

A_{s1} = Área de la sección de la armadura más traccionada

A_{s2} = Área de la sección de la armadura menos traccionada

X = La distancia del eje neutro a la fibra más comprimida.

d = Altura útil.

h = Altura total de la pieza.

d_1 = Distancia del centro de gravedad de la armadura A_{s1} a la fibra más traccionada.

d_2 = Distancia del centro de gravedad de la armadura A_{s2} a la fibra más comprimida.

σ_{s1d} = Tensión de cálculo de la armadura A_{s1}

σ_{s2d} = Tensión de cálculo de la armadura A_{s2}

Ecuaciones de compatibilidad

$$\varepsilon_{s2} = 0.010 * \frac{x + d_2}{x + d}$$

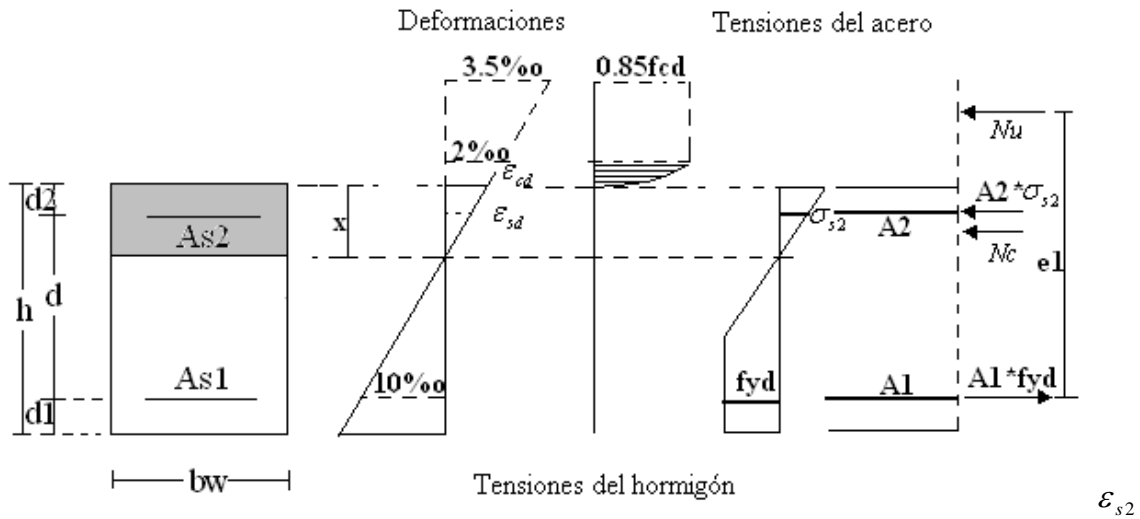
Ecuación de equilibrio

$$Nu = A_{s1} * \sigma_{s1d} + A_{s2} * \sigma_{s2d}$$

$$Nu * e_1 = A_{s2} * \sigma_{s2d} (d - d_2)$$

Figura 18

DOMINIO 2 Flexión simple o compuesta.



$$\varepsilon_{s1} \quad N_u \quad N_c$$

El eje neutro varía entre $x=0$ y $x=0.259d$, la deformación del H° es >0 y $<3.5\text{‰}$.

Ecuaciones de compatibilidad

$$0 \leq x \leq 0.259 * d$$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{x} = \frac{\varepsilon_{sd}}{x - d_2} = \frac{0.010}{d - x}$$

Ecuaciones de equilibrio

$$N_u = b_w * x * f_{cd} * \psi + A_{s2} * \sigma_{s2} - A_{s1} * f_{yd}$$

$$N_u * e_l = N_c(d - \lambda * x) + A_{s2} * \sigma_{s2}(d - d_2)$$

Donde:

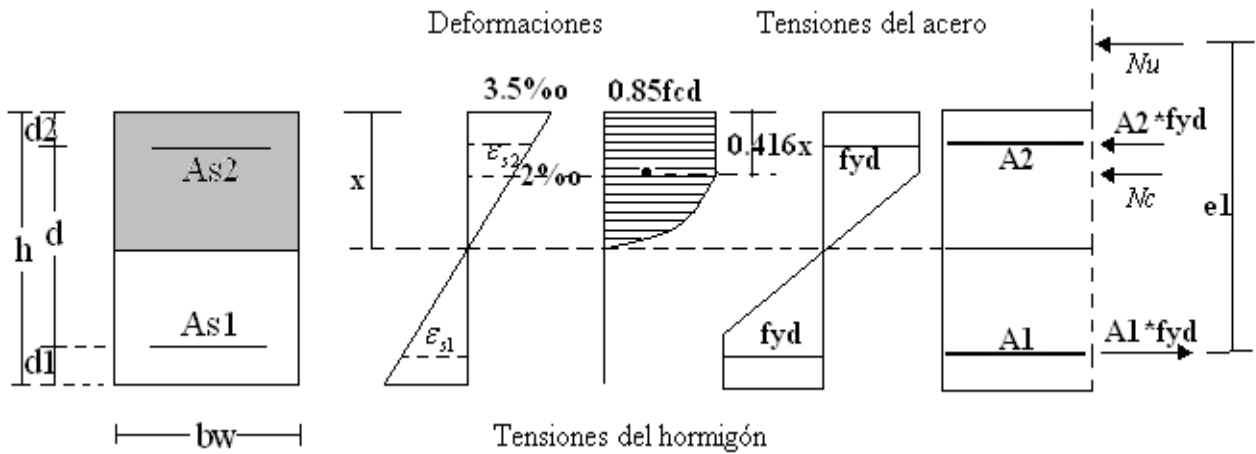
ψ = Constante de integración del diagrama parabólico de las tensiones del hormigón.

λ = Valor del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la parábola de las tensiones del hormigón. (Coeficiente que da el área de la parábola y permite el cálculo del esfuerzo del H°).

Las constantes están tabuladas en función de la relación $\varepsilon = \frac{x}{d}$,

Figura 19

DOMINIO 3 Flexión simple o compuesta.



