

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANALISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE SISTEMAS
DE FUNDACIÓN DE VIVIENDAS, UTILIZANDO SOLERAS Y LOSAS
DE FUNDACIÓN.**

PRESENTADO POR:

**EDGAR ALEXANDER AVILÉS HERNÁNDEZ
JULIO CESAR RIVAS DELGADO**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2006

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

DRA. MARÍA ISABEL RODRÍGUEZ

SECRETARIA GENERAL :

LICDA. ALICIA MARGARITA RIVAS DE RECINOS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGERIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE SISTEMAS
DE FUNDACIÓN DE VIVIENDAS, UTILIZANDO SOLERAS Y LOSAS
DE FUNDACIÓN.**

Presentado por:

**EDGAR ALEXANDER AVILÉS HERNÁNDEZ
JULIO CESAR RIVAS DELGADO**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Director :

**ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES
ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

Docente Director Externo :

ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ

San Salvador, Agosto de 2006

Trabajo de Graduación Aprobado por:

DOCENTE DIRECTOR :

ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES

ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO

DOCENTE DIRECTOR EXTERNO :

ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ

AGRADECIMIENTOS.

A DIOS TODOPODEROSO, por todas las bendiciones recibidas durante todo el tiempo de estudio, por la sabiduría y la oportunidad de poder finalizar este objetivo.; a nuestros padres, por apoyarnos en todo momento aun en los momentos difíciles de la carrera; a la Universidad de El Salvador por la oportunidad de brindar las herramientas necesarias para llegar a completar nuestros estudios.

A todas las empresas e instituciones que nos colaboraron de forma desinteresada y oportuna, durante el desarrollo del presente trabajo de graduación. Especialmente a la Universidad de El Salvador y al Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto.

A los diferentes profesionales y personal de las instituciones y empresas, que nos apoyaron y brindaron sus conocimiento para el desarrollo del presente Trabajo de Graduación; especialmente a:

- ❑ Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes.
- ❑ Ing. Adry Vivina Flores Alvarado.
- ❑ Ing. Carlos A. Quintanilla Rodríguez.
- ❑ Ing. Rafael Antonio González
- ❑ A todo el personal del Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto.

En general a todas las personas que colaboraron de manera directa o indirecta en la presente investigación.

□ **A ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES.**

De forma muy especial, por apoyo, tiempo, orientación y dedicación ofrecida durante el proceso de la elaboración de éste trabajo, muchas gracias.

□ **A LA ING. ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

Por la oportunidad de brindarnos su tiempo y dedicación, sus conocimiento para la realización de este trabajo de graduación. Gracias

□ **AL ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÌGUEZ.**

Por el apoyo, por la oportunidad de compartir sus valiosos conocimiento, sobre todo la confianza de seguir adelante. Gracias.

EDGAR ALEXANDER AVILES

JULIO CESAR RIVAS

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO Y A LA VIRGEN SANTÍSIMA:

Por brindarme la vida y la sabiduría, la oportunidad de finalizar mis estudios, gracias por las fuerzas que durante toda mi vida me han dado.

A MIS PADRES:

Edgar Gilberto Avilés y Adela Hernández de Avilés, porque me brindaron esta oportunidad y por el apoyo que recibo todo el tiempo, y siempre deseándome lo mejor, me regalaron su amor, cariño; y que hoy gracias a Dios he finalizado, bendícelos y cuídalos siempre. Los Amo mucho.

A MIS HERMANOS:

Roxana Elizabeth Avilés y Denis Romeo Avilés, por el apoyo y colaboración que siempre me brindaron, para la finalización de este triunfo, los quiero mucho, Gracias.

A MIS ABUELITAS:

Francisca y Antonia, por su amor y sabios consejos, que sin duda me han ayudado.

A TODA MI FAMILIA:

Por la motivación, el apoyo, colaboración que me brindaron; especialmente a mi tío Saúl Torres, Walter, Glenda, Yolanda, Jorge, Julio, Douglas, Ricardo, Fredy, Julia, Moisés
Primos: Ligia, Susi, Marita, Marcos, Sarita, Karlita, y primitos muchísimas gracias por su apoyo lo que signífico la elaboración de este trabajo de gradación.

A MI NOVIA;

Que siempre me desea lo mejor, por esa inspiración que me brinda, el apoyo, su comprensión y por el amor que me da. Gracias Elsy Alberto. Como también a su familia que tanto los quiero.

A MI COMPAÑERO:

Julio Rivas, por brindarme su amistad, su compañerismo y su confianza en la elaboración de éste trabajo.

A MIS ASESORES:

Ing. Edgar Gavidia, Ing. Adry Flores e Ing. Carlos Quintanilla, ya que me brindaron todo su apoyo y tiempo y especialmente sus conocimientos desinteresadamente con mi persona.

A MIS AMIGOS:

Que me apoyaron, me animaron en la buenas, en las malas y en todo momento en lograr esta meta.

A TODAS LAS PERSONAS,

Que siempre están ahí, que desinteresadamente me apoyaron de alguna manera y contribuyeron a lo largo de mi carrera.

EDGAR ALEXANDER AVILÉS HERNÁNDEZ

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO Y A LA VIRGEN SANTÍSIMA

Por regalarme la vida y permitirme estar dentro de su iglesia, por brindarme sabiduría para reponerme ante los momentos difíciles y permitirme finalizar la etapa de mis estudios.

A MIS PADRES

Salvador Gabriel Rivas que desde el cielo se que está feliz de este logro obtenido y Sary Delgado de Rivas, por su gran esfuerzo para brindarme esta oportunidad, por su ejemplo de lucha y entrega por un objetivo, por que en todo momento me mostró su apoyo incondicional, por que me ha regalado todo el amor que una madre puede dar por un hijo.

A MIS HERMANOS

Salvador Gabriel Rivas y Kenny Marisol Rivas, que han servido de ejemplo para mi, por su apoyo y colaboración para haber logrado este triunfo.

A TODA MI FAMILIA

Por las muestras de apoyo, confianza, motivación y consejos que me brindaron en cualquier momento en especial a mi tío Julio Alberto Torres que también ha sido una fuente de apoyo para mi, muchas gracias.

A MI NOVIA

Que me ha apoyado y me ha dado ánimos, por su comprensión y todas las muestras de cariño que me brinda. Gracias Vanesa.

A MI COMPAÑERO

Alex Avilés, por su amistad, por su apoyo, por haber compartido momentos buenos y malos dentro de la carrera, por sus consejos y sobre todo por su confianza en la elaboración de este triunfo.

A MIS ASESORES

Ing. Edgar Gavidia, Ing. Adry Flores e Ing. Carlos Quintanilla, por haber brindado un poco de su sabiduría y experiencia, por el apoyo durante el proceso de este trabajo, por sus consejos y sus muestras de confianza y sobre todo por la paciencia y dedicación de forma desinteresada, muchas gracias.

A MIS AMIGOS

Que siempre estuvieron pendientes de mi, en especial a Alex, Luis, Hector, Cesar, Rocio, Yanci, con los cuales compartimos momentos buenos y malos, por su apoyo incondicional para alcanzar este título.

A TODAS LAS PERSONAS

Que creyeron en mi, que de alguna manera me brindaron su ayuda desinteresadamente, a otros profesores, compañeros, amigos de la iglesia, que me brindaron su apoyo y que de no haber sido así no hubiera conseguido este triunfo.

JULIO CESAR RIVAS DELGADO

INDICE GENERAL

TÍTULO	Nº DE PAG.
SUMARIO	<i>i</i>
CAPÍTULO I: ANTEPROYECTO	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema.....	1
1.3 Objetivos	2
1.4 Alcances	3
1.5 Limitaciones	3
1.6 Justificación	4
CAPÍTULO II: GENERALIDADES	
2.1 La Vivienda	6
2.2 Resumen histórico de los asentamientos urbanos en nuestro país	7
2.3.Desarrollo Urbano	12
2.4. Propiedades Físicas, Mecánicas y Dinámicas del Suelo del A.M.S.S.	15
2.5. Cimentaciones.....	19
2.5.1 Estructura de fundación, definición.....	23
2.5.2 Clasificación de las cimentaciones	23
2.5.3 Tipos, aplicaciones	25
2.5.4 Factores que determinan la elección del tipo de fundación.....	33
2.5.5 Requerimientos en la estabilidad de una fundación.....	36
2.5.6 Análisis de un estudio de suelo	39
2.5.6.1 Capacidad de carga	40

2.5.6.2 Asentamientos admisibles	44
2.5.6.3 Criterios de diseño para cimentaciones superficiales mencionados en los códigos	53
2.6 Sistema de fundación: Soleras	54
2.6.1 Definición	54
2.6.2 Consideraciones generales	56
2.6.2.1 Criterios y parámetros	56
2.6.2.2 Concreto, resistencia.....	57
2.6.2.3 Refuerzo acero.....	58
2.6.2.4 Dimensionamiento mínimo	60
2.6.3 Procedimiento de diseño	61
2.7 Sistema de fundación: Losas.....	67
2.7.1 Definición	67
2.7.2 Consideraciones generales	67
2.7.2.1 Criterios y Parámetros.....	68
2.7.2.2 Refuerzo de acero	70
2.7.3 Procedimiento de diseño	72

CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 Descripción técnica de la vivienda.....	75
3.1.1 Dimensiones.....	77
3.1.2 Materiales.....	83
3.1.3 Carga de la estructura	84
3.2 Solera de fundación	97
3.2.1 Calculo	97

3.2.2 Procedimiento de diseño	98
3.2.3 Dimensionamiento de la sección de la estructura	107
3.3 Losa de fundación	116
3.3.1 Calculo	116
3.3.2 Procedimiento de diseño, dimensionamiento de sección, espesor . de la estructura.....	116

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ECONOMICO

4.1 Consideraciones generales	126
4.1.1 Listado de costos	126
4.1.2 Mano de obra	130
4.1.3 Otros	144
4.2 Solera de fundación	144
4.2.1 Presupuesto de la estructura.....	144
4.3 Losa de fundación	148
4.3.1 Presupuesto de la estructura.....	148

CAPÍTULO V: COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONOMICA

5.1 Comparaciones técnicas y económicas.....	156
--	-----

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.....	171
6.2 Recomendaciones.....	174

BIBLIOGRAFÍA

176

ANEXOS

1.0 Tutorial STAAD.PRO

2.0 Laudo Arbitral (08-07-2005 al 08-07-2006)

INDICE DE TABLAS.

NUMERO DE TABLA

TÍTULO

CAPÍTULO II: GENERALIDADES

2.1 Población de El Salvador	9
2.2 Propiedades índices de los suelos.....	7
2.3.; 2.4 Valores de μ y V_s , obtenidos con el péndulo de torsión libre	17 - 18
2.5 Asentamientos diferenciales máximos permisibles	38
2.6 Asentamientos máximos totales permisibles	38
2.7 Relación entre valores N , densidad relativa y ángulo de fricción interna en arenas	43
2.8 Causas del asentamiento	52
2.9 Parámetros mínimos para el diseño de soleras	60
2.10 Tabulación de las funciones	65
2.11 Características de mallas electrosoldadas.....	71

CAPÍTULO III: ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 Descripción técnica de la vivienda.....	75
3.2 Descripción de los materiales.....	83
3.3 Esfuerzos por techo	85
3.4 Cargas distribuidas por techo.....	87
3.5 Cargas muertas debidas a paredes.....	89
3.6 Cargas distribuidas.....	90

3.7 Cargas puntuales	90
3.8 – 3.13 Calculo de presiones	100 – 106
3.14 Cargas distribuidas.....	117
3.15 Cargas puntuales	117
3.16 Datos de salida del programa utilizado	119
3.17 Acero de refuerzo para losa de fundación	123

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ECONOMICO

4.1 – 4.3 Materiales vrs Costos	127 - 129
4.4 – 4.37 Calculo de rendimiento	131 - 143
4.38 Solera-Rendimiento de horas hombre por actividad Mano de obra	145
4.39 Solera-Personal utilizado por actividad.....	146
4.40 Solera-Tiempo de ejecución	147
4.41 Losa-Rendimiento de horas hombre por actividad Mano de obra ...	149
4.42 Losa-Personal utilizado por actividad	150
4.43 Losa-Tiempo de ejecución.....	151
4.44 Presupuesto del elemento solera de fundación sin laudo	152
4.45 Presupuesto del elemento solera de fundación con laudo.....	153
4.46 Presupuesto del elemento losa de fundación sin laudo	154
4.47 Presupuesto del elemento losa de fundación con laudo	155

CAPÍTULO V: COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONOMICA

5.1 Sistema de fundación vrs volumen de concreto.....	159
5.2 Actividades utilizando los sistemas de fundación	169

INDICE DE FIGURAS

NUMERO DE FIGURA

TÍTULO

CAPÍTULO II: GENERALIDADES

2.1 Clasificación de cimentaciones superficiales	24
2.2 Clasificación de cimentaciones profundas.....	25
2.3 Zapata aislada.....	26
2.4 Zapata en voladizo	28
2.5 Losa de cimentación	29
2.6 Cimentaciones sobre placa flotante.....	30
2.7 Cimentaciones planas	31
2.8 Cimentaciones directas.	32
2.9 Cimentaciones indirectas.....	33
2.10 Comportamiento del suelo al apoyarse una zapata.....	37
2.11 Modo de falla en el suelo	43
2.12 Tipos de asentamiento	50
2.13 Solera tipo rectangular.	55
2.14 Solera tipo Tee	55
2.15 Parámetros que intervienen en una solera	56
2.16 Soleras de fundación para viviendas de una planta.....	60
2.17, 2.20 Distribución de presiones del suelo sobre una solera rígida	62
2.18 Distribución de presiones del suelo sobre una solera elástica.....	62
2.19 Diagrama de esfuerzos en la solera de fundación elástica	64

2.21 Comportamiento de losa de fundación	73
--	----

CAPÍTULO III: ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 Vivienda modelo.....	76
3.2 Distribución de paredes y ejes.....	77
3.3 Distribución de áreas tributarias	86
3.4 Cargas muertas distribuidas y puntuales.....	95
3.5 Cargas vivas distribuidas y puntuales.....	95
3.6 – 3.11 Diagrama de presiones.....	100 – 106
3.12 Sección propuesta.....	107
3.13 – 3.14 Detalle del gancho, adherencia y anclajes.....	112
3.15 Secciones de soleras	115
3.16 Detalle de los espaciamientos de los estribos	115
3.17 Detalle del diseño de la losa de fundación.....	124

CAPÍTULO V: COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONOMICA

5.1 Sistemas de fundación utilizados	160
5.2 Niveles de desplante	163

INDICE DE GRÁFICOS

**NUMERO
DE GRÁFICO**

TÍTULO

CAPÍTULO V: COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONOMICA

5.1 Volumen de concreto vrs sistema de fundación.....	160
5.2 Acero de refuerzo vrs sistema de fundación.....	161
5.3 Volumen de excavación vrs sistema de fundación	163
5.4 Costos de las fundaciones	164
5.5 Costo de solera de fundación.....	165
5.6 Costo de losa de fundación.....	166
5.7 Costo de la vivienda según las fundaciones con laudo.....	167
5.8 Costo de la vivienda según las fundaciones sin laudo.....	168

SUMARIO

Tradicionalmente en nuestro país en proyectos como lo son las urbanizaciones se ha desarrollado en el área de las Cimentaciones un sistema que durante muchos años ha sido utilizado, como son la Soleras de Fundación, esto, ya sea por que cumple con las exigencias y por otra parte la costumbre. Sin embargo existe otras opciones de fundaciones para este tipo de estructura, el cual puede presentar ventajas, ya sea técnica y económicamente.

Por lo que a continuación se ha desarrollado las comparaciones factibles, para la evaluación donde en particular se ha tomado en cuenta las losas de fundación versus el sistema tradicional de soleras de fundación para viviendas desarrollándose en varios puntos.

El presente trabajo de investigación esta desarrollado para evaluar que sistema presenta las ventajas y desventajas, con la ayuda de comparaciones elaboradas para así determinar en que variables dichos sistemas son factibles en la construcción de las viviendas.

El trabajo de investigación denominado, *ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE VIVIENDAS, UTILIZANDO SOLERAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN*, pretende lograr al termino de su estudio mostrar que no solo se

puede enfocar un diseñador de cimentaciones en un solo sistema de fundación, ya que existen diferentes sistemas, que de acuerdo a parámetros puede ser ventajoso utilizarlos previo a su evaluación y así poderlos construir y presentar alternativas donde satisfaga los requerimientos debido al proyecto que se realiza en nuestro país, sea el caso para la evaluación las losas de fundación.

El estudio se divide en seis capítulos, donde se recopila la información necesaria que pueda representar una respuesta que defina la mejor opción a desarrollarse de acuerdo a las condiciones tomadas en consideración.

El primer capítulo, esta definido para introducir al lector bajo que consideraciones se desarrollará esta investigación como lo son los antecedentes, objetivos, limitaciones y la justificación de la investigación.

El segundo capítulo le corresponde las generalidades donde se desarrolla la teoría, los conceptos y variables utilizados, como: la vivienda, cimentaciones, suelos, entre otros, para facilitar la comprensión de los capítulos siguientes.

El tercer capítulo consta de un análisis estructural de ambos sistemas, las soleras de fundación y las losas de fundación, de acuerdo a una vivienda modelo mostrada, donde se

consideran las dimensiones, los materiales y las cargas, las cuales estas ultimas serán transmitidas a dichas fundaciones hacia al suelo de acuerdo a las condiciones propuestas.

El cuarto capítulo se desarrolla el análisis económico donde se presenta todo lo que genera costo entorno a las fundaciones incluyendo a la vivienda en general, de acuerdo a los materiales, mano de obra, entre otros. Así mismo se a tomado en cuenta los costos por medio del laudo arbitral de nuestro país vrs. experiencias por personas involucradas en actividades entorno a las fundaciones.

El capitulo quinto se elaboran las comparaciones técnicas y económicas, entorno a los parámetros siguientes: diseño estructural, análisis de suelos, construcción, costos y así mostrar al lector las ventaja y desventajas de acuerdo a toda la información de los capítulos III y IV desarrollados para los sistemas de fundación en estudio.

Y, finalmente, en el capítulo sexto se elaboraron las conclusiones y recomendaciones del estudio, entorno al análisis estructural y al análisis económico tomando como referencia los aspectos de: calculo, análisis de suelos, construcción, control de calidad, entre otros, y así determinar de la mejor manera la alternativa mas conveniente según las condiciones propias del proyecto basadas en este estudio.

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

1.1.- Antecedentes

El diseño de las cimentaciones, es un proceso que se debe constituir de acuerdo a las solicitudes demandantes, ya que tiene como objetivo principal distribuir y transmitir las cargas de la mejor manera posible hacia el suelo. La capacidad del elemento trabaja entorno a las características que se le presentan, sean estas: suelo, materiales, criterios, procesos constructivos, técnicas, entre otros, y que al finalizar este tenga la factibilidad de realizarse ya sea técnica y económicamente.

Así en nuestro país, en proyectos de gran magnitud como lo son las urbanizaciones se implementa generalmente un sistema de cimiento que durante muchos años ha sido utilizado, ya sea por que cumple con las exigencias, pero que se necesita demostrar que se están optimizando recursos ante otros sistemas que pueden generar una alternativa en dichos proyectos y así profesionales o cualquier persona relacionada con la construcción pueda sacar ventaja de dicha investigación, como herramienta que demuestre una solución eficiente y de beneficio a quienes lo demanden.