El eje neutro varía en el intervalo $0.259 * d \leq x \leq x_{lim}$

Ecuaciones de compatibilidad

$$\varepsilon_{cd} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{s1} \leq 0.0010$$

$$\frac{0.0035}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x}$$

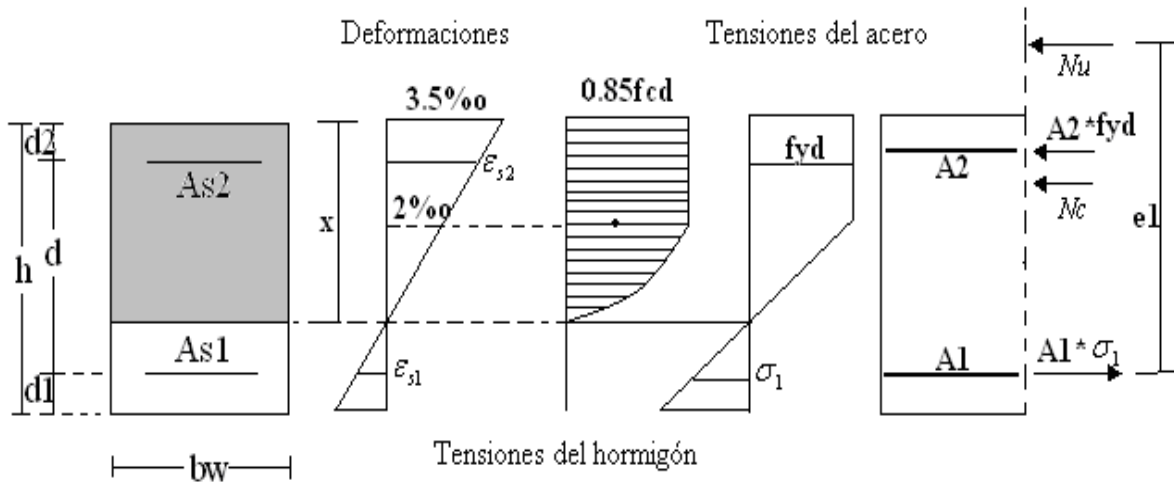
Ecuaciones de equilibrio

$$Nu = bw * x * fcd * 0.6681 + As2 * fyd - As1 * fyd$$

$$Nu * e1 = 0.6881 * bw * x * fcd(d - 0.416 * x) + As2 * fyd (d - d_2)$$

Figura 20

DOMINIO 4 Flexión simple o compuesta.



El eje neutro es mayor o igual a x_{lim} y es menor o igual a la altura útil de la pieza, la deformación en el acero es mayor o igual a "0" menor que la deformación del límite elástico. La ruptura de las piezas es por aplastamiento del hormigón con una ruptura frágil y en la vida útil de la pieza no se aprovecha toda la resistencia del acero.

Ecuaciones de compatibilidad

$$x_{lim} \leq x \leq d$$

$$\varepsilon_{cd} = 0.0035$$

$$0 \leq \varepsilon_{sd} \leq \varepsilon_{yd}$$

$$\frac{0.0035}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x}$$

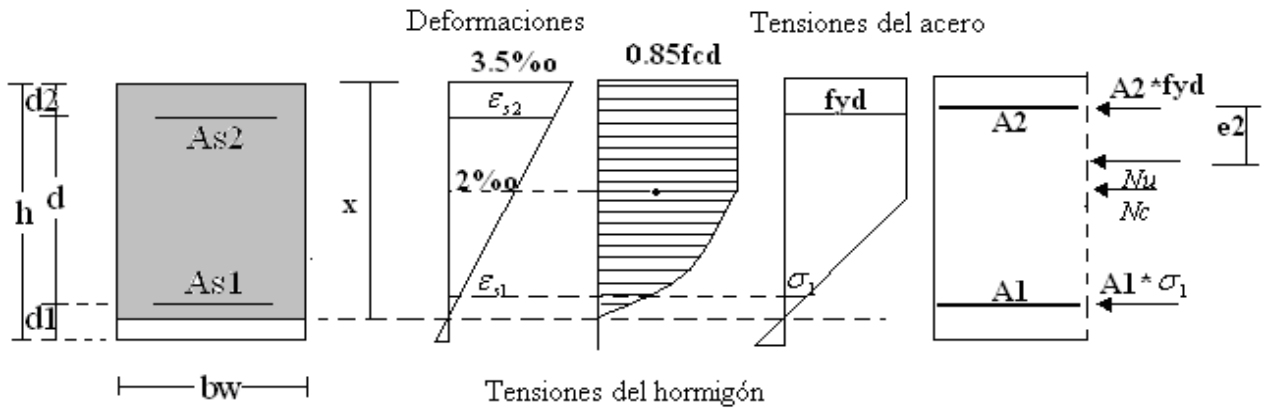
Ecuaciones de equilibrio

$$N_u = b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot 0.6681 + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot \sigma_1$$

$$N_u \cdot e_1 = 0.6881 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} (d - 0.416 \cdot x) + A_{s2} \cdot f_{yd} (d - d_2)$$

Figura 21

DOMINIO 4ª. Flexión compuesta.



Ambas armaduras trabajan en este caso a compresión, la menos comprimida A1, con una pequeña tensión σ_1 , y la más comprimida A2 con una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd}

Ecuaciones de compatibilidad

$$d < x < h$$

$$\varepsilon_{cd} = 0.0035$$

$$\frac{0.0035}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - d}$$

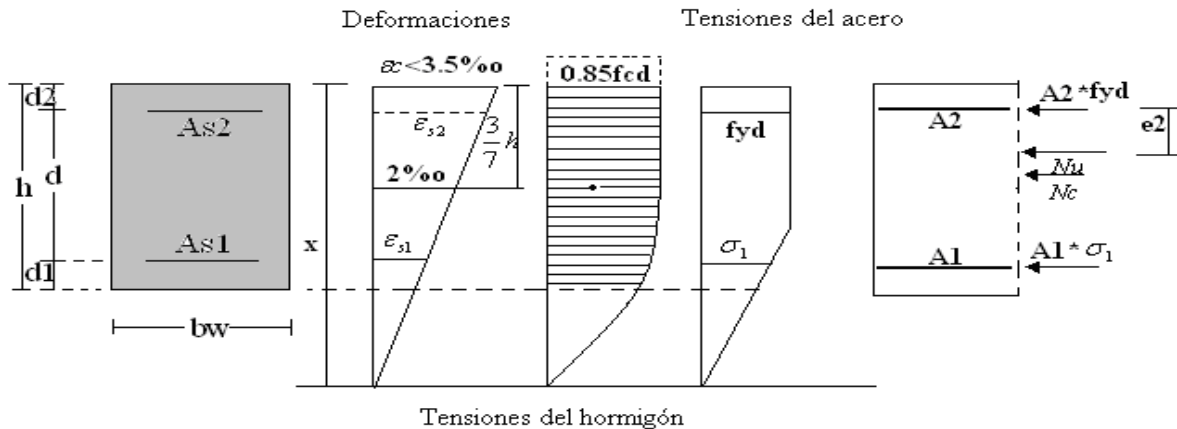
Ecuaciones de equilibrio

$$N_u = bw * x * f_{cd} * 0.6681 + A_{s2} * f_{yd} + A_{s1} * \sigma_1$$

$$N_u * e_2 = 0.6881 * bw * x * f_{cd} (0.416 * x - d_2) + A_{s1} * \sigma_1 (d - d_2)$$

Figura 22

DOMINIO 5. Compresión simple o compuesta.



Ecuaciones de compatibilidad

$$h \leq x \leq \text{inf } \textit{inito}$$

$$\varepsilon_{cd} = 0.0035$$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2}$$

Ecuaciones de equilibrio

$$Nu = \psi * bw * h * fcd + As2 * fyd + As1 * \sigma_1$$

$$Nu * e2 = \psi * bw * h * fcd(\lambda * h - d_2) + As1 * \sigma_1(d - d_2)$$

Los valores de λ se obtienen de la tabla 13.2 (Ver anexo A6-2)

3.6.5 Diseño de vigas a flexión simple.

En el diseño de secciones rectangulares sometidas a flexión simple se conocen, el momento de cálculo M_d , como las resistencias de cálculo de los materiales. El momento de cálculo es:

$$\mu_d = \frac{M_d}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

Para que la armadura de tracción se aproveche íntegramente, debe disponerse de armadura comprimida para momentos μ_d mayores que el momento μ_{lim} .

Por otra parte, para un aprovechamiento óptimo del hormigón, la armadura de compresión debe disponerse a partir del momento μ_m que corresponde a una profundidad x_m del eje neutro tal, que su bloque de compresiones tiene un momento máximo.

Para tomar en cuenta ambas condiciones citadas, cualquiera que sea el acero y el recubrimiento, teóricamente puede adoptarse armadura comprimida a partir de los valores límites correspondientes al acero de $f_y=5000\text{Kg/cm}^2$.

$$\varepsilon = 0.628$$

$$\mu = 0.319$$

$$\omega = 0.432$$

Válidos para aceros de dureza natural

a) Canto mínimo sin armadura de compresión

Generalmente se adopta el ancho b de la sección, y por lo tanto, las únicas incógnitas son el canto útil d y la armadura a tracción. Por definición el canto mínimo corresponde a una profundidad del eje neutro igual al valor límite y se determina una altura útil mínima ($d_{\text{mín}}$):

$$d_{\text{mín}} = 1.77 * \sqrt{\frac{Md}{bw * fcd}}$$

$$A_{s1} = 0.432 * bw * d * fcd$$

b) Canto superior al mínimo

$$d > d_{\text{mín}}$$

$$\mu d \leq \mu_{\text{lím}}$$

Cuando el canto útil d haya sido fijado y sea superior al valor mínimo, que es el caso más corriente, la sección no necesita armadura de compresión, siendo la única incógnita la armadura a tracción. Se determina la cuantía mecánica por la tabla 13.3 (Ver anexo A6-2) entrando a la misma con el momento reducido de cálculo y se determina la armadura correspondiente.

$$A_{s1} = \frac{\omega * bw * d * fcd}{f_y d}$$

c) Canto inferior al mínimo

Cuando el canto fijado es menor al dmín debe colocarse armadura de compresión.

En este caso se presenta para $\mu d > 0.319$, y se tiene:

$$\omega s2 = \frac{\mu d - 0.319}{1 - \frac{d}{h}}, \quad \omega s1 = \omega s2 + 0.432$$

De donde se deducen las capacidades mecánicas:

$$As2 = \omega s2 * bw * d * \frac{fcd}{fyd}, \quad As1 = \omega s1 * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

3.6.6 COMPROBACIONES DE SECCIONES

Hay que comprobar que el momento Mu en el estado de agotamiento de la sección, no es inferior a Md . Es decir que $\mu d \leq \mu$ con,

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}, \quad \mu = \frac{Mu}{bw * d^2 * fcd}$$

Se comienza a determinar las cuantías mecánicas de las armaduras:

$$\omega s1 = \frac{A * fyd}{bw * d * fcd}, \quad \omega s2 = \frac{A * fyd}{bw * d * fcd}$$

Y haciendo $\omega o = \omega s1 - \omega s2$, pueden presentarse tres casos:

a) Si $\omega o \leq 0$, prescindiendo de la colaboración del hormigón, puede tomarse,

$$\mu = \omega s1 * \left(1 - \frac{d}{h}\right)$$

Pero en este caso se presenta excepcionalmente, por suponer un derroche de armadura comprimida.

b) Si $0 < \omega o \leq \omega l\acute{i}m$ que es el caso más frecuente, entrando en la tabla 13.3 (Ver anexo A6-2) con el valor de ωo , se encuentra un momento reducido μo . El momento buscado será:

$$\mu = \mu_0 + \omega s_2 * \left(1 - \frac{d}{h}\right)$$

c) Si $\omega > \omega_{lím}$ se entra en la tabla 13.3 (Ver anexo A6-2) con el valor $10^3 * \frac{\omega_0}{f_{yd}}$ y se encuentran μ_0 y ε . El momento buscado será:

$$\mu \approx \omega s_1 * \left(1 - \frac{d}{h}\right)$$

Puede obtenerse una solución más aproximada, repitiendo el cálculo con el valor de ω_0 corregido:

$$\omega_0 = \omega s_1 - \omega s_2 * \frac{f_{yd}}{7.350} * \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon}$$

3.6.7 Cuantía mínima

La norma sugiere una cantidad de acero mínima:

$$A_{s \min} = \alpha * b * d$$

Donde:

α = Coeficiente de la tabla de cuantías geométricas mínimas para acero tipo AEH- 400.

b = Base de la viga.

d = Canto útil de la viga.

3.6.8 Diseño de vigas a cortante.

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $V_d \leq V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y puede ponerse:

$$Vd = Vcu + Vsu$$

Y suponer al hormigón, que resiste Vcu , las armaduras transversales necesarias para resistir Vsu trabajando como celosía, este trabajo de celosía no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, puesto que sólo crea en el mismo, compresiones inclinadas según bielas, y las armaduras recogen todas las tracciones. Únicamente será necesario comprobar que las citadas compresiones no llegan a agotar al hormigón.