1.2.- Planteamiento del Problema

Es muy bien conocido que en nuestro medio en el área de la construcción de viviendas el uso del sistema de fundación llamado soleras corridas, es el que tradicionalmente se emplea masivamente en dichos proyectos. En las urbanizaciones las utilizan, ya sea por que posee un alto grado de aceptación en el medio, o porque se han

venido utilizando en el pasado y sin compararlas con otros sistemas alternativos, pudiendo desarrollar una opción de cimiento al constructor. Dicho planteamiento hace surgir la idea de presentar una evaluación, generando una cuantificación de ventajas que muestre con otro sistema y que para el caso tomaremos como alternativa el sistema de losas de fundación, realizando una comparación técnica y económica de ambos sistemas, pudiendo así encontrar en este campo una posible solución para la reducción de los costos de construcción, mano de obra, uso de materiales, etc.

1.3.- Objetivos

GENERAL

Determinar las ventajas y desventajas de los dos sistemas de fundación para viviendas, como lo son las soleras corridas y losas de fundación a través de un análisis comparativo técnico-económico.

ESPECIFICOS

- Analizar estructuralmente cada sistema de fundación, por medio de procesos basados en las normas técnicas actuales.
- Establecer los costos financieros que cada uno de los sistemas posee como resultado de un análisis económico.
- Describir cada una de las variables que intervienen en el diseño de los elementos de acuerdo a procedimientos ya establecidos.

- Realizar un planteamiento para las condiciones locales de nuestro país, en relación al campo de aplicación específica de cada uno de los sistemas.

1.4.- Alcances

El análisis comparativo técnico - económico de los elementos de cimentación antes mencionados, se basará en proyectos a realizar en el área de San Salvador. Se analizarán las ventajas y desventajas que presente cada sistema de cimentación con relación a las variantes que se pueden encontrar, como lo son, tipos de suelo (materiales existentes), cargas actuantes, tipos de procesos constructivos, etc. Además el estudio estará orientado a la vivienda de un nivel. Vale la pena insistir que solamente se evaluarán técnica y económicamente soleras corridas versus losas de fundación, por lo tanto otras alternativas de cimientos quedarán fuera del alcance.

1.5.- Limitaciones

Como limitante predominante podemos mencionar, que en nuestro país, no se maneja un estricto control sobre la implementación de cualquiera de estas alternativas, así que el acceso a fuentes de información confiables se hace difícil.

Así también como bibliografía específica de la comparación de ambos elementos estructurales no es de amplia extensión, siendo así que nos basaremos en algunas experiencias registradas.

Lo anterior no quiere decir que no se pueda llevar a cabo el estudio, sino que será un obstáculo a superar en la metodología de investigación. Desde otro punto de vista, de ninguna manera se pueden generalizar los resultados de un proyecto a otro; ya que las condiciones que se presentan son de carácter individual y exclusivo para el análisis de cada caso ya que el comportamiento del suelo y la estructura es distinta para cada situación.

1.6.- Justificación

El crecimiento demográfico de la población en nuestro país, ha generado necesidades de nuevos proyectos de viviendas en la actualidad. Ante ello se han creado nuevas propuestas que solucionen y faciliten los procesos que intervienen en la construcción de viviendas, con la finalidad que sean factibles tanto técnicamente como económicamente a la población.

Este análisis comparativo, se ve necesario someterlo a estudio para comprobar, que ante cualquier proyecto se tiene que contar con las alternativas que sean necesarias, y que cuando esta se defina, pueda realizar un desempeño óptimo. Así mismo, es importante reconocer que en las obras civiles se opta por utilizar mucho el sistema de fundación de soleras corridas, (que no se puede negar que sea una vía positiva para la construcción de viviendas), pero este puede ser el momento adecuado para demostrar que existen otros sistemas de fundación que proporcionen iguales o mejores resultados según las condiciones que se presenten y para el caso se estudiara el de losas de fundación como alternativa. Es por ello que se establecerán ventajas y desventajas de los dos sistemas de fundación que ayudaran a tomar mejores criterios dando alternativas y beneficios a los constructores y a la población en general.

Además, la rapidez en el desarrollo de procesos constructivos, respuestas estructurales adecuadas, costos, fabricación en serie, son puntos que si se saben manejar pueden hacer de un proyecto cualquiera, un éxito. Por esto mismo, nos vemos motivados a analizar cada uno de estos elementos para definir en que momentos es oportuno optar por cualquiera de estos sistemas.

En fin, para todo proyecto no se debe perder de vista la seguridad y la economía, así que este análisis comparativo señalara en que momentos es recomendable cada sistema, de acuerdo a condiciones como unión de suelo y estructura, tipo de materiales a utilizar sobre el elemento, condiciones sísmicas del área, recursos disponibles (mano de obra y equipo), etc. Por lo cual esto motivara a que se realicen en nuevos estudios en análisis preliminares de elementos estructurales del tipo fundación, no solo de dos, sino de todos los que existan y sean necesarios para buscar la alternativa optima, que se adapte a las condiciones que se presenten.

CAPITULO II

GENERALIDADES

2.1.- La Vivienda

La vivienda esta considerada como elemento básico para el bienestar social, constituyendo un marco físico fundamental de la vida. Además de las zonas que componen las ciudades y sus desarrollos, la más importante es la vivienda.

El tema de la vivienda no se restringe desde luego a la cuestión social vista desde el aspecto político – económico; es mucho mas que eso. Es reflexionar acerca de la evolución conceptual que se ha dado en los esquemas de la casa habitación ya sea uni o plurifamiliar a lo largo de la historia. La vivienda ha sido y será, mientras el hombre exista motivo de preocupación para todos.

El ser humano tiene necesidad de identidad con su entorno inmediato; en el encuentra reposo y abrigo; nace, crece, ama, juega: es el sitio donde aflora su intimidad. De su relación con este entorno depende en mucho su comportamiento; entonces esta relación debe ser sana.

La vivienda es una necesidad social básica y ocupa la mayoría del terreno desarrollado o urbanizado en una comunidad o región. De aquí, que el suministro de viviendas y uso residencial del suelo sean elementos centrales en la mayoría de los planes, a nivel comunitario y regional.

Una meta fundamental de la planeación de ésta es dotar de una cantidad suficiente de unidades para que se ajuste a las necesidades de la población. Estas viviendas deben proporcionarse y mantenerse en condiciones seguras, salubres y sólidas. Deben localizarse con acceso adecuado a las actividades e instalaciones del vecindario y de la comunidad. Deberá existir una amplia generación de tipos de vivienda que satisfagan las diferentes necesidades y deseos de los diferentes segmentos de la población. Además, un objetivo importante es asegurar que las viviendas sean accesibles de acuerdo a los niveles de ingreso de los residentes.

2.2.- Resumen histórico de los asentamientos urbanos en nuestro país

Los antecedentes datan entre 1524 y 1550 cuando transcurrió el periodo de implantación colonial, sobre la base de los asentamientos indígenas pre-existentes, fundándose los principales centros urbanos en el territorio de lo que ahora es El Salvador: San Salvador y San Miguel.

Durante la época colonial fue muy importante la diferenciación de los asentamientos, ya que la creación de un nuevo municipio significaba la creación de un núcleo de cabecera que suponía un factor de orden y civilización.

En 1550 los núcleos urbanos mas significativos ya estaban configurados y entre ellos: Metapan, Citala y Nueva Concepción al norte, Ahuachapan, Atiquizaya, Chalchuapa, Santa Ana, Opico, Izalco, Nahuizalco y Juayua al occidente, Zacatecoluca, Tecoluca, Santiago Nonualco, San Salvador, Armenia, Quezaltepeque, Apopa, Suchitoto, Olocuilta,

Soyapango, Ilopango, San Martín y Cojutepeque en el centro y periféricos y finalmente en el oriente Jiquilisco, Usulután, San Miguel, Chinameca, Ciudad Barrios y Gotera.

El resto de la población vivía en asentamientos rurales dispersos en todo el territorio nacional. Oficialmente, los asentamientos urbanos eran los núcleos, cabecera de los municipios, y los asentamientos rurales, todos los demás.

A partir del siglo XX, El Salvador experimentó un acelerado crecimiento poblacional y, por ende, de densificación. La proporción relativa de población urbana y rural por algún tiempo se mantuvo relativamente fija: un poco menos del 40% de residentes urbanos, y un poco más del 60% de residentes rurales. Con el correr del tiempo, y debido a los procesos de migración interna y externa, principalmente a las mayores ciudades del país y a los Estados Unidos, se ha invertido el porcentaje, de manera que en la actualidad, el 40% de la población vive en áreas rurales y el 60% en áreas urbanas.

Por tal razón, los Asentamientos Urbanos en la actualidad son conocidos como los núcleos de los 262 municipios; y los Asentamientos Rurales son todos los demás caseríos inmersos en las estructura de cantón.

A partir del año de 1950, la extraordinaria densificación de El Salvador propició la aparición de nuevos tipos de asentamientos que diluyeron la abrupta diferenciación entre lo urbano y lo rural. Este proceso se aceleró y acomplexo, con la incidencia del conflicto armado y la migración al exterior.

El proceso de densificación se logra identificar con los censos poblacionales desarrollados en los años de 1930, 1950, 1961 y 1971, donde la población total de El Salvador aumentó de 1.43 a 3.55 millones de habitantes. También se logra confirmar que la proporción de población era relativa entre un 40 % urbano y 60 % rural. Los cuadros siguientes presentan los datos.

Tabla 2.1

POBLACION DE EL SALVADOR			
Censo	Población urbana	Población rural	Total
1930	548,721	885,640	1,434,361
1950	675,619	1,180,298	1,855,917
1961	966,899	1,544,085	2,510,984
1971	1,405,532	2,149,116	3,554,648
1992	2,581,834	2,536,765	5,118,599

DISTRIBUCCION PORCENTUAL			TASA DE CRECIMIENTO INTERCENSAL	
Censo	Urbana	Rural	Urbana	Rural
1930	38.26	61.74	-	-
1950	36.40	63.60	1.04	1.44
1961	38.51	61.49	3.35	2.50
1971	39.54	60.46	3.75	3.31
1992	50.46	49.56	2.90	0.78

Según Censo de población 1992, tomado de ponencia sobre vivienda y urbanismo por: Mario Francisco Peña

Entre 1930 y 1971, la población residente en asentamientos rurales pasó de 0.89 a 2.15 millones de habitantes, multiplicándose por 2.43. Este crecimiento no se refleja tan abruptamente, ya que la extensión superficial del país no se ha alterado, y tampoco se produjo cambio sustancial en la agricultura con alguna renovación tecnológica radical proporcional al crecimiento de esta población. La consecuencia es el incremento de la pobreza rural y la progresiva identificación entre lo rural y marginalidad.

Según el único censo elaborado después del conflicto armado en 1992, las proporciones de población urbana y rural en ese momento serían equilibradas, con ligera ventaja para los asentamientos urbanos, 50.44 %, frente a los rurales, 49.56 %; y el ritmo anual relativo de crecimiento total de la población entre 1971 y 1992 se habría reducido a la mitad del ritmo verificado a lo largo de la década anterior a 1971: solo 1.73 % frente al impresionante 3.48 % de aquella década.

Esta pérdida de crecimiento total se relaciona a las consecuencias directas o indirectas del conflicto armado y de la emigración a los Estados Unidos, sobre todo en la región oriental y norte del país; así como a los indiscutibles efectos de las políticas de población en las áreas urbanas, que entre 1971 y 1992 se concentra en los asentamientos urbanos.

Otros asentamientos

Joya de Cerén, ubicado en el valle de Zapotitán, Departamento de la Libertad, a 35 km, al Occidente de San Salvador, en la ruta que conduce a San Juan Opico. Este asentamiento fue destruido por la erupción del Volcán Caldera, hace 1400 años. La ceniza que cayó en varias oleadas, a temperaturas que oscilaban entre 100 y 500°C, logró aislar las estructuras preservándolas en sorprendentes estados. El sitio fue descubierto accidentalmente en 1976 y las primeras investigaciones se realizaron entre 1978 y 1981, por el Dr. Pasió Sheets. Los resultados obtenidos en estas excavaciones fueron impactantes, ya que son muy pocos los asentamientos precolombinos que muestran con tanta frescura el que hacer y la vida diaria de sus moradores. Era una aldea floreciente a orillas del Río Sucio, antes llamado Nexapa. Los 5 kms que separan Joya de Cerén con

Campana San Andrés exigían aproximadamente una hora a pie o un viaje breve en canoa por el río Sucio.

Suchitoto, es una de las más interesantes poblaciones de El Salvador, esta situada en el departamento de Cuscatlán a 43 kilómetros al Norte de San Salvador. No se sabe la fecha exacta de la fundación de Suchitoto, pero el suceso es probable haya ocurrido hace cerca de mil años. Son al extremo escasos los datos de este extremo primitivo San Salvador quienes fueron los primeros españoles que llegaron a Suchitoto, pero si es probable que debió ser en una época muy cercana a la fecha en que San Salvador es refundada en el Valle de la Bermuda en 1528. San Salvador estuvo en la Bermuda hasta 1545. La esterilidad del suelo adonde se asentaba el calor sofocante y la falta de agua en verano, y las famosas tormentas de rayos que la abatían en invierno, hicieron que casi desde su fundación, la Villa se fuera poco a poco despoblando y sus habitantes se radicaran en las orillas del río Acelhuate por el San Salvador actual, en donde funciono “La Aldea”, prospero caserío que para el año de 1545 tenia a la mayoría de los vecinos de San Salvador en la Bermuda, por lo que se oficializó el traslado y se comenzaron a convertir en ruinas las edificaciones de la malograda Villa, esperando hasta la actualidad que se realice en ella una seria excavación arqueológica que nos daría importantes datos sobre nuestra historia en este período. Suchitoto en 1807 era habitado por 911 personas, de las cuales 491 eran indígenas, 374 ladinos y 46 españoles.

Es 1858, según la Estadística, Suchitoto contaba con 5,455 habitantes, y tenía en 1858, 922 casas de las cuales 265 eran de teja, de “buena construcción” y algunas además se habría tenido el gusto (elegancia) en cuanto lo permite el país”. Las demás eran de techumbre de paja, pero tanto en unas como en otras se fabricaban de adobe. Suchitoto es

una de las pocas zonas asísmicas de El Salvador por eso abundan todavía en ella las casas antiguas de adobe.

2.3.- Desarrollo Urbano

De los 262 núcleos municipales urbanos, el 75% de la población se concentra en el Área Metropolitana de San Salvador ampliada, y en 4 ciudades importantes: Santa Ana, San Miguel, Sonsonate y Usulután. Un factor determinante del estado actual del tamaño del AMSS, ha sido la migración interna, que se aceleró en los años del conflicto bélico. Su crecimiento ha sido desordenado, albergando al 55% de la población urbana y al 30% de la población total.

Desde años anteriores y en la actualidad ha habido una rápida expansión física, en lo referente al área ocupada por San Salvador y ciudades principales, debido primordialmente a causas como: Alto crecimiento poblacional por el incremento natural y una inmigración de habitantes del interior del país.

El alto crecimiento poblacional es uno de los componentes que influye de manera especial en el crecimiento físico de la ciudad, ya que también crea nuevos establecimientos que involucran actividades institucionales, comerciales e industriales y la ampliación de los sectores sociales que ascienden socio-económicamente. Otra de las causas, es la inmigración de habitantes del interior del país en busca de mejores incentivos económicos. Es decir, que la población apta para trabajar, se traslada hacia las zonas y a las actividades en donde el valor de los bienes y servicios producidos permiten una mayor remuneración de la mano de obra.

En El Salvador, y en general en Centroamérica, la producción ordenada de suelo urbano/urbanizado es apenas relevante: además, las grandes promociones formales de vivienda no suelen apoyarse en criterios funcionales de ordenamiento urbanístico. Esta es una debilidad que atañe tanto a la vivienda como al urbanismo, y finalmente se traduce en la multiplicación de lotificaciones (ilegales), con nula o poca posibilidad de acceder a los servicios urbanísticos básicos (infraestructuras y equipamientos), que, aunque brindan una salida a corto plazo, constituyen una realidad negativa en lo urbano y en lo rural, al desarrollarse sin criterios de planeamiento-gestión que ayuden a racionalizar su implantación territorial, ambiental y urbanística. Las familias en situación de extrema necesidad, se preocupan algún terreno construible, en un intento de resolver la edificación de alguna manera, aún sin los servicios básicos.

Desde la época colonial se han emitido leyes para el ordenamiento urbano, que contenían disposiciones para organizar las poblaciones.

Pero la planificación del desarrollo urbano en El Salvador inicia en 1954, al formularse el Plan Regulador de San Salvador, con objeto de ordenar la ciudad y regular su crecimiento durante los siguientes 40 años, pero sin proponer políticas y/o estrategias para orientar el futuro desarrollo urbano.

En 1968, se formuló el Plan de Desarrollo Metropolitano, METROPLAN 80, con el fin de encauzar el desarrollo del AMSS y proponer la institucionalización del proceso de planificación urbana en El Salvador. En 1990, se formuló el METROPLAN 2000, el cual se dirige al crecimiento de la ciudad, a fin de garantizar su desarrollo controlado y equilibrado,

descentralizando la toma de decisiones del gobierno central a favor de los gobiernos municipales. Comprende un Plan de Usos del Suelo, Plan de Equipamiento e Infraestructura, y un Plan de Vivienda. En 1997 fue elaborado el Plan Maestro para el Área Metropolitana de San Salvador, con cuatro grandes componentes: Plan de Ordenamiento Ambiental, Plan de Ordenamiento Territorial, Programa de Fortalecimiento Institucional y Plan de Inversiones Estratégicas. Su finalidad es procurar el rescate integral desde el territorio, el municipio y la ciudad, hasta el barrio y las comunidades.

Finalmente, entre los años 2001 y 2004, fue formulado el Plan Nacional de Ordenamiento y Desarrollo Territorial, que contiene una propuesta de Política Nacional de Ordenamiento y Desarrollo Territorial, un anteproyecto de Ley de Ordenamiento y Desarrollo Territorial, un Sistema Nacional de Información Territorial y el Plan propiamente dicho.

En la práctica, no se cuenta con un texto legal que defina en detalle la estructura de los planes. Sin embargo, un plan generalmente comprende una serie de componentes básicos o generales que se subdividen en sub-componentes específicos. Uno de ellos, es el Plan de Zonificación, que organiza la densidad futura y la recalificación del área urbana existente, y orienta el crecimiento de los usos del suelo en la periferia de la ciudad, según la estrategia de desarrollo urbano adoptada. Debe considerar los cambios a través del tiempo, de las actividades, la renovación de los barrios, el mejoramiento de sus mobiliarios urbanos, la infraestructura, equipamientos y servicios; la habilitación de nuevas zonas residenciales, comerciales e industriales; la proyección de nuevas áreas recreativas; el ordenamiento y mejoramiento de la red vial; la integración a los aspectos naturales, y sobre todo, el estudio de factibilidad de la expansión urbana, que se produce en tres diversas modalidades:

- Nuevas áreas urbanizables, integradas a la estructura vial de la ciudad;
- Aumento de las densidades constructivas habitacionales en barrios o sectores antiguos de las ciudades, o de los centros históricos, o sustituyendo usos en zonas industriales de poca actividad o en desuso;
- Nuevas construcciones en predios baldíos dentro del perímetro urbano.

En fin, la planificación de la vivienda, deberá concentrarse en zonas de terreno urbanizable cuidadosamente seleccionadas, para asegurar una óptima localización, evitando zonas de riesgo y tomando medidas que amortigüen el impacto ambiental de la zona.

2.4.- Las Propiedades Físicas, Mecánicas y Dinámicas de los Suelos del A.M.S.S.