3.6.9 Procedimiento de cálculo

Una vez organizadas las armaduras principales y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hasta que comprobar las distintas secciones a cortante:

- Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, Vcu , y el valor de agotamiento por compresión del alma, Vou .

$$Vcu = fvd * b * d$$

$$Vou = 0.30 * fcd * b * d$$

Donde:

$$fvd = 0.5 * \sqrt{fcd} = \text{Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kp/cm}^2\text{)}.$$

$$fcd = \frac{fck}{\gamma} = \text{Resistencia de cálculo del hormigón (Kp/cm}^2\text{)}.$$

d = Canto útil.

b = Ancho del alma.

- Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo, $Vd = \gamma_f * V$, pudiendo presentarse los siguientes casos:

a) Si $Vd \leq Vcu$, el hormigón de la pieza resiste por si sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0.85 * d$$

$$s \leq 30cm$$

b) Si $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = V_d - V_{cu}$.

Se calcula entonces:

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0.90 * d * f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

s = Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

d) Si $V_d > V_{ou}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

3.6.10 Cuantía mínima

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante su cuantía mínima debe ser igual o mayor de 0.02:

$$A_{s \min} = \frac{0.02 * f_{cd} * b * 100}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión.

Los resultados de los cálculos ver en **ANEXOS 4** y para una apreciación de la distribución de la armadura ver **ANEXOS 5**.

3.6.11 Diseño de columnas.

Los pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, y en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

3.6.12 Consideraciones generales.

Pandeo de piezas comprimidas de Hormigón armado

En las piezas comprimidas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecian los efectos de la deformación al calcular los esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún en el caso de piezas cargadas axialmente, debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga, aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a las inestabilidad de la misma (fenómeno de pandeo).

Longitud de pandeo, esbelteces geométrica y mecánica

La longitud de pandeo l_0 , de una pieza comprimida se define como la longitud de la pieza biarticulada equivalente a efectos de pandeo a la dada, y no coincide, en general, con la longitud l de la misma, dependiendo de las condiciones de sustentación. La longitud de pandeo es igual a la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada de la pieza, o a la distancia entre puntos de momento nulo.

Tabla 11

Longitud de pandeo de las piezas aisladas

SUSTENTACIÓN DE LA PIEZA	$l_0 = \alpha * l$
* Un extremo libre y otro empotrado	$l_0 = 2 * l$
* Articulado en ambos extremos	$l_0 = l$
* Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	$l_0 = l$
*Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro	$l_0 = 0.7 * l$

*Empotramiento perfecto en ambos extremos

$$l_0 = 0.5 * l$$

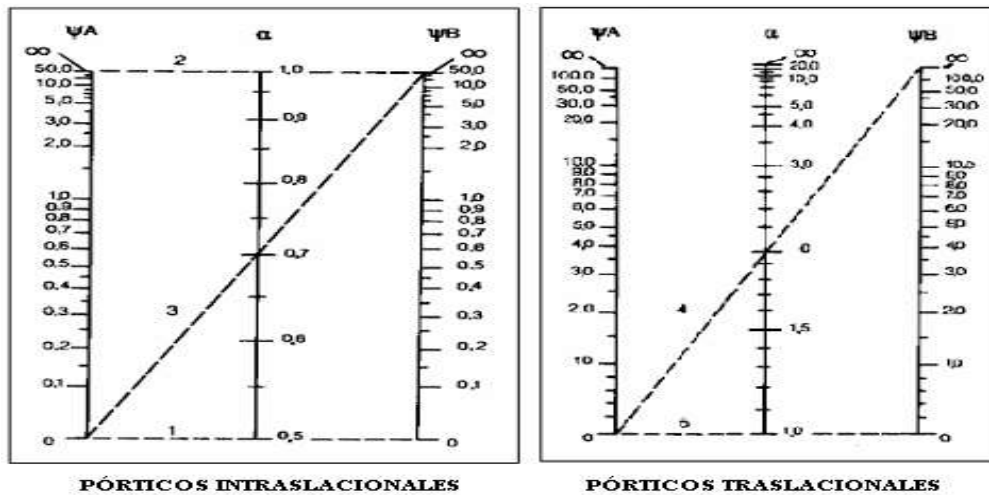
Fuente: Hormigón Armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 374

Se llama **esbeltez geométrica** de una pieza de sección constante a la relación $\lambda g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo. **Esbeltez mecánica** a la relación $\lambda = l_0/i$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i de la sección en el plano de pandeo.

3.6.13 Procedimiento de cálculo.

Paso 1.- Se calculan los valores límites para la esbeltez:

Tabla 12



Valores de α (coeficiente de pandeo)

a) Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas $\lambda g < 10$), la pieza puede considerarse corta y no es necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

b) Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geoméricamente $10 \leq \lambda g < 29$), pueden aplicarse las fórmulas aproximadas de la instrucción española.

c) Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda g < 58$) pueden aplicarse el método general de comprobación que se indica más adelante.

d) No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda g > 58$).

3.6.14 Fórmulas aproximadas de la instrucción española

a) Excentricidad de primer orden constante a lo largo de la pieza. En este caso, que puede corresponder a una pieza aislada con carga axial excéntrica, el efecto de segundo orden puede asimilarse a una excentricidad ficticia, de valor:

$$ea = \left(0.85 + \frac{fyd}{12000}\right) \frac{h + 20 * eo}{h + 10 * eo} * \frac{lo^2}{i} * 10^{-4}$$

Donde:

ea = Excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

eo = Excentricidad de primer orden $\left(\frac{M}{N}\right)$, no se tomará valores menores al mayor de los siguientes valores:

$$\frac{h}{20} \quad ; \quad 2.0cm$$

h = Canto total medido paralelamente al plano de pandeo.

fyd = Resistencia de cálculo del acero. (Kp/cm²)

lo = Longitud de pandeo.

i = Radio de giro de la sección de hormigón solo.

En el caso de sección rectangular, la expresión anterior se reduce a la siguiente:

$$ea = \left(3 + \frac{fyd}{3.500}\right) * \frac{h + 20 * eo}{h + 10 * eo} * \frac{lo^2}{h} * 10^{-4}$$

b) Excentricidades de primer orden variables a lo largo de la pieza. Este caso es el más corriente en soportes pertenecientes a pórticos, en los que puede suponerse que la excentricidad varía linealmente entre los valores e_{o1} y e_{o2} en ambos extremos de la pieza. Si se supone que e_{o2} es la mayor y positiva, deben efectuarse las dos comprobaciones siguientes:

- Comprobación sin tener en cuenta los efectos de segundo orden, con la excentricidad e_{o2} solamente.

- Comprobación teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, en una sección crítica intermedia, cuya excentricidad de primer orden e_o se tomará igual al mayor de los dos valores siguientes:

$$e_o = 0.6 * e_{o2} + 0.4 * e_{o1}$$

$$e_o = 0.4 * e_{o2}$$

A esta excentricidad de primer orden se le sumará la excentricidad ficticia e_a obtenida mediante las fórmulas anteriores.

3.6.15 Método aproximado de la columna modelo

Este método, preconizado por el Código Modelo- CEB - FIP, es aplicable a piezas de sección constante de cualquier esbeltez. Para el cálculo de las deformaciones de segundo orden se utilizan los verdaderos diagramas momentos-curvaturas de la sección. La única simplificación que se introduce es asimilar la deformación de la pieza a una función conocida, con lo que se obtienen resultados muy próximos a la realidad. En la práctica, sin embargo, la aplicación de este método resulta muy laboriosa.

Puede simplificarse la labor preparando diagramas de interacción, por este método de cálculo. En los que se entra con el axial reducido y el momento de primer orden reducido, y se obtiene directamente la cuantía mecánica necesaria teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Cada diagrama debe estar preparado para una esbeltez determinada, para una ley de variación de la excentricidad e_o a lo largo de la pieza, y para un determinado valor del coeficiente φ de fluencia, por lo que una colección de diagramas de este tipo consta de un gran número de ellos.

3.6.16 Método general

En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez, o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o muy flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura. Estas deformaciones son evaluadas teniendo en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia. Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores de gran capacidad, siendo, además, un método de comprobación y no de dimensionamiento. Por ello sólo es recomendable en casos especiales.

Paso 2.- Si no es necesario comprobar el pandeo de la columna se puede aplicar la siguiente expresión de compresión simple válida para secciones rectangulares con armaduras simétricas o doblemente simétricas de acero de dureza natural:

$$\gamma_n * Nd \leq Nu = 0.85 * b * h * fcd + As * fyd$$

Donde:

Nu = Esfuerzo axial de agotamiento.

Nd = Esfuerzo axial de cálculo.

As = Sección total de armadura.

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón.

fyd = Resistencia de cálculo del acero, no mayor que 4000 Kp/cm².

γ_n = Coeficiente complementario de mayoración de cargas.

El coeficiente complementario γ_n , de mayoración de cargas, para recubrimientos del 10%, viene dado por la expresión:

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} < 1.15$$

Donde:

b= Menor dimensión de la columna (en centímetros.)

3.6.17 Cuantías límites

El Código Modelo CEB-FIP admite, para la cuantía de la armadura longitudinal de los soportes, las siguientes limitaciones:

$$0.08 * A_c \leq A_{tot} \leq 0.08 * A_c$$

Donde:

A_c = Sección total del hormigón.

A_{tot} = Sección total de la armadura.

Para la observación de los resultados de los cálculos realizados observar ANEXOS 4 y la apreciación de los planos estructurales de las columnas ANEXOS 5.

3.6.18 Diseño de fundaciones superficiales.

Las cimentaciones más frecuentemente utilizadas es en estructuras de hormigón armado son las zapatas aisladas, cuyo diseño y construcción no presentan complicaciones, por lo que la fundación del presente proyecto será calculado con esta opción.

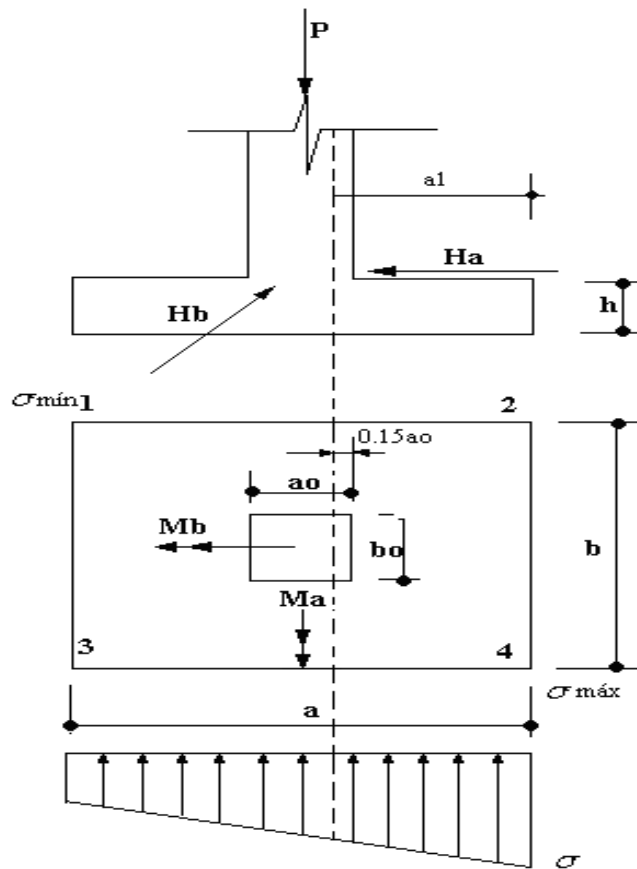
3.6.19 Zapata aislada de espesor constante

Las zapatas aisladas se emplean para transmitir al terreno la carga de un solo soporte y su planta suele ser cuadrada o rectangular, el empleo de zapatas de espesor constante es común por su fácil ejecución.

Dimensionamiento de zapatas aisladas

Figura 23

Zapata aislada



Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible del terreno σ_{adm} , mediante la ecuación:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

Donde:

N = Carga centrada de servicio

P = Peso de la zapata.

Al no conocerse inicialmente el peso propio de la zapata, será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el valor P , un valor del orden del 5% de N .

Pero esta expresión está considerando una carga centrada solamente por lo que las dimensiones deben mayorarse para contemplar momentos flectores en ambas direcciones:

$$\frac{N + P}{a * b} < \sigma_{adm}$$

Como comprobación de las nuevas dimensiones asumidas se debe verificar el esfuerzo en el punto más comprimido:

$$\sigma = \frac{P *}{a * b} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

3.6.20 Cálculo del canto mínimo verificando el punzonamiento y el esfuerzo cortante

Por razones económicas las zapatas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d , valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d1 = \sqrt{\frac{ao * bo}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a0 + bo}{4} \\ d2 = \frac{2 * (a - ao)}{4 + k} \text{ ó} \\ d2 = \frac{2 * (b - bo)}{4 + k} \end{cases}$$

$$fvd = 0.5 * \sqrt{fcd} \quad k = \frac{4}{\gamma_f} * \frac{fvd}{\sigma_{real}} \rightarrow \gamma_f = 1.6$$

Donde:

fvd = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación

Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor.