A continuación se presentan las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del suelo del A.M.S.S.¹, mostrando las tres tablas siguientes, las cuales toman como referencia seis puntos diferentes (San Bartolo, Miramonte, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, Alameda Juan Pablo II, San Marcos y Lomas de Versalles), y de ellos tres muestras representativas para las cuales fueron realizados los ensayos correspondientes, dando como resultado lo siguiente:

¹ Méndez, 1985

Tabla 2.2: Propiedades índices de los suelos

Procedencia	Profundidad, m	Cont. Humedad, w%	σ, kg/cm²	Ss	γ_s, gr/cm³	e	Gw, %
<i>San Bartolo</i>	6.00	9.38	1	2.3447	1.2451	0.8830	24.91
		8.91	2	2.1678	1.3295	0.6305	30.63
		9.49	3	2.1532	1.3534	0.5910	34.57
<i>Miramonte</i>	5.30	10.28	1	2.0452	1.0938	0.8699	24.17
		11.03	2	2.1978	1.1113	0.9776	24.80
		12.84	3	2.2580	1.0865	1.0782	26.89
<i>UCA</i>	7.25	10.73	1	2.3451	1.1570	1.0269	24.50
		10.13	2	2.2276	1.161	0.9186	24.57
		10.12	3	2.1094	1.2060	0.7491	28.50
<i>Alameda Juan Pablo II</i>	3.75	9.87	1	2.2210	1.2419	0.7154	30.64
		9.85	2	2.2068	1.2400	0.7797	27.88
		9.94	3	2.150	1.2414	0.7351	29.13
<i>San Marcos</i>	7.35	27.98	1	2.2663	1.2058	0.8795	72.10
		29.60	2	2.3030	1.1792	0.9529	71.54
		---	3	---	---	---	---
<i>Lomas de Versalles</i>	2-3	11.38	1	2.7140	0.9607	1.8251	16.92
		11.38	2	2.7140	0.9607	1.8251	16.92
		11.38	3	2.7140	0.9607	1.8251	16.92

Tabla 2.3 y 2.4: Valores de μ y V_s , obtenidos con el péndulo de torsión libre,

Procedencia	Profundidad m	Cont. Humedad, w%	σ, kg/cm²	Δs	Tsd, seg	Dp, cm	Ap, cm²	h, cm	Peso Probeta, g	μ, kg/cm²	γ_h, gr/cm³	ρ, gr. seg²/cm⁴ $\times 10^{-3}$	V_s, m/seg
San Bartolo	6.00	9.38	1	0.3481	0.4055	6.9405	37.8396	15.5	798.80	958.86	1.3619	1.3897	262.67
		8.91	2	0.2944	0.3660	7.015	39.0553	14.5	820.00	1122.29	1.4480	1.4776	275.60
		9.49	3	0.3807	0.3802	6.8851	37.2352	15.5	855.20	3258.78	1.4818	1.5120	464.25
Miramonte	5.30	10.28	1	0.4093	0.4092	7.3855	42.9172	15.0	776.50	671.98	1.2062	1.2308	233.66
		11.03	2	0.3326	0.3968	7.1526	40.1290	15.3	757.60	1074.99	1.2339	1.2591	292.19
		12.84	3	0.5546	0.3761	7.0583	39.1404	15.5	743.80	4406.27	1.2260	1.2510	593.48
UCA	7.25	10.73	1	0.2460	0.4077	7.1438	40.1210	15.0	771.00	783.03	1.2311	1.3072	244.75
		10.13	2	0.3204	0.3893	6.8267	36.6030	15.3	716.10	1629.90	1.2787	1.3048	353.43
		10.12	3	0.3195	0.3891	6.8711	37.0816	15.0	738.70	1951.11	1.3281	1.3552	379.44
Alameda Juan Pablo II	3.75	9.87	1	0.7412	0.3763	7.1112	39.7226	15.0	813.00	2510.18	1.3645	1.3923	424.61
		9.85	2	0.7155	0.3721	7.0978	39.5974	15.3	825.20	3862.87	1.3621	1.3899	527.19
		9.94	3	0.6445	0.3733	7.1293	39.9316	15.2	828.40	6293.25	1.3648	1.3927	672.22
San Marcos ^x	7.35	27.98	1	0.4740	0.3852	6.9180	37.5873	14.8	858.50	1682.64	1.5432	1.5747	326.89
		29.60	2	0.4653	0.3680	7.3144	42.0701	15.5	996.60	4594.28	1.5283	1.5595	542.77
		---	3	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Lomas de Versalles ^y	2-3	11.38	1	0.4460	0.4255	7.0358	38.8816	15.5	644.85	628.76	1.0700	1.0918	239.98
		11.38	2	0.4922	0.4103	7.0358	38.8816	15.5	644.85	854.78	1.0700	1.0918	279.81
		11.38	3	0.6417	0.3919	7.0358	38.8816	15.5	644.85	1733.23	1.0700	1.0918	398.43

^xDebido a la insuficiencia de muestras el suelo de San Marcos solo fue probado para dos presiones confinantes

^y En Lomas de Versalles se utilizo la misma probeta de suelo para las tres presiones confinantes ensayadas.

Procedencia	Profundidad, m	σ , kg/cm ²	Clasificación SUCS	DESCRIPCIÓN
San Bartolo	6.00	1	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 75% de arena pómez y Grava pómez, Gravas finas de ¾" y 1", y grava pómez de 0.925"
		2	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 60% de arena y Grava pómez, Gravas pómez de 1 ¼" y grava fina de 0.70"
		3	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 72% de arena y grava pómez. Gravas finas de 1.194", 0.831" y 2".
Miramonte	5.30	1	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 60% de arena y Grava pómez, Gravas pómez de 1.45" y 1.432". Con materia orgánica.
		2	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, 65% de arena y grava pómez, Gravas pómez de 1.145" y 0.892", con materia orgánica
		3	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 67% de arena y grava pómez. Gravas pómez de 1.05" y 1.075". Con materia orgánica.
UCA	7.25	1	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 75% de arena y gravillas pómez. Gravas pómez de 0.567" y 0.636"
		2	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 70% de arena y gravillas pómez. Grava pómez, 0.65" y 0.536".
		3	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 75% de arena y gravillas pómez. Grava pómez.
Alameda Juan Pablo II	3.75	1	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 75% de arena y gravillas pómez. Grava pómez, 0.70" y 0.85". Suelo Suelto.
		2	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 72% de arena y gravillas pómez. Grava pómez, 0.735" y 0.863". Suelo Suelto
		3	SM	Arena Limosa Pumítica, color Café claro, con 70% de arena y gravillas pómez. Grava pómez, 0.754" y 0.821". Suelo Suelto
San Marcos	7.35	1	ML	Limo fino denso con arena Pumítica, color café, 40% de arena fina y Pumítica. Gravillas pómez de 3/16". Tobas pumíticas.
		2	ML	Limo fino denso con arena Pumítica, color café, 35% de arena fina y Pumítica. Tobas pumíticas.
		3	--	---
Lomas de Versalles	2-3	1	SC	Arena fina pumítica arcillo-limosa, color café marrón, 52% de arena fina y Pumítica. Con tamaño variado de gravillas pómez. Gravas de 0.995" y 0.917"
		2	SC	IDEM
		3	SC	IDEM

Nomenclaturas de tablas 2.2 – 2.3 – 2.4

A_p, cm^2	= Área Promedio de la probeta
D_p, cm	= Diámetro de la probeta
e	= Relación de Vacíos
$G_w, \%$	= Grado de Saturación
h, cm	= Altura de la probeta
S_s	= Gravedad Específica
SUCS	= Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
T_{sd}, seg	= Periodo fundamental de vibración del suelo
$V_s, \text{m/seg}$	= Velocidad de ondas de corte
$\gamma_h, \text{gr/cm}^3$	= Peso volumétrico del suelo húmedo
$\gamma_s, \text{gr/cm}^3$	= Peso volumétrico del suelo seco
Δ_s	= Deformación Axial Unitaria
$\mu, \text{kg/cm}^2$	= Modulo de rigidez al cortante
$\rho, \text{gr. seg}^2/\text{cm}^4$	= Densidad del suelo
$\sigma, \text{kg/cm}^2$	= Esfuerzos principales

2.5.- Cimentaciones

La Cimentación es la parte soportante de una estructura. Este termino se aplica usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su mas completo sentido, la cimentación incluye el suelo y la roca que están

debajo. Es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos, la estructura y el suelo o la roca.

La construcción de las cimentaciones es una de las artes mas antiguas de la humanidad. Los habitantes prehistóricos de los lagos de Europa, construían sus casas sobre largas estacas de madera que hincaban firmemente en el blando fondo de los lago; los antiguos egipcios construían sus monumentos sobre capas de piedra, que descansaban en la roca y la Biblia confirma esto al expresar que la roca sólida es más segura que la cambiante arena. Los Babilonios solo encontraron profundos aluviones en las llanuras entre el Tigris y el Eufrates, que se asentaron bajo el peso de sus ciudades. Los edificios y los muros eran soportados por capas de mampostería y las partes adyacentes de las estructuras estaban provistas de conexiones deslizantes de manera que se pudiera asentar cantidades diferentes sin agrietarse. Los artesanos de la Edad Media soportaban sus obras maestras en bóvedas invertidas de piedra, emparrillados de madera o pilotes de madera, siguiendo las reglas que habían trazado antes que ellos, los constructores romanos. Hasta el siglo XX el proyecto de las cimentaciones estaba basado enteramente en experiencias anteriores, antiguas reglas y conjeturas. Y hoy en día la Mecánica del Suelo y de la Roca, le han dado al ingeniero de cimentaciones una poderosa herramienta con la cual puede analizar los esfuerzos y deformaciones en la subestructura, de la misma manera que se hace con la superestructura y formular un proyecto racional que ajuste la estructura a la capacidad del suelo y de la roca situados debajo.

En fin, las cimentaciones son los elementos estructurales de concreto que transmiten el peso de la superestructura al suelo. Pueden presentarse de diferentes formas, la más simple es una zapata aislada. Puede ser vista como una losa invertida que transmite

una carga distribuida del suelo a la columna. Otras formas de cimentaciones son pilotes hincados en roca; zapatas combinadas que soportan mas de una columna; losas y contra trabes de cimentación, las cuales son básicamente construcciones invertidas de losa y viga. Los resultados del proceso de análisis y diseño de una estructura tienen que presentarse en forma concisa y estándar de tal manera que el constructor pueda utilizarlos para construir el sistema por completo.

Cimientos sobre suelos colapsables

Los suelos susceptibles de colapso contienen una proporción apreciable de aire en los vacíos. Estos suelos se desmoronan por inmersión y pueden presentar una gran disminución de volumen a la aplicación de la carga, aun sin la adición de agua, es decir, pueden comprimirse mucho. Por ejemplo los limos venidos de cenizas volcánicas son colapsables, en especial cuando son remoldeados; el limite liquido de las cenizas volcánicas es muy alto y los enlaces iónicos son débiles. Los suelos de origen eólico (y las cenizas que lo contengan) son susceptibles, el agua (pocas veces) y el sismo, en casos de licuación, hacen colapsar el suelo.

Los criterios para definir un suelo como colapsable están basados en las pruebas de consolidación o en pruebas de cargas en fosos, en los que se introduce agua cuando se esta aplicando carga a la placa de prueba.

Se han podido observar asentamientos excesivos y desiguales en estructuras construidas sobre suelos colapsables, ya sea por escapes de agua en tuberías rotas, fugas en depósitos o aun, cuando se riega el pasto o las plantas; frecuentemente se producen

agrietamientos en las estructuras y estos se hacen pronunciados conforme se eleva la humedad del suelo sobre la cimentación existente.

Como una medida de evitar el aumento de la humedad en los suelos, las cimentaciones pueden dimensionarse tomando como base los resultados de pruebas de campo o de prueba de compresión confinada. Si los asentamientos van a ser muy grandes, las cargas pueden transferirse a un estrato mas adecuado o el suelo puede compactarse. Si existe la profundidad de humedecimiento de los cimientos y si el asentamiento que se produciría fuera excesivo, la cimentación debe desplantarse debajo de la zona de colapso potencial, o también, el colapso debe provocarse antes de construir la estructura².

Cimientos sobre suelo cohesivos

Los cimientos sobre suelos cohesivos deben diseñarse en términos de las condiciones sin drenado o de esfuerzo total, debido a que la capacidad ultima de carga de estos suelos con baja permeabilidad es mas critica en la finalización de la construcción, antes de que disipen el exceso de presión de poro. A medida que pasa el tiempo y se produce la consolidación aumenta la rigidez del suelo y la resistencia al cortante. Ejemplo de este tipo de suelo son las arcillas.

Cimientos sobresuelos no cohesivos

Los cimientos sobre suelos no cohesivos deben diseñarse en términos del esfuerzo efectivo, debido a que en suelos de alta permeabilidad se pueden presentar rápidos cambios en el nivel del agua subterránea con los efectos subsecuentes sobre la densidad del suelo y las presiones de poro. En los suelos sin cohesión, la capacidad de carga se

² Peck, 1982

reduce en forma sustancial cuando el nivel freático esta situado entre la zona que se extiende desde la superficie hasta una profundidad igual al ancho B de la cimentación, por debajo. Aunque es posible calcular el efecto del nivel freático a niveles intermedios, resulta mas simple probablemente mas seguro suponer que se tendrá la posición mas alta. Ejemplo de estos suelos son las gravas y las arenas.

2.5.1. Estructura de fundación, definición

Es el elemento de la obra civil que, en contacto con el suelo, soporta su estructura y las acciones que sobre ella actúan.

Las condiciones generales que debe cumplir son la siguientes:

- Resistencia de los elementos estructurales que la componen.
- Conveniente situarla respecto a cualquier influencia que afecte su comportamiento
- Asegurar un margen adecuado respecto al hundimiento y a la rotura del suelo
- No permitir movimientos que puedan producir daños a la estructura, disminuir sus características funcionales o impedir su utilización.

2.5.2. Clasificación de las cimentaciones

El objeto de una cimentación es propiciar que las cargas de la estructura, a través de sus elementos como muros de carga, zapatas, columnas, etc. se transmitan al terreno

produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir falla local, falla general o asentamientos.

2.5.2.1. Por su profundidad

Cimentaciones superficiales

Son aquellas en las que la profundidad de desplante D_f en el terreno de cimentación no es mayor que dos veces el ancho B (o el menor lado).

Se le da el nombre de superficiales por que no se toma en cuenta el esfuerzo cortante del suelo arriba del nivel de desplante en el calculo de la capacidad de carga. También se les suele definir como “directas” por transmitir directamente las cargas al terreno de cimentación.

El tipo de cimentación queda determinado por su función, su forma y proporciones.

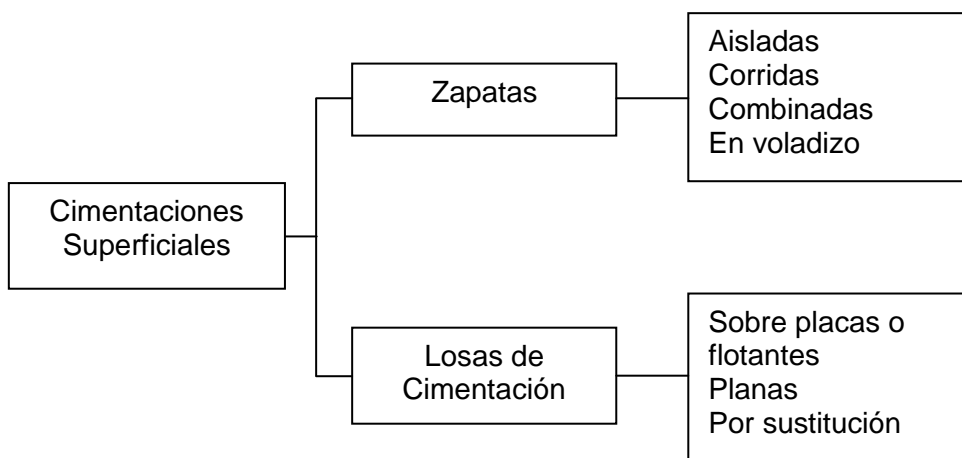


Fig 2.1: Clasificación de cimentaciones superficiales

Cimentaciones profundas

Son aquellas que se utilizan en terrenos que tiene poca capacidad de carga o soporte con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable, entonces las cargas de la estructura debe ser transmitidas a estratos de suelos mas resistentes que se encuentren a diferentes profundidades; de esto dependerá la longitud de estas cimentaciones.

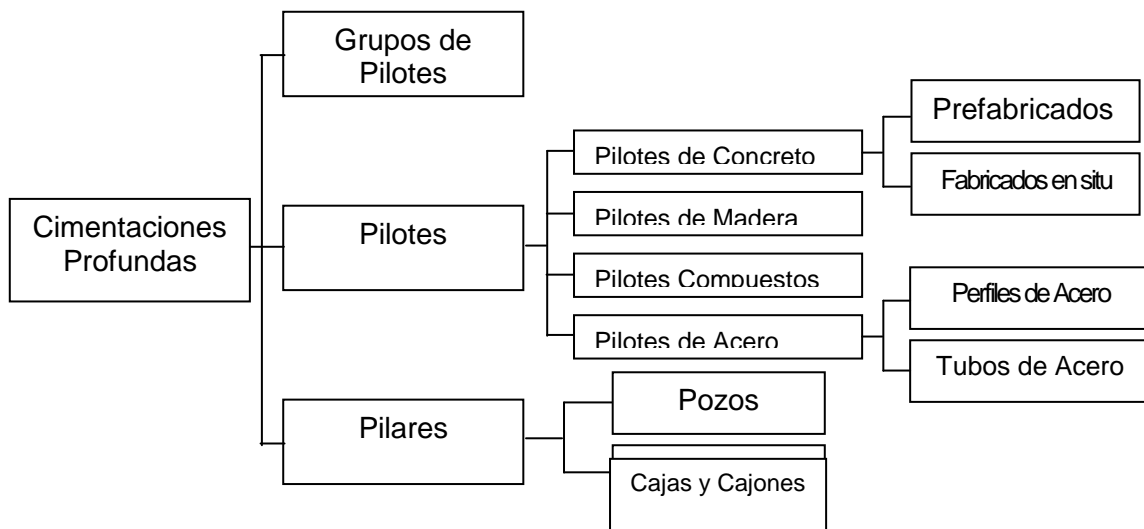


Fig 2.2 Clasificación de cimentaciones profundas

2.5.3. Tipos, aplicaciones

Cimientos de zapatas

Una zapata es una ampliación o engrandecimiento de una columna o muro cuyo objeto es el de transmitir la carga al subsuelo, reduciendo la presión sobre este a la máxima admisible según sus propiedades.

Zapatas aisladas o individuales

Consiste generalmente en un cuerpo regular de concreto colocado a poca profundidad bajo el nivel superficial del terreno y sirven para soportar una sola columna (aunque puede soportar dos con una junta de dilatación), la forma cuadrada es la mas económica desde el punto de vista de la construcción, aunque se usan también cimientos rectangulares, circulares y hexagonales, para algunas obras especiales.

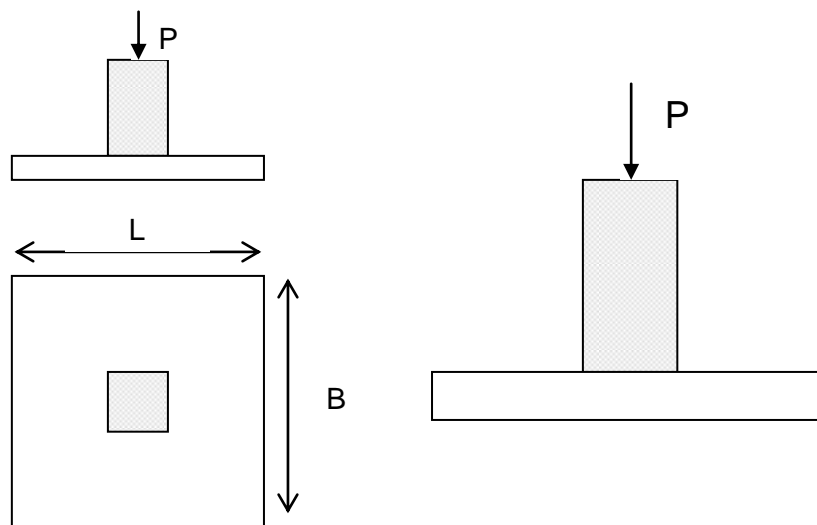


Fig 2.3: Zapata Aislada

Zapatas corridas o continuas

Son zapatas aisladas que se han unido o son alargadas a la longitud suficiente para recibir un muro o varias columnas en línea recta. Se emplean para dar continuidad estructural y para lograr economía en la construcción.

Las zapatas corridas se proyectan como una viga continua de carga uniforme por un lado y soportes concentrados en el otro, por esto son conocidas también como vigas de cimentación. En vista que reparten cargas muy diversas, plantean un problema complejo de

interacción entre el terreno y la estructura. Sin embargo, tienen la ventaja de que sirven como “puentes” sobre las zonas blandas locales, por lo que ofrecen un apoyo mas uniforme que las zapatas individuales.

Zapatas combinadas

Cuando dos columnas quedan tan cerca que no es posible construirles zapatas aisladas, o cuando una columna exterior queda tan cerca del lindero de la propiedad que es imposible centrar una zapata individual bajo ella, surge la necesidad de utilizar zapatas combinadas.

Las dimensiones que se le dan a estas son tales que el centroide del área en contacto con el suelo debe quedar en la línea de acción de la resultante de las cargas aplicadas a las zapatas; de esta manera la distribución de la presión en el suelo es bastante uniforme. Las dimensiones de la zapata se eligen de manera que no exceda la presión admisible en el suelo y no asiente ni gire excesivamente.

Usualmente a las zapatas combinadas se les da forma rectangular, si el rectángulo puede extenderse mas allá de cada columna la distancia que sea necesaria para que su centroide coincida con el punto en el que la resultante de las cargas de la columna corta a la base.

Si por alguna razón la zapata no puede sobresalir la distancia necesaria mas allá de una o de ambas columnas, se usa comúnmente una forma trapezoidal.,

Zapatas en voladizo

Se proyecta para soportar columnas muy cerca de uno de sus bordes, sin producir presión variable en el suelo. Estas son unas vigas que se calculan como empotradas en las zapatas sin considerar ninguna transmisión directa de esfuerzos al terreno, por lo que a las zapatas hay que añadirles las cargas. Se usan comúnmente en el caso de que una de las columnas soporte un muro exterior.

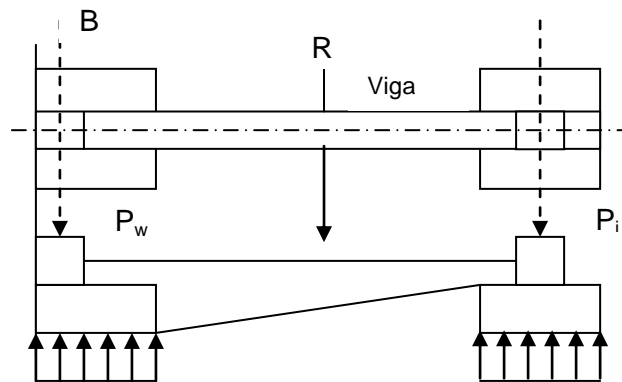


Fig 2.4: Zapatas en Voladizo³

Losas de cimentación

Una losa de cimentación es un sistema de fundación que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Normalmente se utilizan losas de cimentación bajo las estructuras muy pesadas y son muy superficiales, excepto en casos de sótanos. Las losas de cimentación son continuas en ambas direcciones, sus dimensiones en planta son muy grandes en comparación con su espesor y definen un plano de apoyo de la construcción.

³ Peck, 1982

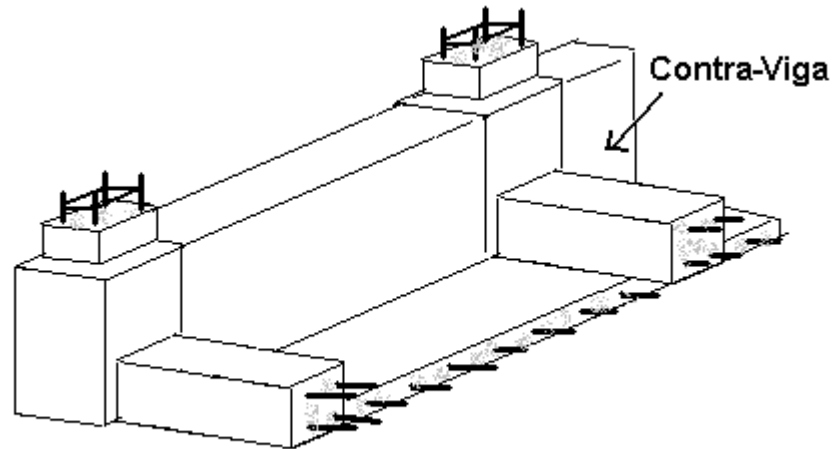


Fig 2.5: Losa de Cimentación

Si la suma de las áreas de contacto de las zapatas que se necesitan para sostener la estructura es mayor a un 50% de la planta del edificio, se recomienda losa de cimentación, por que resulta más económica⁴.

Las cargas que actúan hacia abajo sobre la losa son las de columnas individuales o las de los muros. Si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centroide de la losa, se considera que la carga hacia arriba en una presión uniforme igual a la suma de las cargas hacia abajo dividida por el área de la propia losa. No se considera el peso de ésta en el proyecto estructural, ya que se supone que lo soporta directamente al suelo. En algunos casos es conveniente instalarlas donde haya una presión hidrostática ascendente, debido a un alto nivel freático, se usan también para reducir el asentamiento de las estructuras situadas sobre depósitos muy compresibles.

Cimentaciones sobre placas flotantes

Son cimentaciones combinadas que soportan mas de tres columnas que no están en la misma línea, proporcionan la misma área de cimentación para un espacio

⁴ Sower, 1990

determinado y la mínima presión en la cimentación, lo que significa la misma seguridad contra la falla del suelo.

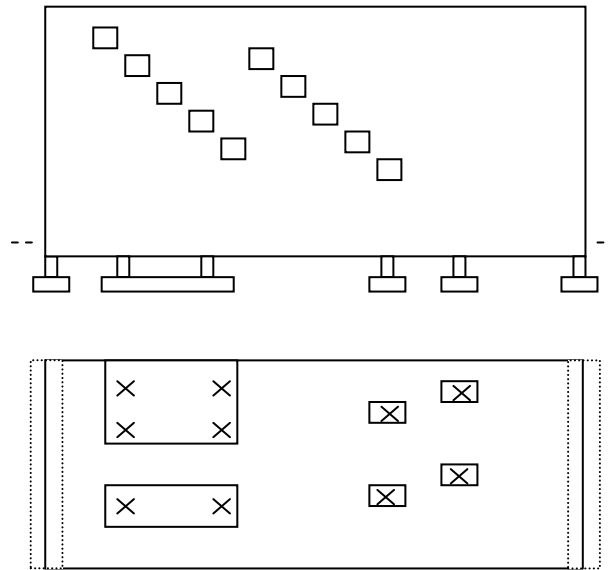


Fig 2.6: Cimentaciones sobre placas flotantes

Al igual que la cimentación corrida puede salvar pequeñas áreas aisladas de suelo débil, hace económico el proyecto y la construcción por la continuidad estructural y porque la excavación tiene una profundidad uniforme. Las cimentaciones sobre placas se emplean cuando hay que resistir subpresión, debido a que el peso del edificio se usa para contrarrestarla.

Cimentaciones planas

Las cimentaciones planas se utilizan bajo estructuras ligeras de uno o dos pisos, tales como las casas y edificios escolares, industriales y comerciales ligeros. En este tipo de cimentación, el borde de la misma se hace mas grueso, para formar una zapata perimetral, y se pueden poner rellenos o encostillados como partes de refuerzo de

cimentación, para recibir muros o zapatas. No es adecuado su uso en zonas de congelación profunda, en niveles freáticos altos o en suelos expansivos.

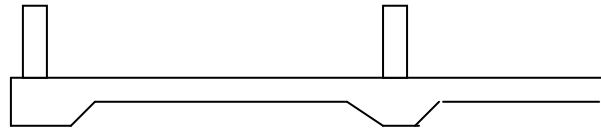


Fig 2.7: Cimentaciones Planas⁵

Cimentaciones por sustitución

Este tipo de cimentaciones se realiza cuando el suelo posee capas superiores que pesan mucho pero que no tiene suficiente capacidad de soporte, entonces se busca sustituir el peso del suelo por el edificio a construir. Consiste en efectuar una excavación profunda, donde se desplanta a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale el peso de la estructura, de forma que al nivel de desplante el suelo no sienta la sustitución realizada ya que no recibe ninguna presión aparte de la original que tenía.

Esas excavaciones no deberán ser rellenadas posteriormente, esto se logra, mediante una losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en lugar de las zapatas.

⁵ Fletcher, 1991

Cimentaciones directas

En una cimentación directa los elementos verticales de una estructura llegan al suelo a través del sistema columna – sistema de fundación y este descansa directamente sobre él. Entre algunos sistemas tenemos: las soleras de fundación, losas de fundación.

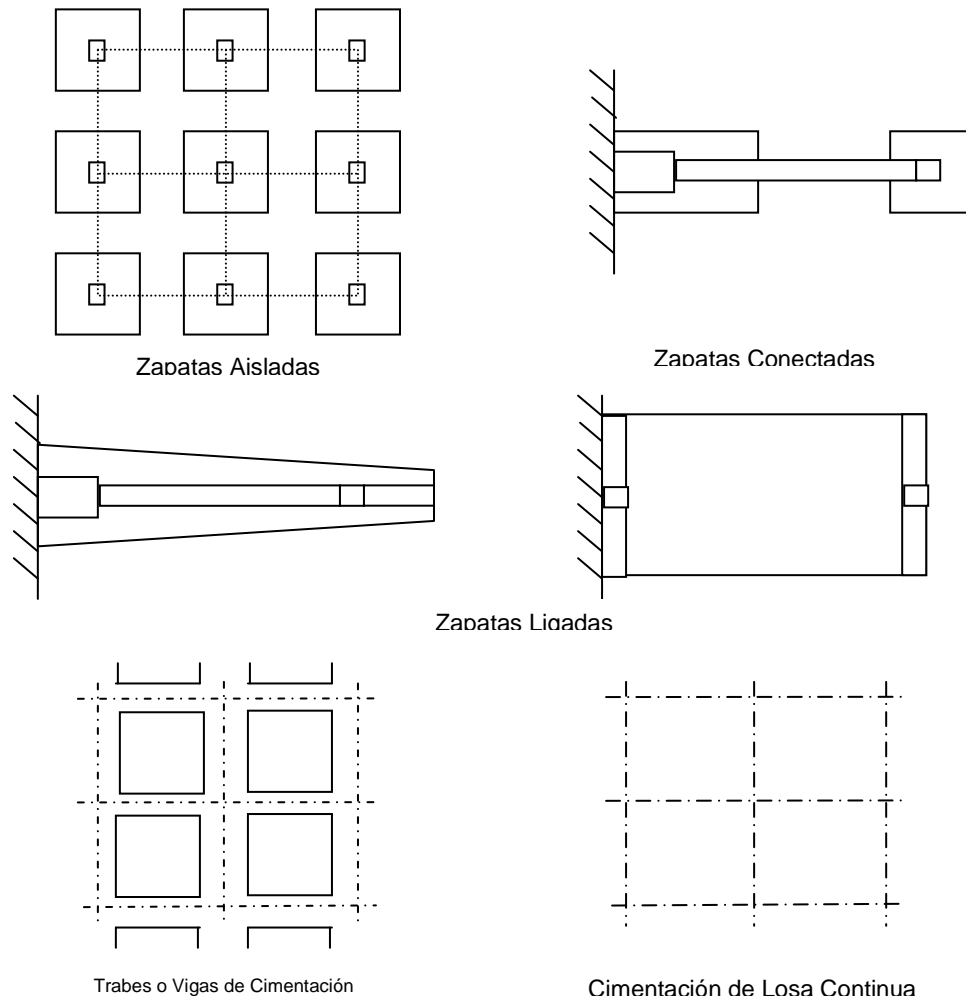
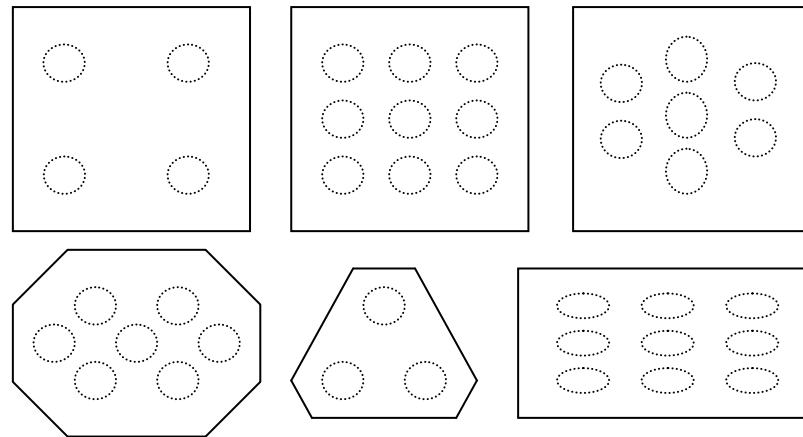


Fig 2.8: Cimentaciones Directas⁶

Cimentaciones indirectas

Son las que se llevan auxiliándose de pilotes para transmitir las cargas.

⁶ Crespo, 1993



Cimentación por Pilotes

Fig. 2.9: Cimentaciones Indirectas

2.5.4. Factores que determinan la elección del tipo de fundación

La elección para tipo el sistema de fundación mas apropiado dependerá de factores según la estructura, entre algunos: la función de la estructura y las cargas que deberá soportar, condiciones del suelo y el costo del sistema de fundación en comparación con el costo de la superestructura. Otros factores podrían ser considerados en la elección, pero los tres antes mencionados son los mas comunes.

Para la elección del sistema de fundación, el ingeniero deberá examinar los siguientes parámetros: (1) obtener la información mas concerniente a la naturaleza de la superestructura y las cargas que serán transmitidas al sistema (2) determinar las condiciones y características del suelo (3) considerar los diferentes sistemas de fundación y realizar una evaluación preliminar de cuales son los apropiados según las características de carga, asentamientos y/o experiencias, y con ello descartar los que realmente no son funcionales (4) realizar una evaluación mas detallada que el ítem anterior de los sistemas probables, (5)

y finalmente realizar una estimación de costo del sistema de elección el cual deberá satisfacer tanto en lo técnico como en lo económico.

Otras recomendaciones:

Una buena cimentación debe llenar tres requisitos:

1. Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las bajas temperaturas, los levantamientos, las socavaciones o los daños que puedan causar futuras construcciones cercanas.
2. Debe ser segura contra la falla del suelo.
3. No debe asentarse tanto que desfigure o dañe la estructura.

En la selección del tipo de cimentación mas adecuado con las características del suelo de desplante y asentamientos totales y diferenciales, existen lineamientos que permiten los limites según el tipo de estructura los cuales son los siguientes:

- En donde existan suelos de baja compresibilidad, $C_c < 0.20$ y los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados, utilizar zapatas aisladas.
- Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media, $0.2 < C_c < 0.4$, para mantener los asentamientos dentro de ciertos limites, conviene emplear zapatas continuas. La intensidad de las cargas indicara si se unen las zapatas en una o mas direcciones.

- Cuando las losas sean bastante pesadas y se empleen zapatas continuas y estas ocupen el 50% del área de la estructura en planta, es mas económico usar una sola losa o placa de cimentación.
- En suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tenga baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas (mejoramiento de suelos). Estos suelo pueden presentar un índice de compresión C_c mayores de 0.2 hasta más de 0.4.
- Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas, puede combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción. Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

Para arcillas la expresión de la compresibilidad es:

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad Ec 2.1$$

Donde:

C_c = Índice de Compresibilidad

LL = Limite Liquido

Para suelos de baja plasticidad y rocas porosas, se ha encontrado que el índice de compresibilidad esta relacionado con la relación de vacíos del suelo inalterado:

$$C_c = 0.75 (e - a) \quad Ec. 2.2$$

Donde:

e = relación de vacíos.

a = constante con valores de 0.20 para rocas porosas hasta 0.80 para suelos muy micáceos.

Profundidad de desplante en la cimentaciones:⁷

En suelos cohesivos de tipo CL:

$$z = h = D_f = \frac{IP(0.83 - 0.014IP) - 4}{\gamma_n} \quad \text{Ec. 2.3}$$

En suelos no cohesivos:

$$z = h = D_f = \frac{q_d}{\gamma_n} \tan^4 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

z = Profundidad de desplante

IP = Índice de Plasticidad

γ_n = Peso Volumétrico del suelo in situ, ton / m³

q_d = Capacidad de carga limite en ton / m²

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, en grados

2.5.5. Requerimientos en la estabilidad de una fundación.

Para que una fundación sea estable es necesario que en el suelo donde se apoya, no ocurra lo siguiente:

⁷ Crespo 1993

- a) La falla por corte, que esta en asociación con el contenido de humedad y el flujo de agua en el suelo bajo la fundación. También con la expulsión lateral de la masa de suelo en este caso bajo la zapatas de fundación.

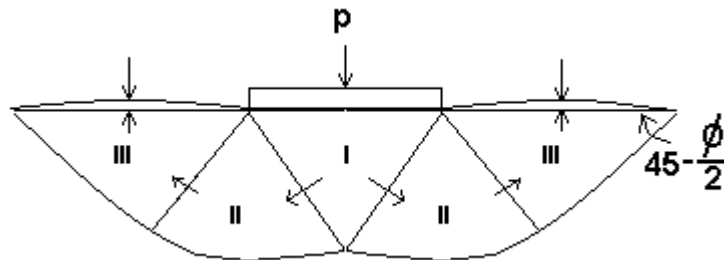


Fig 2.10: Comportamiento del suelo al apoyarse una zapata

- b) Un desplazamiento vertical exagerado o excesivo, o un asentamiento, debido a que el suelo sufre una reducción de volumen, permitiendo su consolidación.

También, para que la estructura no corra ningún peligro y que la fundación tenga estabilidad, necesariamente se deben cumplir en forma simultanea los siguientes dos requerimientos independientes.

- a) Deberá existir en el sitio de cimentación, adecuada seguridad contra falla de corte de la masa de suelo.
- b) Los probables asentamientos diferenciales serán los asentamientos máximos de la masa de suelo bajo la fundación, estos deberán ser de una magnitud aceptable y tolerable como los que se indica:

Tabla 2.5: Asentamientos diferenciales máximos permisible

Asentamientos diferenciales máximos permisible según el tipo de estructura		
Tipo de estructura	Suelo	
	Arena y Arcillas duras	Arcillas suaves
Cimentaciones de columnas para:		
- Estructuras de acero y concreto reforzado	0.002 L	0.002L
- Para columnas recubiertas de ladrillo	0.007 L	0.001 L

L = distancia entre ejes de columnas, en cm

Tabla 2.6: Asentamientos máximos totales permisibles

Asentamientos máximos totales permisibles, cm	
- Edificios comerciales	2.5
- Edificios industriales	3.5
- Almacenes	5.0
- Cimentación de maquinas	0.05

Para poder controlar los requerimientos anteriores, es necesario conocer la presión de contacto permisible y la presión máxima que se ejercerá sobre cierto tipo de suelo.

Para dar seguridad adecuada contra la falla de capacidad de carga, ya sea por corte o por asentamiento, se debe conocer:

- El área de carga o área cargada de cimentación: es el área de contacto entre la base, por mencionar de la zapata en la cual descansa la carga total (Carga Viva + Carga Muerta + Carga de Sismo) y donde se desarrollan efectivamente los esfuerzos del suelo.
- La capacidad de carga ultima del suelo, q: es el ultimo valor promedio de la presión de contacto, o esfuerzo, o intensidad de carga transmitida por la base de la zapata de fundación al suelo, causándole ruptura o falla de corte a la masa de suelo.