3.6.21 Cálculo de esfuerzos tomando en cuenta los momentos

Ya conocidos los valores Ma y Mb se debe verificar las tensiones en el terreno mediante:

$$\sigma = \frac{P *}{a * b} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{a * b^2} \leq \sigma_{adm}$$

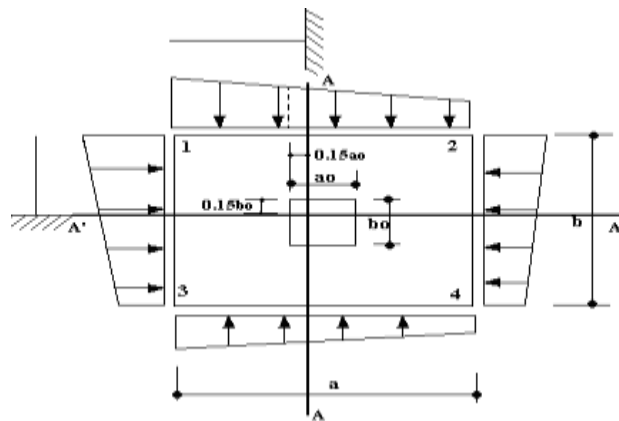
Así se conoce si la resultante de las fuerzas actúa en el núcleo central de la zapata y si todos los bordes están sometidos a compresión.

3.6.22 Cálculo de la armadura longitudinal de la zapata

Las armaduras se determinan en las secciones A-A y A'-A', distanciadas de los paramentos de soporte del hormigón, $0.15*ao$ y $0.15*bo$, respectivamente (figura 5.22).

Figura 24

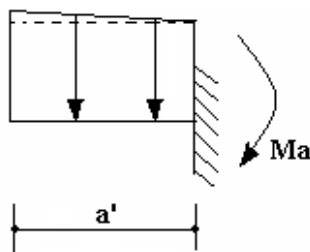
Esquema para el cálculo de la armadura longitudinal de la zapata



El momento de cálculo en la sección A-A resulta de calcularlo de la siguiente condición:

Figura 25

Momento de cálculo en la sección A-A



De la misma manera para la sección A'-A', se calcula Mb

El momento de diseño es:

$$Md = \gamma_f * Ma$$

El momento reducido de cálculo es:

$$\mu_d = \frac{Md * b}{b * d^2 * fcd}$$

$$h = d - r$$

Donde:

Md= Momento de diseño

b = Dimensión de zapata correspondiente al momento calculado

h= Altura total de la zapata

r = Recubrimiento.

d= Altura útil.

fcd= Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

La cuantía mecánica queda definida por la siguiente expresión, sin necesidad de utilizar tablas, esta es una simplificación que hace la Norma.

$$\omega = \mu d * (1 + \mu d)$$

La cantidad de acero se calcula mediante:

3.6.23 Cuantía mínima

$$A_{sb} = w * a * d * \frac{fcd}{f_yd}$$

Consultando la tabla 10.8 de cuantías geométricas mínimas (Ver anexo A6) para elementos de cimentación se toma $w_{mín} = 0.0030$. La cantidad mínima de acero está dada por:

$$A_{smín} = w_{mín} * b * d * \frac{fcd}{f_yd}$$

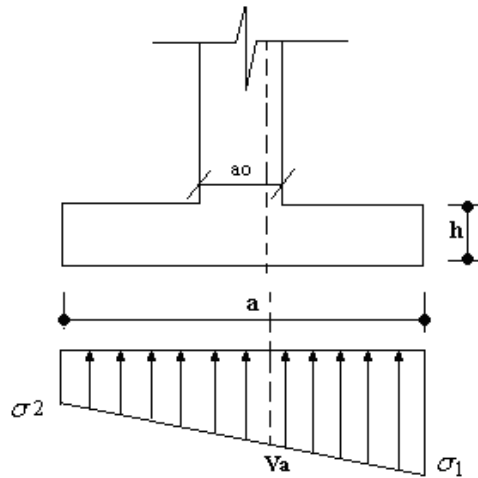
Se toma la mayor cantidad de acero de ambos valores de cuantías calculados y se procede a distribuir la armadura utilizando el diámetro de barras comúnmente comerciables en nuestro medio.

3.6.24 Verificación de la adherencia

La comprobación de adherencia se realiza en las mismas secciones, A-A y A'-A'

Figura 26

Esquema de la posición para calcular la fuerza cortante en una zapata aislada



El cálculo de la cortante puede realizarse con precisión pero la Norma acepta una simplificación:

$$Va = \sigma_1 * \left(\frac{a - ao}{2} + 0.15 * ao \right) * b$$

Donde:

$$Vb = \sigma_2 * \left(\frac{b - bo}{2} + 0.15 * bo \right) * a$$

Va= Cortante en la misma dirección donde ha sido calculada la armadura (en dirección de a).

σ_1 = Esfuerzo en el punto indicado

ao = Ancho de columna

b = Base de zapata.

Para verificar a adherencia debe cumplirse:

$$\tau_b = \frac{Vd}{0.9 * d * n * \pi * \phi} \leq fbd \quad ; \quad fbd = k * \sqrt[3]{f^2 * cd}$$

Donde:

n= Número de barras de acero

ϕ = Diámetro de las barras de acero

k= Coeficiente empírico que considera la rigidez de la zapata

k= 0.95 → zapatas rígidas

k= 2.00 → zapatas flexibles.

Vd= Esfuerzo cortante en la misma dirección donde ha sido calculada la armadura

3.7 Desglose de los parámetros usados en los precios unitarios y costo total de la obra.

El presupuesto general del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto se mencionan a continuación:

PARÁMETROS	
CARGAS SOCIALES	55,00%
IVA	14,94%
IT	3,09%
HERRAMIENTAS MENORES	5,00%
GASTOS GENERALES	10,00%
UTILIDAD	10,00%

Estos precios Unitarios están desarrollados en el **ANEXO 7**.