Si al realizar las consideraciones anteriores a y b de la pagina anterior se observa que el factor que gobierna es el asentamiento, entonces la capacidad de carga del suelo adquiere el significado de presión de contacto que se aplicara al suelo, sin que se cause un asentamiento intolerable de la estructura.

El limite que se le impone sobre el asentamiento total de cualquier elemento estructural es lo que se conoce como asentamiento permisible. Cualquiera que sea el tipo de estructura, los asentamientos permisibles son valores que generalmente varían de 0.62 cm a 2.5 cm.

De acuerdo a las experiencias de Terzagui y Peck, las estructuras ordinarias como edificios de oficinas, de apartamentos o fábricas, pueden resistir un asentamiento diferencial de 0.62 cm entre columnas adyacentes.

2.5.6. Análisis de un estudio de suelos

En el campo de la ingeniería de cimentaciones, hay que tener en cuenta tantas propiedades importantes. Las propiedades de los suelos que se relacionan y entre ellas: resistencia a esfuerzo cortante, compacidad, compresibilidad, permeabilidad, color, composición (tamaño, forma, plasticidad, mineralogía) y estructura del suelo, son importantes en la mayoría de los problemas de suelos, y por lo tanto, forman la base de una completa descripción del suelo; también son un requisito suplementario de la Clasificación Unificada.

Para una descripción precisa, muchas de esas propiedades deben ser determinadas por ensayos de laboratorio. Sin embargo, un ingeniero de suelos experimentado, puede estimar la mayor parte de ellas observando y examinando cuidadosamente en el campo pequeñas muestras de suelo.

Aunque el examen visual de las muestras de suelo obtenidas en los sondeos de exploración puede darle al ingeniero una imagen preliminar de las condiciones del suelo, el estudio de los resultados de las pruebas o ensayos de laboratorio aclara esa imagen y permite analizar las condiciones del suelo basándose en datos reales.

2.5.6.1. Capacidad de carga

Una vez supuesto el tipo de cimentación que resulte mas práctico construir bajo las condiciones prevalecientes en el terreno se hace necesario conocer el probable funcionamiento de la cimentación ante la baja capacidad del suelo o roca para soportar la carga. A este comportamiento se le relaciona con la resistencia del suelo o roca de apoyo y se le llama falla por capacidad de carga.

La capacidad de carga (o estabilidad) es la capacidad del suelo para soportar una carga que se produzcan fallas dentro de su masa. Cualquier cimentación debe ser capaz de soportar la máxima carga a la que vaya a ser sometida, aunque ésta actúe brevemente sobre ella, apegándose a un margen de seguridad adecuado. Toda la cimentación o

cualquiera de sus elementos puede fallar si el suelo o la roca son incapaces de soportar carga.

La capacidad de un suelo para soportar una carga varía con la resistencia del suelo y con la magnitud y distribución de la carga. Cuando esta es aplicada a un suelo en forma de incrementos graduales, el suelo se deforma, cuando se alcanza la carga crítica o de falla, la razón de deformación con respecto a la carga se aumenta y se ha producido la falla de la masa del suelo. Al observar el suelo durante la aplicación de la carga se verá que la falla se produce en tres etapas:

- El suelo bajo la cimentación es empujado hacia abajo formando una cuña o cono, y el suelo bajo la cuña es empujado hacia abajo o hacia afuera.
- El suelo alrededor del perímetro del cimiento se propaga hacia fuera del vértice de la cuña.
- La cimentación se desplaza hacia abajo con un ligero aumento de la carga.

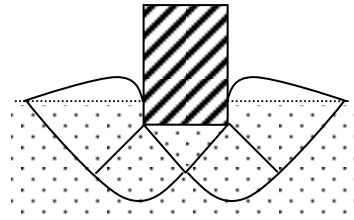
El tipo de falla depende más que nada de la compresibilidad del suelo; los tres modos principales de falla por cortante, son los siguientes:

Falla general por esfuerzo cortante (o falla por cortante general): se origina cuando bajo la zapata se forma una superficie de falla bien definida y progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. Este tipo de falla es repentino y se acompaña con frecuencia de grandes inclinaciones que ocasionen el colapso final hacia un lado; está asociada con suelos densos o preconsolidados de baja compresibilidad.

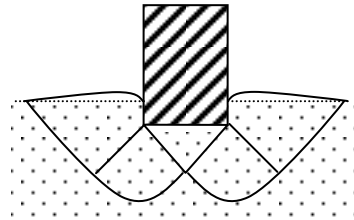
Falla local por esfuerzo cortante (o falla por corte local): particularmente en los suelos compresibles, se puede dar un movimiento vertical apreciable antes de que se desarrollen planos de deslizamiento por cortante. Se desarrollan planos de corte que no pueden prolongarse hacia la superficie del terreno cuando el suelo bajo el cimiento alcanza la condición cedente, también se puede presentar un abultamiento en la zona que rodea el cimiento, pero sin presentar inclinación. El asentamiento presentado dada la falla será el criterio de diseño principal.

Falla por esfuerzo cortante por penetración (o falla por punzonamiento): esta falla se presenta en los suelos compresibles débiles ya que se pueden efectuar mucho movimiento vertical con el desarrollo de una superficie de deslizamiento limitada a planos adyacentes a los lados del cimiento. En la zona próxima al cimiento no se presenta abultamiento.

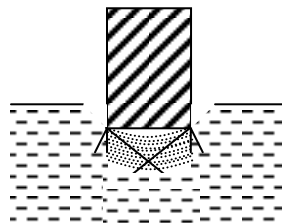
En el caso de las arenas, cuando los cimientos son bastante superficiales en arenas compactas, el punzonamiento puede presentarse si las cargas a que están sujetas son dinámicas.



Falla por Cortante General



Falla por Corte Local



Falla por Punzonamiento

Fig 2.11: Modos de Falla en el suelo⁸

Quando los valores de penetración estándar son utilizados, la densidad relativa aproximada de la arena puede obtenerse de la tabla mostrada, que relaciona los valores de N, densidad relativa y ángulo de fricción interna de suelos en arenas.

Tabla 2.7: Relación entre valores N, densidad relativa y ángulo de fricción interna en arenas⁹

Numero de Penetración Estándar, N	Densidad relativa aproximada, D_r	Angulo de fricción del suelo aproximado, ϕ
0-5	0-5	26-30
5-10	5-30	38-35
10-30	30-60	35-42
30-50	60-95	38-46

⁸ Juárez Badillo, 1984

⁹ Das, 1972

Capacidad admisible del suelo

Se hace necesario conocer la presión máxima que se puede aplicar al suelo sin exceder los límites de falla dentro de la masa del mismo ni el asentamiento. Este máximo es la capacidad admisible del suelo, que será siempre menor que la carga de falla y deberá quedar lo suficientemente lejos de ella como para dar los márgenes de seguridad adecuados que cubran todos los problemas de la cimentación.

Capacidad de carga permisible de arcillas

Para el cálculo de la capacidad de carga en arcillas se hace uso del asentamiento inmediato y del asentamiento por consolidación. Como el suelo se encuentra en condiciones de drenado, depende del nivel de esfuerzos efectivos iniciales y finales en el suelo por debajo de la cimentación.

Capacidad de carga permisible de arenas

La capacidad de carga permisible de una arena, incluyendo a las mezclas con limo y con grava, depende principalmente de su densidad relativa y la posición del nivel freático, también puede influir la historia de esfuerzos y el grado de cimentación¹⁰.

2.5.6.2. Asentamientos admisibles

El problema de los asentamientos en los suelos es frecuente, esto causa rotura en la estructura, ya que puede ser que las cimentaciones se hagan en terrenos de mala calidad, o por motivos económicos las fundaciones se hacen muy superficiales.

¹⁰ Whitlow, 1994

Una masa de suelo sufre deformaciones cuando sobre esta se coloca una carga como lo es el peso de una estructura, estas deformaciones producen el asentamiento de dicha estructura.

Los asentamientos pueden ser muy pequeños cuando los cimientos se apoyan sobre la roca o suelos muy duros; y pueden ser de una fracción de centímetros o de varios centímetros si se apoyan en suelos ordinarios.

El asentamiento que se produce en el suelo debido a las cargas con frecuencia se consideran como el factor que predominan en el diseño de las cimentaciones, debido a que el principal problema del funcionamiento de las edificaciones es el agrietamiento ocasionado por las distorsiones angulares, los asentamientos excesivos producen generalmente el agrietamiento de los edificios y en algunos casos el colapso de la estructura. Se pueden establecer dos tipos de asentamientos producidos por la carga:

1. El asentamiento por compresión que proviene del cambio de la relación de vacíos del suelo o roca.
2. El asentamiento por distorsión o por contacto producida por la distorsión o cambio de formas del suelo inmediatamente debajo de la carga

El asentamiento total por compresión se obtiene sumando los cálculos hechos en cada estrato de suelo usando el esfuerzo inicial promedio, el incremento de esfuerzo promedio y la curva esfuerzo-relación de vacíos del suelo. Generalmente el asentamiento por compresión es un proceso que requiere años para completarse, para su calculo se

puede hacer uso de las expresiones de consolidación del suelo analizando cada estrato de forma separada y sumando sus valores para obtener el asentamiento total en un periodo de tiempo.

Para un estrato o subestrato de espesor H, se determina el asentamiento como:

$$\Delta H = \frac{\Delta e \times H}{1 + e_o} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde:

Δe = Cambio de incremento de la relación de vacíos

H = Espesor del estrato

e_o = Relación de vacíos al momento de iniciarse el esfuerzo de compresión o cortante¹¹.

La consolidación también puede ser producida por cargas que son inducidas en el suelo cercano a la cimentación.

El asentamiento por distorsión o por contacto se produce cuando el suelo inmediatamente debajo de la cimentación sufre una deformación hacia abajo combándose lateralmente en forma de barril, es decir que este asentamiento se debe al cambio de forma de la masa del suelo. Estos asentamientos están relacionados con los esfuerzos producidos en el suelo por la cimentación o algunas otras cargas en la superficie.

Asentamientos durante la construcción

¹¹ Sowers, 1972

En los suelos no cohesivos como las arenas y los materiales de libre drenaje casi todo el asentamiento del suelo se produce durante el periodo de construcción, pues estos suelos se asientan rápidamente cuando se someten a carga por lo que prácticamente no se producirá ningún asentamiento después de la construcción.

En los suelos cohesivos (que tienen un drenaje lento) como los arcillosos y limosos, los asentamientos se inician durante la construcción y siguen por varios años después de que se ha terminado ésta.

Es casi inevitable que se produzcan algunos movimientos de las estructuras colindantes. Algunas instalaciones pueden originar asentamientos excesivos en las propiedades vecinas, por lo tanto la elección del tipo de cimentación para una estructura puede ser influida también por la posibilidad de daño debido a operaciones de construcción realizadas en predios adyacentes en fecha posterior.

Asentamientos debido a excavaciones

Toda excavación debe efectuarse de manera que no ocurran asentamientos en los suelos vecinos; sin embargo, el proceso de excavación esta ligado a un cambio del estado de esfuerzo en el suelo que esta acompañado por deformaciones y se considera como inevitable el que se produzcan algunos movimientos en estructuras vecinas.

Las excavaciones en arena, comúnmente la arena que está sobre el nivel freático se encuentra húmeda y, por tener suficiente cohesión facilita la excavación. La arena que esta bajo el nivel freático es mejor abatirla antes de la construcción para evitar los asentamientos.

Por otra parte las excavaciones en arcillas, el peso del suelo vecino a las excavaciones, cuando se trata de arcilla blanda, actúa como sobrecarga sobre el suelo situado al nivel del fondo de dichas excavaciones y se desarrollan fuerzas laterales en el subsuelo. Debido a experimentos realizados en el campo, se ha demostrado que “el volumen de arcilla blanda que se mueve hacia dentro en los bordes de un corte, mas el que se mueve hacia arriba en el fondo, equivale al volumen de asentamiento alrededor de la excavación¹².”

Las excavaciones en depósitos estratificados, las cuales se realizan en estratos de arcilla o de otros materiales impermeables que contienen franjas o zonas de materiales permeables (como limos, arenas o gravas), pueden realizarse sin problemas; pero, si el estrato contiene huecos ocupados por agua o gas a presión, los materiales tendrán a romperse durante la excavación y los estratos de arcilla pueden socavarse debido a la remoción de la arena subyacente, lo que originaría asentamientos.

Asentamiento debidos a las vibraciones

En los suelos cohesivos las vibraciones tienen poco efecto, en cambio en los materiales no cohesivos, las vibraciones pueden aumentar mucho la compacidad relativa de éstos.

Las operaciones que produzcan vibraciones, por ejemplo las voladuras, en materiales como arenas relativamente secas, las arenas que quedan abajo del nivel de

¹² Peck, 1982

aguas freáticas y aquellos materiales que son fácilmente compactables, ocasionaran asentamientos apreciables en la superficie del terreno.

Asentamiento debido al abatimiento del agua freática

Cuando se disminuye el nivel freático, el peso efectivo del material entre la posición original y final de dicho nivel aumenta del valor correspondiente al del sumergido, al de un suelo húmedo o saturado, esto produce un aumento de presión efectiva en todos los niveles debajo de la posición que tenía originalmente el nivel freático produciendo deformaciones, Debido al desalojamiento originado se produce un asentamiento de la superficie del terreno que es casi proporcional al descenso del nivel freático.

En el caso de las arenas, solo se producirán asentamientos importantes si la arena se encuentra extremadamente suelta o si se producen fluctuaciones del nivel freático.

En estratos de arcilla el abatimiento de dicho nivel aumenta la presión intergranular y debido a su elevada compresibilidad, y la de varios suelos orgánicos, los asentamientos pueden ser muy grandes; sin embargo puede ser necesario mucho tiempo después de iniciado el descenso del nivel freático para que se produzca todo el asentamiento.

Asentamientos admisibles

Es aquel que una estructura puede tolerar de manera que no se produzcan su fallo estructural o su colapso, y depende de ciertos factores como la situación, la forma, el tipo y finalidad de la estructura, así como de la causa, forma, velocidad y origen del asentamiento.

Los tipos de asentamientos se pueden definir como:

1. Asentamientos uniformes o totales: el asentamiento total de un estructura (ρ)
2. De giro o vuelco uniforme: en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular, que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos = $\Delta\rho / l = \delta / l$, y donde $\Delta\rho$ es el asentamiento diferencial ($\Delta\rho = \rho_{\text{máx.}} - \rho_{\text{mín.}}$)
3. Asentamientos no uniformes o diferenciales: asentamientos diferenciales entre zapatas adyacentes o entre el centro y las esquinas de un edificio, $\Delta\rho = \rho_{\text{máx.}} - \rho_{\text{mín.}}$; distorsión angular = $\Delta\rho / l = \delta / l$

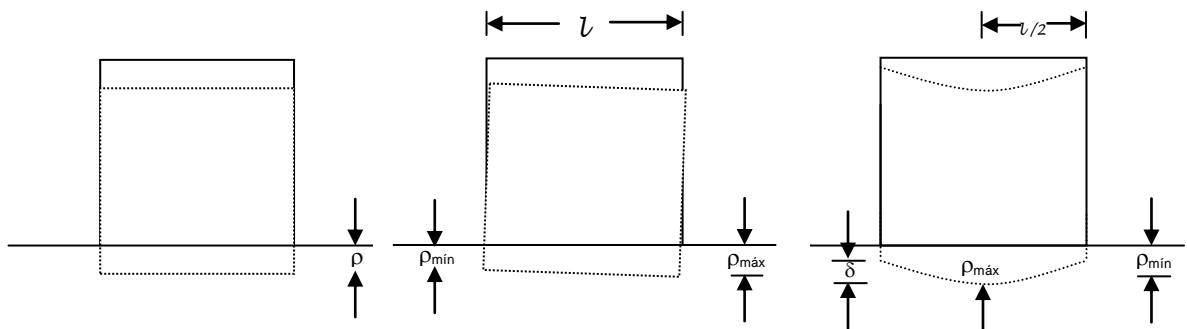


Fig 2.12: Tipos de asentamientos: Uniforme, De Giro y No Uniformes

El asentamiento total uniforme se puede tolerar sin mayor problema; los asentamientos diferenciales tienen una importancia mucho mayor que los totales, debido a que son muy difíciles de tolerar. Si el asentamiento de los cimientos es desigual puede hacer que la estructura se distorsione y que las paredes se agrieten.

Tabla 2.8: Causas del Asentamiento¹³

Causa	Forma como se produce	Magnitud de Asentamiento	Velocidad del Asentamiento	
Carga Estructural	<i>Deformación (cambio de la forma de la masa de suelo)</i>		<i>Calcular por la teoría elástica (incluida parcialmente en la consolidación)</i>	<i>Instantánea</i>
	<i>Consolidación: cambio en la relación de vacíos por el esfuerzo</i>	<i>Inicial</i>	<i>Curva esfuerzo-relación de vacíos</i>	<i>De la curva de tiempo</i>
		<i>Primaria</i>	<i>Curva esfuerzo-relación de vacíos</i>	<i>Calcular por la teoría de Terzaghi</i>
		<i>Secundaria</i>	<i>Calcular por la curva log. Tiempo-asentamiento</i>	<i>Calcular por la curva log. Tiempo-asentamiento</i>
Carga debida al medio	<i>Retracción debida al secamiento</i>		<i>Estimar por la curva de esfuerzo-relación de vacíos o humedad-relación de vacíos y limite de pérdida de humedad-limite de retracción</i>	<i>Igual a la velocidad de secamiento. Rara vez se puede estimar</i>
	<i>Consolidación debida al descenso del nivel freático</i>		<i>Calcular por la curva de esfuerzo-relación de vacíos y cambio de esfuerzos</i>	<i>Calcular por la teoría de Terzaghi</i>
Independiente de la carga (aunque puede ser agravada por la carga) frecuentemente relacionada con el medio, pero no dependiente del mismo	<i>Reorientación de los granos; choque y vibración</i>		<i>Estimar por limite por compacidad relativa (hasta 60 y 70%)</i>	<i>Errática, depende del choque y de la densidad relativa</i>
	<i>Colapso de la estructura del suelo; pérdida de la ligazón entre los granos (saturación, deshielo, etc.)</i>		<i>Estimar sensibilidad y posiblemente magnitud limite</i>	<i>Comienza con cambio de ambiente, velocidad errática</i>
	<i>Desmoronamiento erosión de aberturas, cavidades</i>		<i>Estimar sensibilidad, pero no magnitud</i>	<i>Errática, gradual o catastrófica, frecuentemente aumenta</i>
	<i>Descomposición bioquímica</i>		<i>Estimar sensibilidad</i>	<i>Errática; frecuentemente decrece con el tiempo</i>
	<i>Acción química</i>		<i>Estimar sensibilidad</i>	<i>Errática</i>
	<i>Colapso de la masa: colapso de alcantarilla, mina, caverna</i>		<i>Estimar sensibilidad</i>	<i>Probablemente sea catastrófica</i>
	<i>Distorsión de la masa, fluencia por cortante</i>		<i>Calcular sensibilidad por análisis de estabilidad</i>	<i>Errática: catastrófica a lenta</i>
	<i>Expansión: heladas, expansión de la arcilla, acción química (se parece al asentamiento)</i>		<i>Estimar sensibilidad, algunas veces magnitud limite</i>	<i>Errática: aumenta con tiempo húmedo</i>

¹³ Sowers, 1986

2.5.6.3. Criterios de diseño para cimentaciones superficiales señalados en los códigos nacionales

Norma técnica para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Esta norma técnica establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto. Para construcciones especiales tales como puentes, arcos, tanques, presas, depósitos y silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta norma técnica regirán en caso de ser aplicables. También trata lo concerniente a estructuras geotécnicas en los siguientes aspectos: disposiciones especiales para zapatas, zapatas que soportan columnas o pedestales circulares, zapatas inclinadas y escalonadas, zapatas combinadas, losas de cimentación y requisitos mínimos para pilotes colados en el sitio.

Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de mampostería

Esta norma técnica establecen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de mampostería. En casos que existan discrepancias con otros códigos, esta norma tendrá prioridad, los requisitos contenidos en ella son aplicables a todo el país. Esta norma trata lo concerniente a estructuras geotécnicas en los aspectos de cimientos y muros de retención.

Norma técnica para el diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes

En esta norma técnica se establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones y estabilidad de taludes. En el caso que existan discrepancias con otros códigos, este prevalecerá en lo concerniente a las propiedades de los suelos, la norma es aplicable a todo el país

Norma técnica especial para el diseño y construcción de viviendas

Esta norma técnica tiene por objeto definir los criterios estructurales y los detalles constructivos que deben cumplir aquellas viviendas a las cuales se le pueden aplicar procedimientos simplificados de análisis, diseño y construcción. Tiene un capítulo concerniente a estructuras geotécnicas en el aspecto de cimentaciones. Cabe mencionar que esta norma se enfoca únicamente en la recomendación de la solera de fundación en el capítulo de cimentaciones, por lo tanto nuestro estudio realizará todo un análisis de dicho sistema y como propuesta se desarrollará la losa de fundación, dando una propuesta a tener en cuenta en el futuro, a todos aquellos entes e instituciones que estén interesados al desarrollo y poder colocarlo como una opción alternativa de las variables y parámetros específicos en el estudio.

2.6.- Sistema de fundación: Soleras

2.6.1. Definición

Es el elemento estructural base de soporte en posición horizontal en forma corrida, que va enterrado y sobre el cual se coloca la primera hilada de ladrillo o bloque, que conforman las paredes de una edificación. También de ella parten las nervaduras verticales. Este es el elemento rígido para sustentar la pared, y transmite las cargas al terreno natural y se ajusta a las condiciones constructivas requeridas por unidad de longitud.

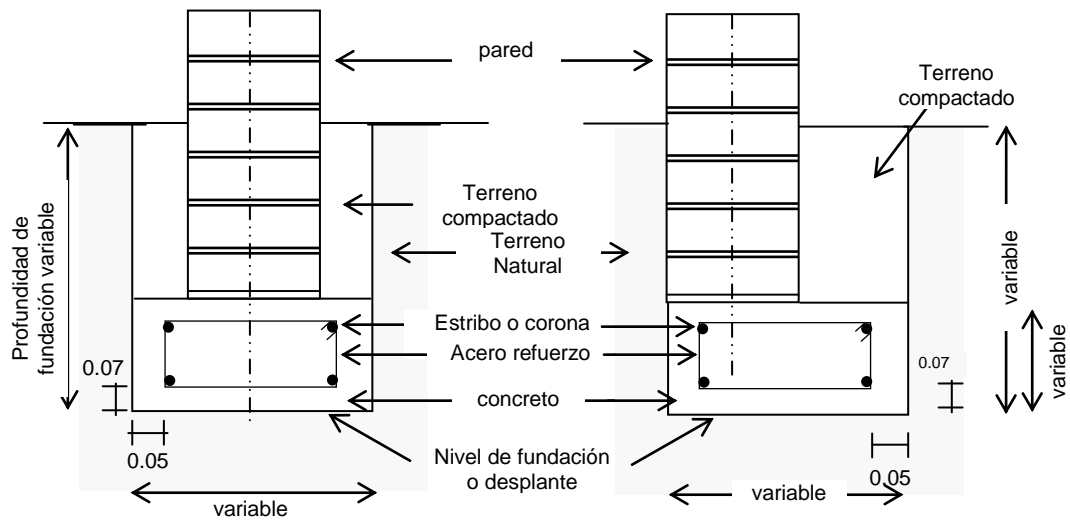


Fig 2.13: Solera tipo rectangular

Centrada

Colindancia

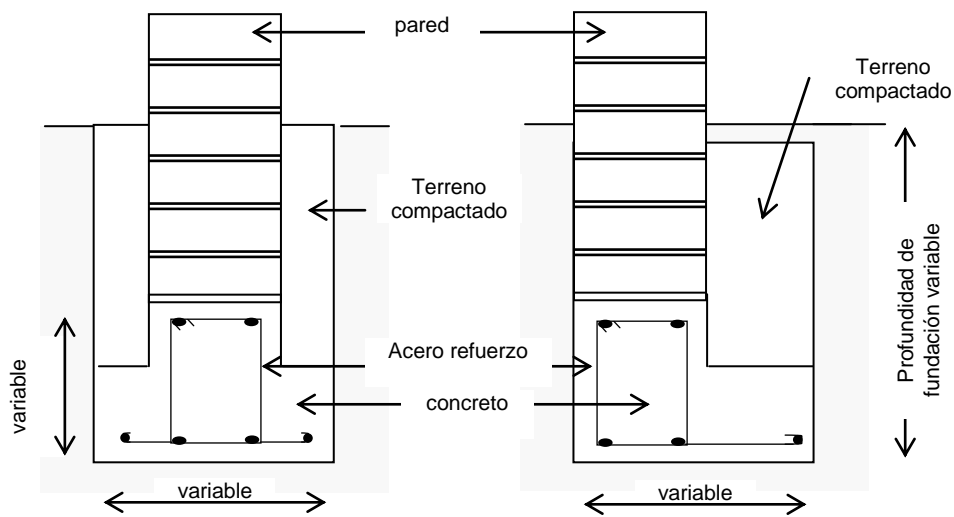


Fig 2.14: Solera tipo Tee

Centrada

Colindancia

Los tipos de soleras son los siguientes:

- Soleras tipo rectangular, incluyendo la cuadrada, centrada.
- Soleras tipo rectangular, incluyendo la cuadrada, de colindancia.
- Soleras tipo "tee", centrada.

- Soleras tipo "tee", de colindancia.
- Solera combinada

2.6.2. Consideraciones Generales

2.6.2.1. Criterios y Parámetros

Los parámetros: geométricos, de carga, físico – mecánicos y del suelo que intervienen en el calculo de la solera en una fundación elástica son los que se indican y se describen en la siguiente figura:

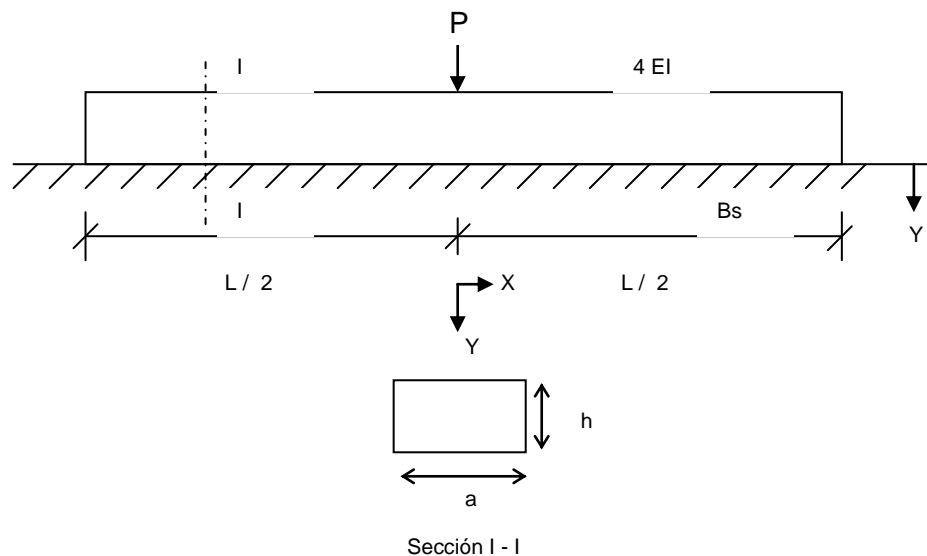


Fig 2.13: Parámetros que interviene en una solera elástica

Donde:

P = Carga concentrada.

L = Longitud elástica de la solera.

Y = Hundimiento.

X = Distancia desde el origen.

Bs = Coeficiente elástico del suelo

I = Momento de Inercia.

p = Presión sobre el terreno.

h = Altura de la solera.

a = Ancho de la solera.

Para efectos de simplificar el calculo y el análisis se usa una carga “P” concentrada aunque en realidad es una carga distribuida debida al peso de la pared, pero esto es por simplificar y poder utilizar las formulas que se deducen en este modelo de análisis.

Momento de inercia de la sección rectangular, de la solera:

$$I = \frac{1}{12}bh^3, \text{ Si } b = a \text{ y } a = h \text{ para seccion I-I,}$$

$$I_{I-I} = \frac{1}{12}h^4 \quad \text{Ec. 2.6}$$

2.6.2.2. Concreto, Resistencia.

El diseñador de una estructura de concreto reforzado basa sus cálculos en el uso del mismo con un esfuerzo específico de compresión al final de un periodo de fraguado de 28 días. El símbolo para esta resistencia específica es $f'c$. Los concretos con diferentes resistencias se producen variando las proporciones de cemento, de agregado fino y grueso y de agua de la mezcla. La teoría general para establecer las proporciones de los agregados finos y gruesos es que los poros o huecos en el agregado grueso se deben llenar con la pasta de cemento y el agregado fino.

En la actualidad muy poco concreto se proporciona y se mezcla en el lugar de la construcción. El concreto mezclado en planta fija, o premezclado, se utiliza dondequiera que este disponible. El concreto que se mezcla bajo condiciones de control en una planta fija de premezclado proporciona muchas ventajas. Se entrega en el lugar de la construcción en un camión-revolvedora. Las proporciones de cemento, agregado y agua se controlan con exactitud y puede ordenarse cualquier resistencia que se desee. Por tanto, el producto que se suministra es uniforme en cuanto a calidad.

Desde luego que el concreto, debido a su condición plástica, no se puede probar para saber su resistencia; pero el procedimiento habitual es tomar muestras cuando se mezcla el concreto. Después del fraguado, las muestras se sujetan a pruebas de compresión. Además de los esfuerzos de compresión, el concreto debe resistir esfuerzos cortantes y los esfuerzos de adherencia que se producen cuando el acero de refuerzo esta en contacto con el concreto.

2.6.2.3. Refuerzo de Acero

Recubrimiento del refuerzo

Las varillas de acero se colocan tan cerca como sea posible de la superficie exterior de los elementos de concreto, para que sean mas efectivas al resistir la flexión o ayudar a la reducción del agrietamiento externo. La distancia entre el borde de las varillas y la superficie exterior del concreto se llama *recubrimiento*. Los requisitos generales para el recubrimiento son los siguientes:

1. La distancia de 7.5 cm para los lados de los elementos estructurales que se cuelan directamente contra el terreno.
2. Para el concreto expuesto al suelo o al ambiente y que se cuelan en cimbras: 5 cm para varillas No 6 y mayores; 4 cm para varilla No 5 y menores.
3. En el caso de concreto no expuesto al ambiente o que no esta en contacto con el terreno: 2 cm para varillas No 11 o menores en losas, muros y viguetas; 4 cm en vigas y columnas.

Espaciamiento del refuerzo

Cuando se utilizan varillas múltiples en los elementos de concreto, existen límites superiores e inferiores para el espaciamiento de las varillas. Los límites inferiores permiten la transmisión adecuada de los esfuerzos entre el concreto y el acero, y facilitan el flujo de concreto húmedo durante el colado.

Para muros y losas, el espaciamiento máximo centro a centro de las varillas, se especifica como tres veces el espesor del muro o de la losa, un máximo de 45 cm. Esto se aplica al refuerzo que se requiere para los esfuerzos calculados. En el caso del refuerzo necesario para controlar el agrietamiento debido a la contracción o al cambio de la temperatura, el espaciamiento máximo es cinco veces el espesor del muro o de la losa, o un máximo de 45 cm.

Para un colado sin problemas del concreto, el tamaño mas grande del agregado grueso no debe ser mayor que tres cuartos de la distancia libre entre varillas.

2.6.2.4. Dimensionamiento Mínimo

Para el dimensionamiento mínimo de las soleras se debe basar en los siguientes criterios: 0.50 m de profundidad de desplante, 0.35 m de ancho para viviendas de un nivel y 0.45 m para viviendas de dos niveles, 0.20 m de peralte, 0.075 m recubrimiento.

Tabla 2.9: Parámetros mínimos para el diseño de soleras

Parámetros mínimos para el diseño de soleras¹⁴	
Ancho mínimo	35 cm
Altura mínima	20 cm
Recubrimiento mínimo	7.5 cm
Profundidad de desplante mínimo	50 cm
Resistencia mínima a la compresión del concreto, $f'c$	210 kg/cm ² a los 28 días
Esfuerzo del acero, f_y	2800 kg/cm ²

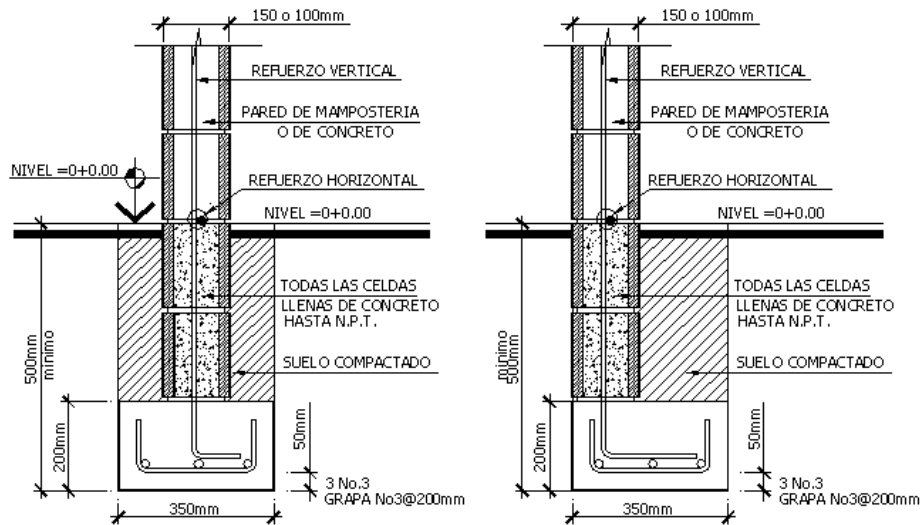


Fig 2.16: Soleras de fundación para viviendas de una planta. El gancho de la grapa de 90 grados puede ser sustituido por gancho de 180 grados

¹⁴ Norma técnica para diseño y construcción de viviendas, capítulo VII, 2004

2.6.3. Procedimiento de Diseño

Para el análisis y calculo de una solera se tendrán dos casos en particular que determinaran la distribución de esfuerzos en la solera.

Caso I

En una solera de longitud "L" que es muy larga cargada en el centro con una carga "P", como lo muestra la figura 2.13, la distribución de las presiones originadas por dicha carga a través de la solera sobre el terreno seria casi uniformes si se cumple la condición siguiente:

$$l \leq L ; L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B_s a}} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Así estas presiones se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$\text{Presión} = \frac{P}{l.a} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Si la solera tuviera una rigidez flexional, tal que, permitiera cumplir la ecuación 2.7, el diagrama de presiones del suelo sobre la solera seria casi rectangular como se muestra:

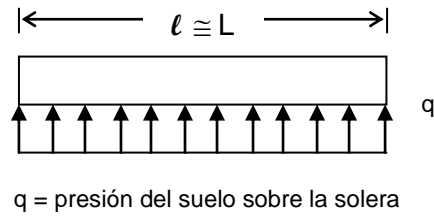


Fig 2.17: Distribución de presiones del suelo sobre una solera rígida

En este caso particular se dice que la longitud geométrica “l” de la viga es igual o menor que la longitud elástica “L” de la misma.

Caso II

Si $l > L$, la repartición de las presiones no es mas uniforme, sino obedece a determinada ley en dirección de “y”. Dentro de ciertos limites, es posible admitir que las presiones son proporcionales a los hundimientos “y” del terreno considerando a este como un medio elástico, como lo muestra la siguiente figura:

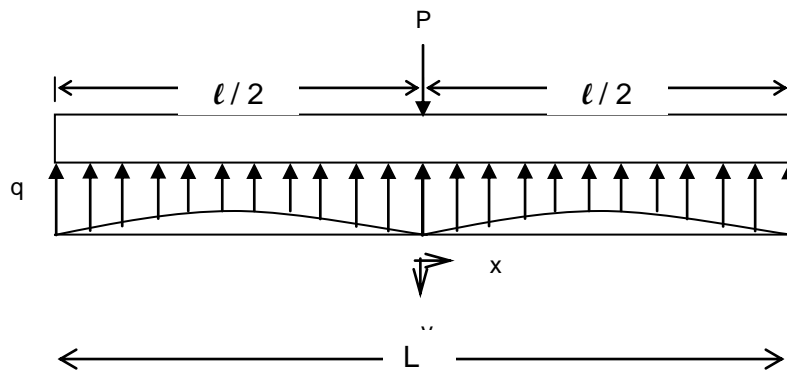


Fig 2.18: Distribución de presiones del suelo sobre una solera elástica.

La expresión para el cálculo de las presiones es la siguiente:

$$q = \text{presión} = Bs^* y \quad \text{Ec. 2.9}$$

Siendo “y” una función variable para cada punto de la viga:

$$y = f(P, Ec, I, Bs, x) \quad \text{Ec. 2.10}$$

La ecuación general de la elástica que satisface de la ecuación 2.8 es la siguiente:

$$y = \frac{P}{2aLBs} f_1(u) \quad \text{Ec. 2.11}$$

Siendo: $f_1(u) = e^{-u}(\text{sen } u + \text{cos } u)$; el argumento de la función es $u = \frac{x}{L}$

La ecuación para el momento flector es la siguiente:

$$M = \frac{PL}{4} f_2(u) \quad \text{Ec. 2.12}$$

Siendo: $f_2(u) = -e^u (\text{sen } u - \text{cos } u)$

La ecuación para el esfuerzo cortante es la siguiente:

$$V = \frac{P}{2} f_3(u) \quad \text{Ec. 2.13}$$

Siendo: $f_3(u) = e^{-u} \text{cos } u$; el signo es valido para la rama de la curva situado a la derecha del punto de aplicación de la carga. Para los valores de la función situado a la izquierda de dicho punto de aplicación, usar el signo positivo.