Determinado los precios unitarios se introdujeron las cantidades de material necesario en cada ítem en las unidades correspondientes determinados en los cómputos métricos (**ANEXOS 8**) con el cual se calculó el presupuesto general de la obra con un valor de **2474002,97Bs** (Dos millones cuatrocientos setenta y cuatro mil dos 97/100) precio que incluye desde la instalación de faenas, junto a la demolición de la estructura existente, hasta los precios de la instalación hidro-sanitaria y eléctrica, con limpieza general y colocado de placa conmemorativa una vez concluida la obra y un precio de **2520.38 bs/m2** (Dos Mil quinientos veinte 38/100).

3.8 Descripción de las especificaciones técnicas.

En las especificaciones técnicas usadas en el actual proyecto se desarrolla en los siguientes aspectos:

- **Definición:** en este punto se describe y se explica de que comprende la especificación técnica.
- **Materiales, Herramientas, Equipo:** en este punto se instruye todos los materiales, equipo y herramientas que se usaran en la ejecución del proyecto.
- **Procedimiento de Ejecución:** en este punto se describe como debe ser la ejecución de los ítems.
- **Medición y forma de pago:** es este punto se describe como se medirá el ítems y la forma en que se pagara el mismo.

El desglose de las especificaciones técnicas se encuentra en el **ANEXO 6**.

3.9 Cronograma de actividades.

El cronograma de actividades se la realizo con el programa PROYECT el cual dio como resultado un plazo total de 208 días calendario que se puede apreciar en el **ANEXO 9**.

CAPÍTULO IV

APORTE ACADEMICO

4.1 MARCO CONCEPTUAL DEL APORTE

LENGUAJE DELPHI

Delphi es un entorno de desarrollo de software diseñado para la programación de propósito general con énfasis en la programación visual. En Delphi se utiliza como lenguaje de programación una versión moderna de Pascal llamada Object Pascal.

Es producido comercialmente por la empresa estadounidense Aberform, adquirida en Mayo de 2008 por Embarcadero Technologies, una empresa del grupo Thoma Cressey Bravo, en una suma que ronda los 30 millones de dólares. En sus diferentes variantes, permite producir archivos ejecutables para Windows, Linux y la plataforma .NET.

Un uso habitual de Delphi (aunque no el único) es el desarrollo de aplicaciones visuales y de bases de datos cliente-servidor y multicapas. Debido a que es una herramienta de propósito múltiple, se usa también para proyectos de casi cualquier tipo, incluyendo aplicaciones de consola, aplicaciones de web, servicios COM y DCOM, y servicios del sistema operativo.

Las herramientas usadas para la Compilación de Delphi según el sistema operativo son:

- Para Windows
- Borland Delphi 7, RAD Studio 2007
- Para Linux y Unix
- Kylix 3.0.

Pero en esta documentación nos centraremos en la instalación y uso de las herramientas del Borland Delphi 7. Algo que diferencia a Delphi de muchos otros competidores es el hecho de tratarse de un compilador altamente optimizado, que genera código directamente ejecutable, no pseudo – código que debe ser interpretado posteriormente en tiempo de ejecución. Esto tiene básicamente dos consecuencias: el ejecutable es más rápido, al no tener que ser interpretado en tiempo de ejecución y el tamaño total final de la aplicación suele ser inferior; ya que no es necesaria la distribución adicional del programa que interpreta y ejecuta el código al que se suele denominar Runtime.

4.2 MARCO TEORICO O ALCANCE DEL APORTE

Delphi está basado en una versión de Pascal denominada Object Pascal. Borland en los últimos años defendía que el nombre correcto del lenguaje es también Delphi, posiblemente debido a pretensiones de marca, aunque en sus mismos manuales el nombre del lenguaje aparecía como Object Pascal, por lo que la comunidad de programadores no ha adoptado mayoritariamente este cambio (supuesta aclaración, según Borland). Object Pascal expande las funcionalidades del Pascal estándar:

Soporte para la programación orientada a objetos (habitualmente llamada POO) también existente desde Turbo Pascal 5.5, pero más evolucionada en cuanto a:

Encapsulación: declarando partes privadas, protegidas, públicas y publicadas de las clases

Propiedades: concepto nuevo que luego han adaptado muchos otros lenguajes. Las propiedades permiten usar la sintaxis de asignación para setters y getters.

Simplificación de la sintaxis de referencias a clases y punteros.

Soporte para manejo estructurado de excepciones, mejorando sensiblemente el control de errores de usuario y del sistema.

Programación activada por eventos (event-driven), posible gracias a la técnica de delegación de eventos. Esta técnica permite asignar el método de un objeto para responder a un evento lanzado sobre otro objeto.

Delphi es una herramienta de dos direcciones, porque permite crear herramientas de dos formas: una de forma visual en la pantalla por medio de la función de arrastrar y colocar (Drag & Drop), la otra es a través de la programación convencional, escribiendo el código. Ambas técnicas pueden utilizarse de forma alternativa o simultánea.

Con la utilización del lenguaje Delphi se logró realizar un programa para el dimensionamiento de vigas y columnas como aporte académico del estudiante, el cual tiene como fin ayudar al estudiante a hacer verificaciones de las estructuras.

Dentro de la utilización del programa se podrá hacer el cálculo de la armadura necesaria para el elemento estructural.

4.3 PRODUCTO - APORTE

Presentación del programa

Como presentación se tiene los datos del estudiante y las opciones de trabajo como se puede observar en la parte inferior.



4.4 GUIA PARA SU UTILIZACION

Para la correcta utilización del programa se tiene que tomar en cuenta la norma boliviana **CBH – 87**.

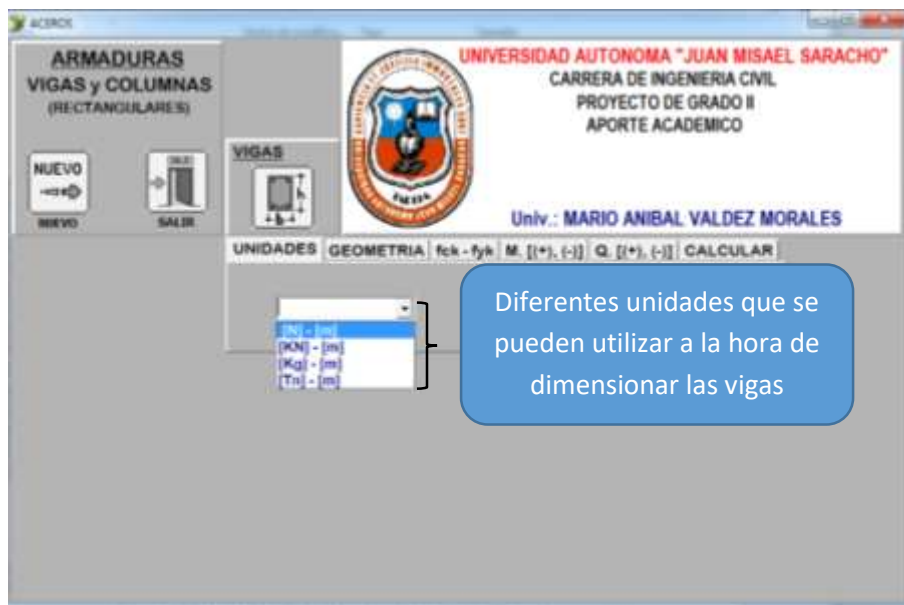
DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

En los siguientes pasos se mostrara la forma correcta de utilizar el programa.