Entonces el esfuerzo cortante se define así: en la proyección de las fuerzas situadas a la izquierda del punto de aplicación de la carga, positivo hacia arriba y negativo hacia abajo. Para las fuerzas situadas a la derecha se toma la anterior conversión, pero se le cambia el signo como se muestra en la figura:

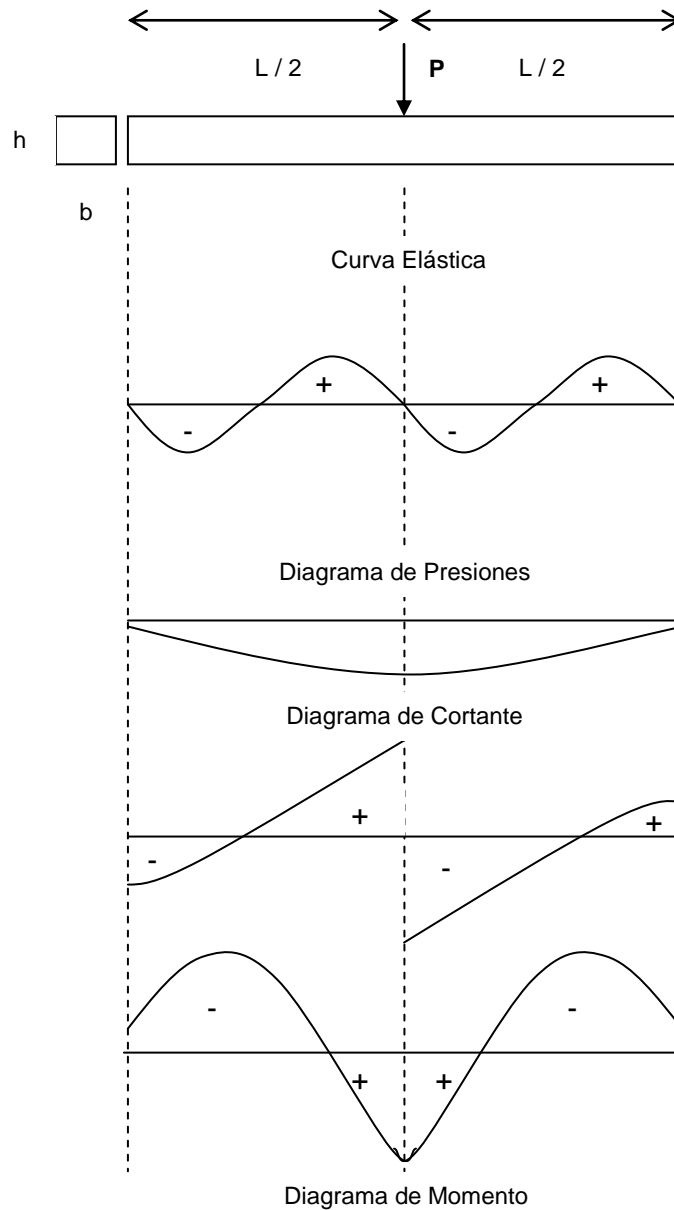


Fig 2.17: Diagrama de esfuerzos en la solera de fundación elástica

Para el calculo de una solera de fundación de gran longitud del orden de los 7.5 m o un poco más, se emplean las ecuaciones descritas anteriormente; Ec. 2.9 – 2.11 – 2.12 – 2.13: Par calcular las presiones, momento flector y esfuerzos de corte, respectivamente y

como ellas están en función de u; donde $u = x / L$ es necesario auxiliarse de la siguiente tabla:

x/L	$F_1(x/L)$	$F_2(x/L)$	$F_3(x/L)$	x/L	$F_1(x/L)$	$F_2(x/L)$	$F_3(x/L)$	x/L	$F_1(x/L)$	$F_2(x/L)$	$F_3(x/L)$
0.0	1.000	1.000	1.000	2.4	-0.0056	-0.1282	-0.0669	4.8	-0.0075	0.0089	0.0007
0.1	0.9907	0.8100	0.9003	2.5	-0.0166	-0.1149	-0.0658	4.9	-0.0059	0.0087	0.0014
0.2	0.9651	0.6398	0.8024	2.6	-0.0254	-0.1019	-0.0636	5.0	-0.0046	0.0084	0.0019
0.3	0.9267	0.4888	0.7077	2.7	-0.0320	-0.0895	-0.0608	5.1	-0.0033	0.0080	0.0023
0.4	0.8784	0.3564	0.6174	2.8	-0.0369	-0.0777	-0.0573	5.2	-0.0023	0.0075	0.0026
0.5	0.8281	0.2415	0.5323	2.9	-0.0403	-0.0666	-0.0534	5.3	-0.0014	0.0069	0.0028
0.6	0.7628	0.1431	0.4530	3.0	-0.0423	-0.0563	-0.0493	5.4	-0.0006	0.0064	0.0029
0.7	0.6997	0.0599	0.3798	3.1	-0.0431	-0.0469	-0.450	5.5	0.0000	0.0058	0.0029
0.8	0.6354	-0.0093	0.3131	3.2	-0.0431	-0.0383	-0.0407	5.6	0.0005	0.0052	0.0029
0.9	0.5712	-0.0657	0.2527	3.3	-0.0422	-0.0306	-0.0364	5.7	0.0010	0.0046	0.0028
1.0	0.5083	-0.1108	0.1988	3.4	-0.0408	-0.0237	-0.0323	5.8	0.0013	0.0041	0.0027
1.1	0.4476	-0.1457	0.1510	3.5	-0.0389	-0.0177	-0.0283	5.9	0.0015	0.0036	0.0026
1.2	0.3899	-0.1716	0.1091	3.6	-0.0366	-0.124	-0.0245	6.0	0.0017	0.0031	0.0024
1.3	0.3356	-0.1897	0.0729	3.7	-0.0341	0.0079	-0.0210	6.1	0.0018	0.0026	0.0022
1.4	0.2486	-0.2011	0.0419	3.8	-0.0314	-0.0040	-0.0177	6.2	0.0019	0.0022	0.0020
1.5	0.2384	-0.2068	0.0158	3.9	-0.0286	-0.0008	-0.0147	6.3	0.0019	0.0018	0.0018
1.6	0.1959	-0.2077	-0.0058	4.0	-0.0258	0.0019	-0.0120	6.4	0.0018	0.0015	0.0017
1.7	0.1576	-0.2047	-0.0235	4.1	-0.0231	0.0040	-0.0095	6.5	0.0018	0.0012	0.0015
1.8	0.1234	-0.1985	-0.0376	4.2	-0.0204	0.0057	-0.0074	6.6	0.0017	0.0009	0.0013
1.9	0.0932	-0.1899	-0.0484	4.3	-0.0179	0.0070	-0.0054	6.7	0.0016	0.0006	0.0011
2.0	0.0667	-0.1794	-0.0563	4.4	-0.0155	0.0079	-0.0038	6.8	0.0015	0.0004	0.0010
2.1	0.0439	-0.1675	-0.0618	4.5	-0.0132	0.0085	-0.0023	6.9	0.0014	0.0003	0.0008
2.2	0.0244	-0.1548	-0.0652	4.6	-0.0111	0.0089	-0.0011	7.0	0.0013	0.0001	0.0007
2.3	0.0080	-0.1416	-0.0668	4.7	-0.0092	0.0090	0.0001	--	--	--	--

Tabla 2.10: Tabulación de las funciones $f_1(u)$, $f_2(u)$, $f_3(u)$ ¹⁵

En resumen:

- Cuando la solera tiene suficiente rigidez flexional “EI”, que permita satisfacer la ecuación 2.7, la carga concentrada “P” origina sobre el terreno presiones igual P / aL ($l \cong L$), uniformemente distribuidas sobre la solera de fundación; en este caso se calculara la solera como apoyada en el punto de aplicación de la carga y cargada uniformemente de abajo hacia arriba con el prisma de presiones.

¹⁵ Adaptado de: Teoría y calculo de estructuras de hormigón armado, Agripino Spanpinato.

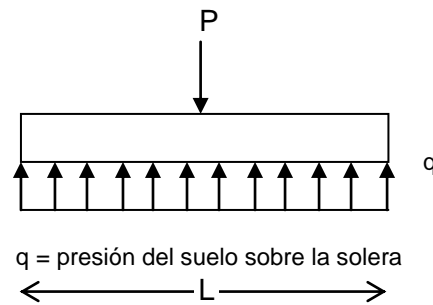


Fig 2.20: Diagrama de presiones sobre una solera rígida

- Las tensiones que se originan en la pieza son despreciables debido a la gran rigidez ($I \cong L$) de la misma. Este es el caso de soleras de pequeña longitud (del orden de 4.5 m).
- En el caso de la rigidez flexional EI de la solera no permita satisfacer la condición de la ecuación 2.7, para $I > L$, la carga origina sobre el terreno presiones “p”, dadas por la ecuación 2.9; el valor de “y” esta dado por la función de la ecuación 2.11; las solicitaciones de flexión y cortante para cualquier punto de la viga deben resolverse por las ecuaciones 2.12 y 2.13 respectivamente, el origen de las coordenadas de estas funciones esta en el punto de aplicación de la carga P. Este es el caso de las soleras de gran longitud $L \geq 7.5$ m.
- Para el diseño de soleras se deberán tomar en cuenta los siguientes criterios: Paredes de carga y marcos de concreto, dimensiones, esfuerzo del concreto y del acero, la carga distribuida de la solera, el refuerzo longitudinal y transversal.

2.7.- Sistema de fundación: Losas

2.7.1. Definición

La losa de fundación recibe las cargas de la estructura total a través de columnas, paredes u otros elementos estructurales de la edificación, transmitiendo los esfuerzos al suelo de fundación de una forma distribuida, en un área mucho mayor (total) de lo que podría realizarlo otro sistema de fundación.

En lugares donde la capacidad del terreno conduce a superficies de cimentación exageradas (mayores que el 50% del área en planta de la construcción), es conveniente el empleo de losa de cimentación, la que consiste en una placa continua, generalmente de concreto reforzado, desplantada al nivel del terreno.

2.7.2. Consideraciones Generales

Con frecuencia se utilizan losas de cimentación bajo las estructuras muy pesadas. Estas losas son continuas en ambas direcciones y, por lo tanto, ocupan una superficie muy amplia. Por lo común requieren un gran volumen de concreto y tiene un peso considerable de acero de refuerzo, por lo que resultan costosas. Puede ser conveniente colocarse donde haya una presión hidrostática ascendente, debido a un alto nivel freático.

También al existir valores de una estructura cargas vivas y muertas lo suficientemente grande y la capacidad de carga del suelo es lo suficientemente reducida para el diseño de anchos de zapatas tales, que por sus dimensiones, el limite de una

coincide con la frontera de la próxima zapata, formando una losa corrida, surge el concepto de losas de fundación o cimentación.

Las losas de cimentación tiene ciertas ventajas ya que junto con los muros laterales de las estructuras actúan como barcazas. El peso de la tierra excavada antes del colado de la cimentación se puede restar del peso total de la estructura, lo que puede hacer que se reduzca considerablemente el asentamiento. A veces las losas de cimentación se sitúan a tal profundidad que el peso de la tierra retirada es igual al peso bruto del edificio. En este caso, los asentamientos futuros de las estructuras suelen ser muy pequeños, puesto que no se ejerce ningún peso nuevo sobre el suelo que este debajo de la cimentación.

2.7.2.1. Criterios y Parámetros

El diseño de las losas de cimentación es similar al de una losa de entrepiso, sin embargo, debido a su naturaleza de diseño, se relaciona el aporte estructural del suelo y la distribución de cargas en la losa.

La sub-base ideal para losas de piso es un suelo bien nivelado, que varia desde grava fina hasta arena gruesa con un mínimo de materiales finos. En general, este material puede estar compactado a una densidad razonable para proporcionar un buen soporte estructural mientras conserva buenas propiedades de drenaje para evitar la concentración de humedad debajo de la losa. Cuando las condiciones del agua del subsuelo no son críticas, esta base se moja simplemente, antes de colar el concreto y este se deposita directamente sobre la sub-base. La humedad sirve para consolidar un poco la base y para reducir el escurrimiento del agua y el cemento por debajo de la masa de concreto.

El espesor de la losa varia desde unos cuantos centímetros (para pisos de sótanos residencial) hasta varios (para pistas de aterrizaje en aeropuertos). Aunque una losa de mayor espesor significa mayor resistencia, esto no garantiza un pavimento mas fuerte. De igual importancia es el esfuerzo provisto y el carácter de la base sobre la cual se cuele el concreto. El espesor mínimo utilizado, en general, en losas de piso de edificios es de 3 ½ pulg. Esta es específicamente, la dimensión real de un madero de 2 x 4 nominal, y simplifica el cimbrado de los bordes del colado de la losa. Siguiendo la misma lógica, la siguiente medida seria de 5 ½ pulg de espesor, que es la dimensión de un madero de 2 x 6 nominal.

Las losas de piso en edificios se cuelean en unidades pequeñas, en función de las dimensiones horizontales de la losa. La principal razón es controlar el agrietamiento por contracción. Así, una división completa de la losa, cimbrada como una junta entre colados sucesivos, proporciona la acumulación de los efectos de la contracción. Cuando son posibles o deseables colados mayores se usan juntas de control. Estas juntas consisten en hechas con sierra que penetran a cierta distancia de la superficie de la losa terminada.

Este sistema de fundación posee ventajas de tipo estructural, pero también muy conveniente en la construcción masiva de viviendas, ya que provee de procesos rápidos, económicos y muchas facilidades para el trabajo en serie.

Existen momentos, cortantes y deflexiones para el sistema y ellos deben ser estudiadas adecuadamente en el calculo estructural. Hay factores a tener en cuenta, los cuales son:

- Tipo de suelo bajo la losa de fundación
- Tipo de suelo a mayor profundidad
- Condiciones sísmicas
- Dimensiones de losa de fundación
- Geometría de losa
- Excentricidad de cargas
- Rigidez de losa de fundación
- Rigidez de superestructura
- Modulo de reacción del suelo.
- Control de temperatura

Existen diversos métodos para realizar cálculos estructurales de losas de fundación entre ellos están: “ACI 318, Apéndice B”, “ACI 336”, “Método de Elementos Finitos”, “Diferencia finita” y “Método finito de la rejilla” y software como por ejemplo “PCA-MATS”.

2.7.2.2. Refuerzo de Acero.

Las losas delgadas se refuerzan, ordinariamente, con malla de alambre soldado. Las mallas de uso más común son las de patrón rectangular de alambres, separados, en general, a 4 o 6 pulg, con el mismo tamaño de alambre en ambos sentidos. Por lo común, se considera que este refuerzo funciona solo para efectos de contracción y temperatura, y ayudan muy poco a aumentar la resistencia a la flexión de la losa. La malla mínima que se usa con la losa de 3 ½ pulg es de 6 x 6 – 10/10; esto es, una malla de alambre del N° 10,

separados a 6 pulg de centro a centro en cada dirección. Para losas mas gruesas, el calibre del alambre se debe incrementar o usar dos capas de malla.

Tabla 2.11: Características de Mallas Electrosoldadas

Nomenclatura		Diámetro, mm	Área Varilla cm²	Peso kg/m²	Área de refuerzo cm²/m
AxB	CxD				
6x6	10/10	3.43	0.092	0.98	0.616
6x6	9/9	3.80	0.113	1.20	0.756
6x6	8/8	4.11	0.133	1.40	0.884
6x6	7/7	4.50	0.159	1.68	1.060
6x6	6/6	4.88	0.187	1.98	1.247
Tipo de varilla Lisa o Corrugada Plancha de 2.40m y 6m, Área = 14.40m ² A = espaciamiento entre varillas longitudinales, B = espaciamiento entre varillas transversales C = Calibre Steel Wire Gage de longitudinales, D = Calibre Steel Wire Gage de transversales					

También se usan varillas de diámetro pequeño para el refuerzo de losas. Estas se separan, generalmente a mayores distancias que los alambres de la malla y deben estar levantadas del suelo durante la operación de colado. A menos que la losa este diseñada, en realidad, para cubrir claros, este refuerzo se considera que aun funciona, principalmente, para lograr la resistencia a la contracción y esfuerzo de temperatura. Sin embargo, como lo mas objetable de una losa es el agrietamiento de su superficie superior expuesta, las especificaciones requieren por lo común, que el refuerzo se mantenga a una distancia mínima de la cara superior de la losa.

Para la colocación del acero, es muy común el diseño en las zonas superior e inferior de losa el refuerzo en ambas direcciones. Para cumplir los requisitos a la flexión

Es importante que el ingeniero tenga claro el detallado del refuerzo en los planos, la ubicación de los traslapes y longitudes se deben mostrar claramente, como también especificar la secuencia de la colocación.

2.7.3. Procedimiento de Diseño

Para el diseño de esta cimentación es necesario hacer suposiciones razonablemente realistas con respecto a la distribución de las presiones de contacto que actúan como cargas hacia arriba sobre la cimentación. Para suelos compresibles, es posible suponer como una primera aproximación que la deformación o asentamiento del suelo en determinado sitio y la presión de contacto en el mismo son proporcionales entre sí. Si las columnas se encuentran espaciadas a distancias moderadas y si la cimentación continua o reticular o la losa de cimentación es muy rígida, los asentamientos en todos los puntos de la cimentación serán esencialmente los mismos. Esto significa que la presión de contacto, también conocida como *reacción de la subrasante*, será la misma siempre y cuando el centroide de la cimentación coincida con la resultante de las cargas. Si esto no sucede, entonces en estas cimentaciones rígidas la reacción de la subrasante puede suponerse que varía linealmente y se determina mediante estática, de la misma manera que para zapatas individuales. En este caso se conocen todas las cargas, tanto las de columna hacia abajo como las presiones de contacto hacia arriba. En consecuencia, los momentos y las fuerzas cortantes en la cimentación puede determinarse mediante estática. Una vez que se determinan estos valores, el diseño de la cimentación continua o reticular es similar al de las vigas continuas invertidas y el de la losa de cimentación equivale al de losas o placas planas invertidas.

De otra parte, si la cimentación es relativamente flexible y el espaciamiento entre columnas es considerable, los asentamientos no podrán considerarse uniformes o lineales. De un lado, las columnas sometidas a mayores cargas producirán asentamientos mayores y, por consiguiente, mayores reacciones de la subrasante que las columna con poca carga. Así mismo, puesto que la franja o losa continua se deflecta hacia arriba a medio camino entre columnas con respecto a las columnas mas cercanas, esto significa que el asentamiento del suelo y, por tanto, la reacción de la subrasante, será menores en la zona central entre columnas que directamente bajo estas como se muestra en la figura.

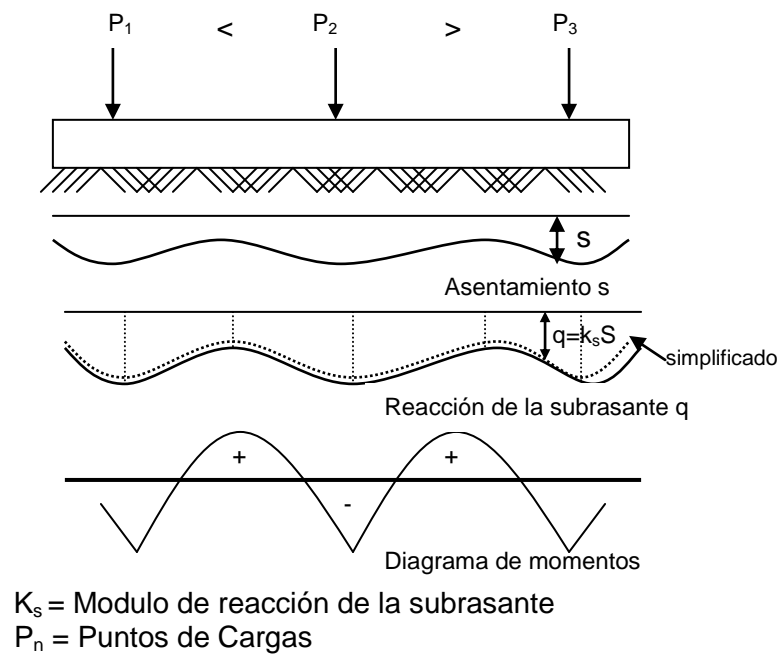


Fig 2.19: Comportamiento de losa de fundación

Las losas de cimentación requieren métodos alternos de análisis, dependiendo de si pueden o no considerarse como rígidas para el calculo de la reacción del suelo. Si la rigidez relativa es baja, la cimentación debe diseñarse como un elemento flexible con una reacción no lineal hacia arriba del suelo.

Para losas de cimentación no rígidas, se han realizado avances importantes en el análisis utilizando el método de los elementos finitos, el cual puede considerar de manera específica la rigidez de la estructura y del suelo.