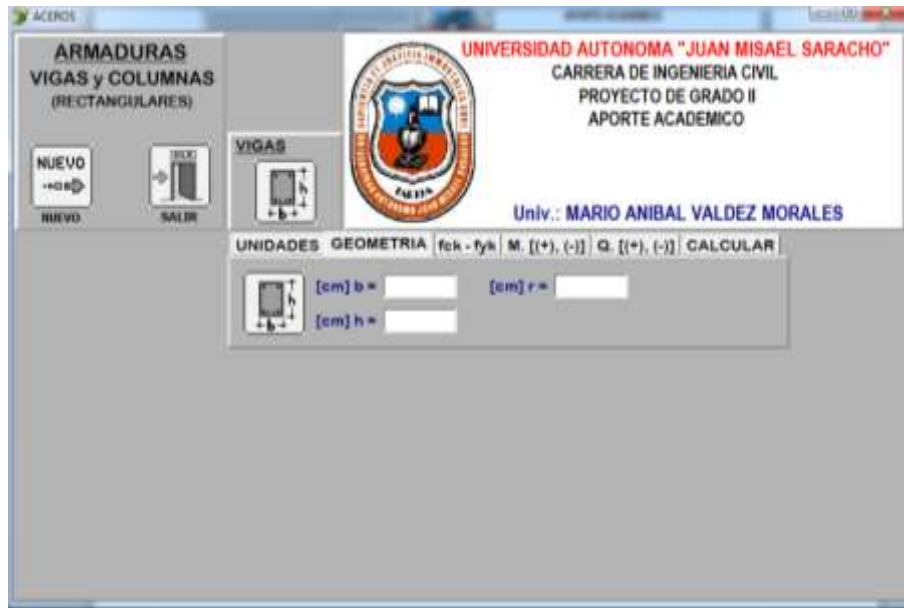
1. Entrar al ícono de **Nuevo**.
2. Luego de hacer clip en nuevo podrás observar que tienes 2 opciones la de hacer el cálculo de **VIGAS** o **COLUMNAS** como se quiere hacer el cálculo de vigas se debe entrar a este ícono de vigas que se observa en la parte inferior.



- Una vez que se entra en el ícono de vigas se puede observar que tienes varios datos que llenar el primero es **UNIDADES** donde tienes varias combinaciones de unidades donde el estudiante elige con cual trabajar. De ninguna manera se puede introducir los datos desordenadamente se tiene que seguir el orden que se encuentra en el programa. Como se puede observar en la figura de la parte inferior.



4. El segundo ícono es GEOMETRIA es ahí donde el estudiante debe introducir las dimensiones de la viga todos los datos introducidos deben ser en cm, la cual se introduce la base (b), altura (h) y recubrimiento de la viga (r).



5. El tercero de los íconos es elegir la resistencia de los materiales con los cuales se va a trabajar. También se elige el nivel de control sobre la estructura.



6. En el cuarto ícono se coloca los datos de momentos positivo y negativo para el cálculo de la armadura transversal.



7. En el quinto ícono se coloca los datos de cortante positivo y negativo para el cálculo de la armadura transversal.



8. En el sexto ícono se utiliza para calcular la armadura de la sección. Este ícono no podrá funcionar si le falta algún dato que no se haya colocado en el programa.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Se llegó a cumplir todos los objetivos de manera satisfactoria, para así dar solución al problema identificado.
- En la realización del estudio de suelos se realizó a 2 m y 2,5 m siendo lo recomendable realizar el estudio a cada metro de profundidad para tener una mejor apreciación del suelo de fundación.
- El diseño de elementos estructurales se basó en los lineamientos de la Norma Boliviana del hormigón CBH-87 que continúa vigente en nuestro país.
- Las estructuras de hormigón armado se utilizó en un 80% de la estructura siendo el resto la cubierta que se utilizó una estructura metálica.
- El esquema estructural de un edificio debe de acercarse lo más posible a la realidad de cómo trabaja la estructura, es por ello que se modela el edificio como pórticos espaciales para contemplar las fuerzas de momentos, cortantes, axiales y torsores.
- Debido a los beneficios técnicos y económicos de las viguetas se utilizó el mismo para la realización de este proyecto.
- Para la elaboración del presupuesto del proyecto se contemplan los precios unitarios con los que se elaboran los proyectos similares en el Municipio de la provincia Arce para obtener costos vigentes que sean viables para la realización del proyecto.
- Las fundaciones contemplan zapatas aisladas cuadradas porque ese tipo de fundaciones es la más adecuada para la resistencia portante del suelo que es 1.6 kg/cm^2 .
- El diseño estructural realizado con el programa CYPECAD da una armadura mayorada en un porcentaje de 6,5% en comparación con la verificación manual de los elementos más solicitados usando el programa basado en la Norma Boliviana.

RECOMENDACIONES

- Cuando se realice la nivelación del terreno se recomienda realizar ensayos de capacidad portante del suelo en las zonas rellenadas que confirmen que se alcanza la resistencia de 1.6 Kg/cm^2 , valor con el que fueron diseñadas las zapatas.
- Se recomienda tener en cuenta la verificación y el alineamiento de los pernos para el colocado de los mismos en las placas de fijación a la estructura de hormigón.
- Una recomendación muy importante es la realización del estudio de suelos a 4.0 m de profundidad realizando es estudio de S.P.T. cada metro para tener una mejor apreciacion del suelo a fundar.
- Cuando se realice la construcción de la ampliación se recomienda tener en cuenta el cerramiento del área de trabajo por seguridad de los estudiantes.