Las losas de cimentación requieren métodos diferentes que dependen de si se clasifican como rígidas o como flexibles. Al igual que para las zapatas continuas, si el espaciamiento entre columnas es menor que $1/\lambda$, ($\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s b}{3EcI}}$) la estructura puede considerarse rígida, la presión del suelo se supone uniforme o linealmente distribuida y el diseño se basa en la estática. Por otra parte, cuando la cimentación se considera flexible según la definición anterior y si la variación de las cargas de columna y de las luces adyacentes n es mayor que el 20%, puede aplicarse a las losas de cimentación el mismo procedimiento simplificado que para las cimentaciones continuas y reticulares. La losa se divide en dos conjuntos de franjas de zapata perpendiculares entre sí, cuyo ancho es igual a la distancia entre centros de luz, y la distribución de presiones de contacto y de momentos flectores se lleva a cabo para cada una de las franjas como se explicó previamente. Una vez se determinan los momentos, la losa se trata esencialmente lo mismo que una losa o placa plana, con el refuerzo distribuido entre las franjas de columna y las franjas centrales al igual que para estos tipos de losas.

CAPITULO III
ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1.- Descripción Técnica de la Vivienda.

La vivienda en estudio se ubicara para áreas urbanas de alta densidad, para sectores sociales de ingresos medios, y esta diseñada con los espacios suficientes de acuerdo a la demanda, en la cual se puede visualizar las zonas de sala, comedor, cocina, baño, servicio sanitario y dos dormitorios (ver distribución), para un núcleo familiar de 4 personas. Además, no se ha tomado en cuenta el área verde del lote ya que solo se plantea los sectores para el cual las fundaciones son requeridas. A continuación se detalla los elementos básicos con la cual esta conformada la vivienda modelo, mediante la descripción técnica siguiente:

Tabla 3.1: Descripción técnica de la vivienda

<i>Elemento</i>	Descripción técnica
Cubiertas	- Esta poseerá una estructura metálica y cubierta de lamina de fibrocemento.
Paredes	- Se llevaran a cabo con mampostería reforzada de bloque de concreto de dimensiones de 15cm x 20cm x 40cm en paredes de colindancia y de 10cm x 20cm x 40cm en paredes interiores según norma ASTM C-90, esta también incluye las soleras intermedias como la de coronamiento.. - El bloque tendrá una resistencia a la compresión mínima de 117 kg/cm ² . - El mortero empleado para el pegado de bloque será con un revenimiento fluido, con resistencia a la compresión mínima de 170 kg/cm ² , con agregado fino. - El acero de refuerzo empleado será de acuerdo a la norma ASTM C-615 y el esfuerzo mínimo a la fluencia de 2800 kg/cm ² .
Piso	- Se utilizara piso tipo terrazo.
Cimentaciones	- El suelo tendrá una característica de baja capacidad soportante de $q_{adm} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto el nivel de desplante estará sujeto a los sistemas de fundaciones en estudio soleras y losas.

Todas las figuras están a una escala de 1:50 en metros.

VIVIENDA MODELO

Planta Arquitectónica; Área: 40.20 m²

Escala 1: 50 metros

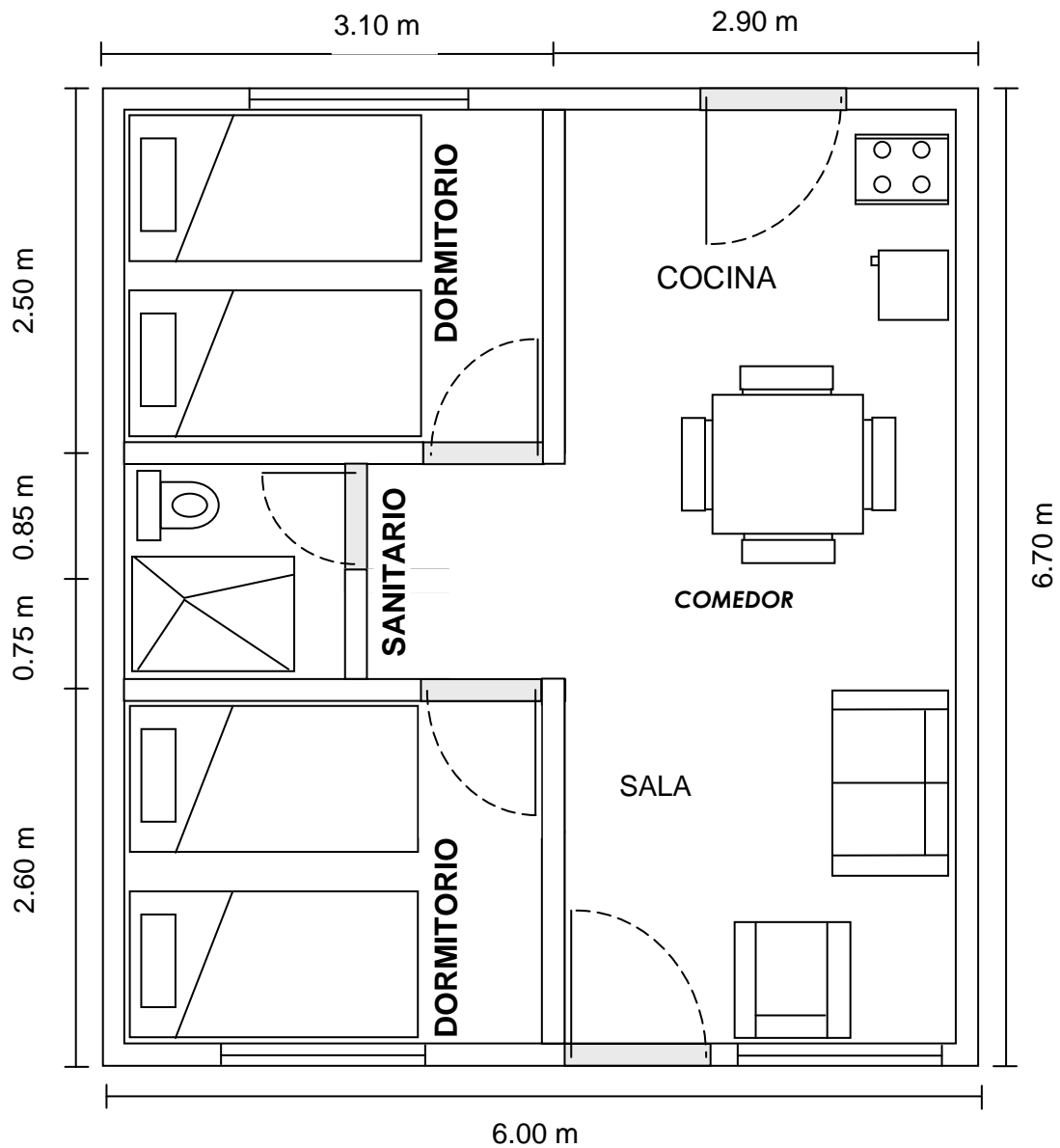


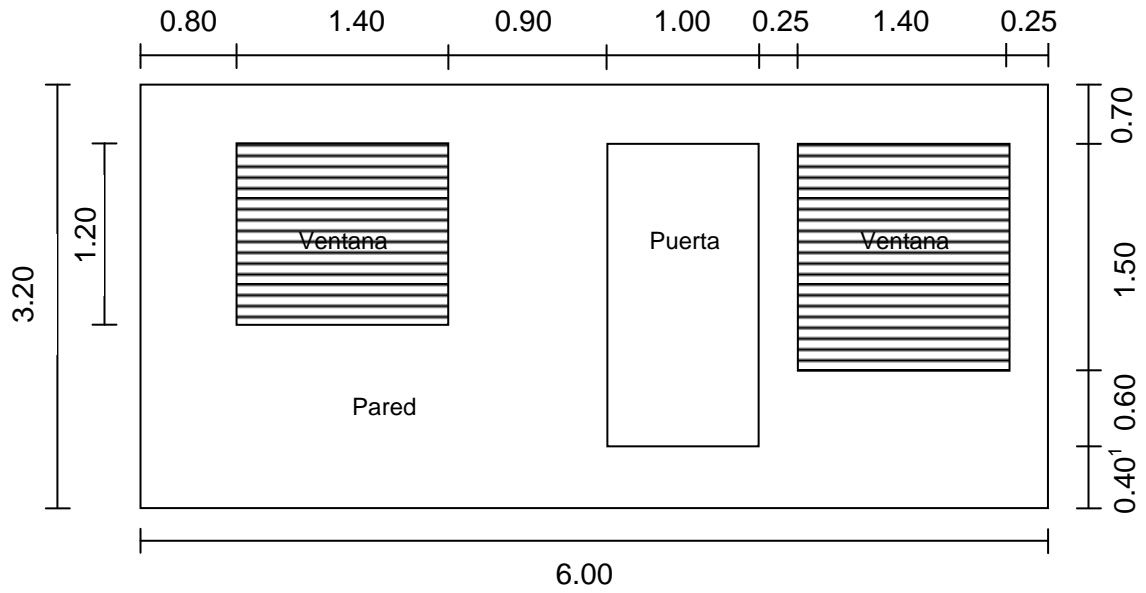
Fig. 3.1: Vivienda modelo

Detalles de ejes:

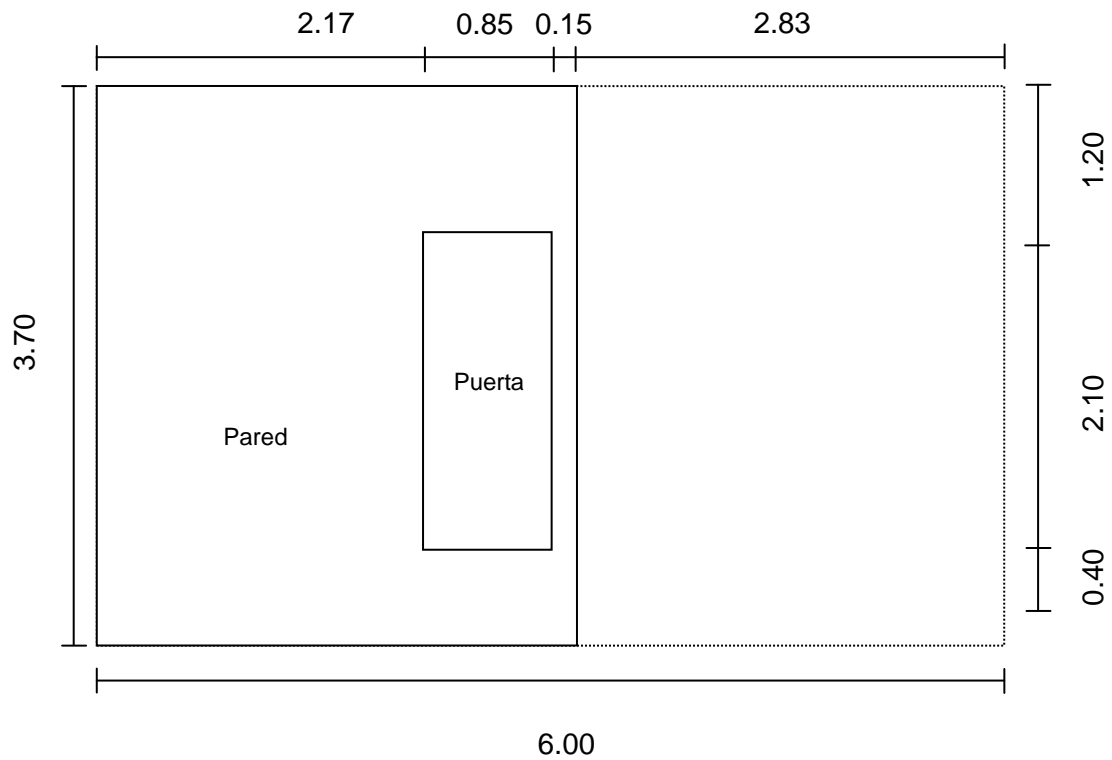
Escala 1: 50 en metros

Todas las cotas en metros

EJE 1X : FACHADA

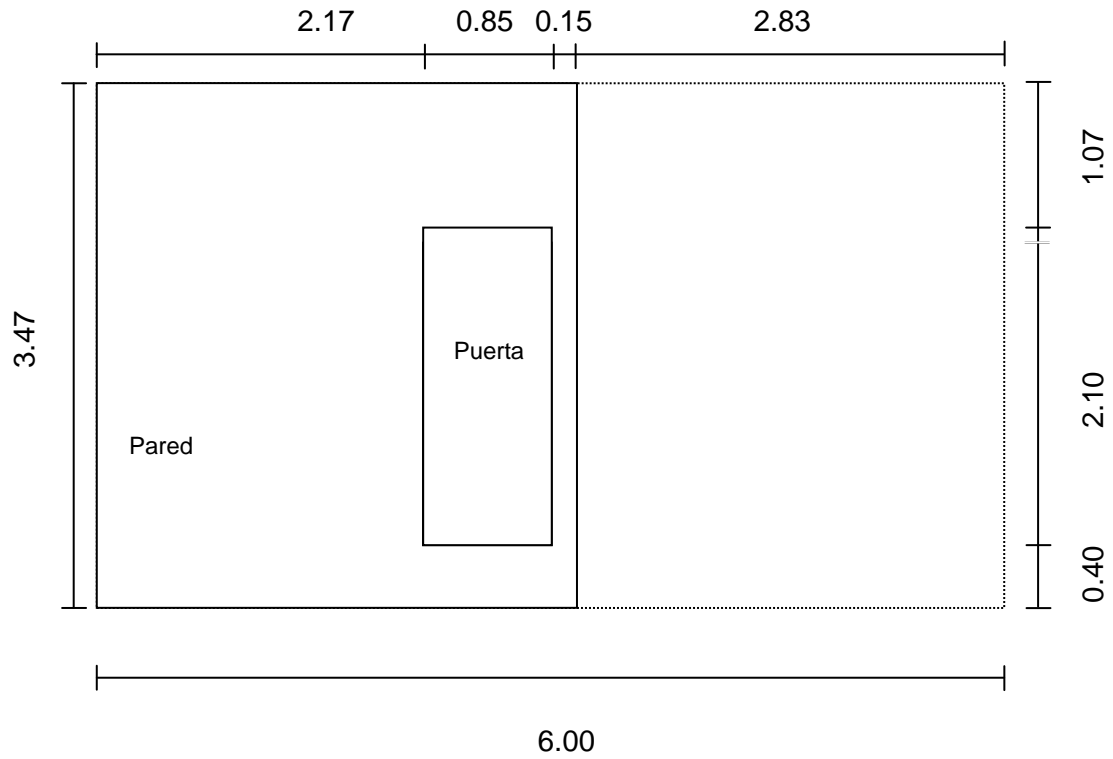


EJE 2X: PARED INTERIOR

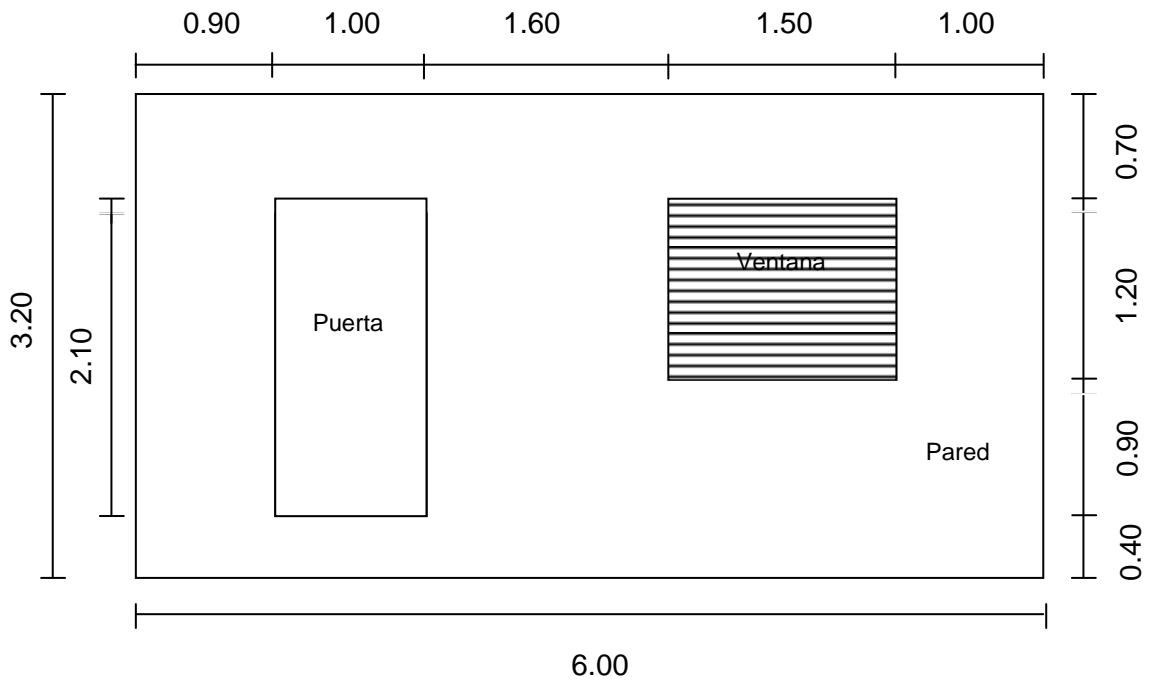


¹⁶ La cota de 0.40 m corresponden a 2 filas de bloque los cuales estarán localizados abajo del nivel de desplante.

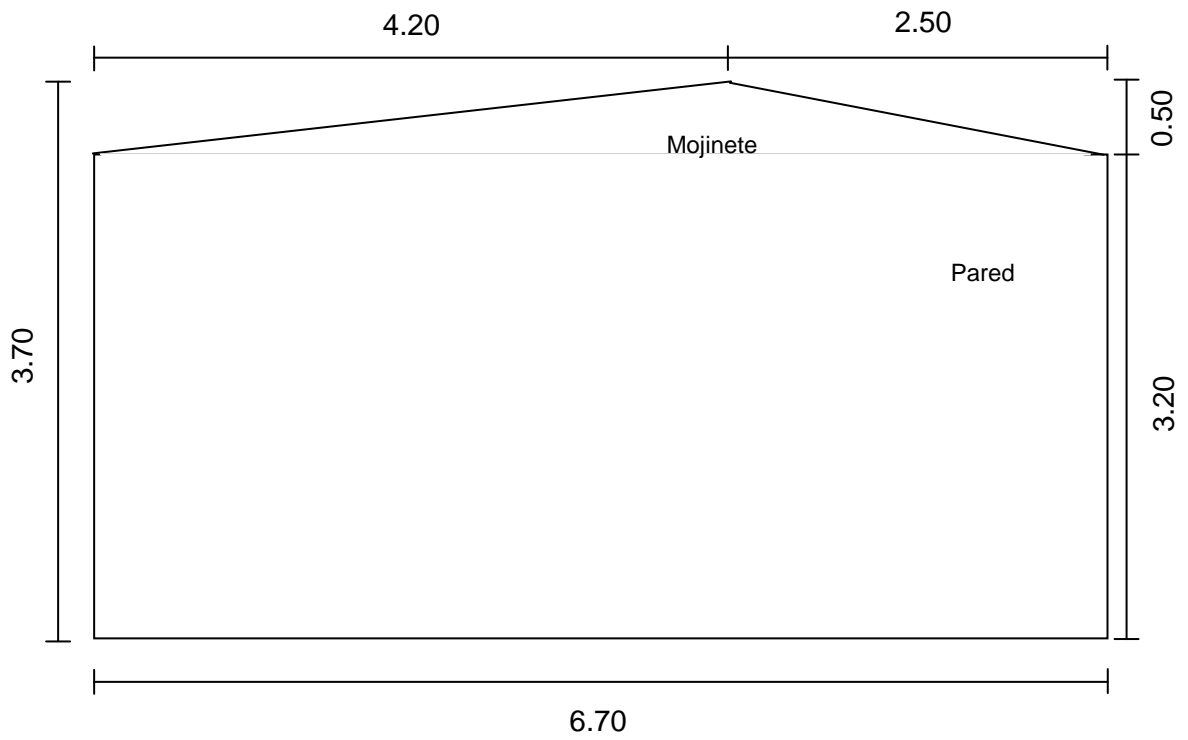
EJE 3X: PARED INTERIOR



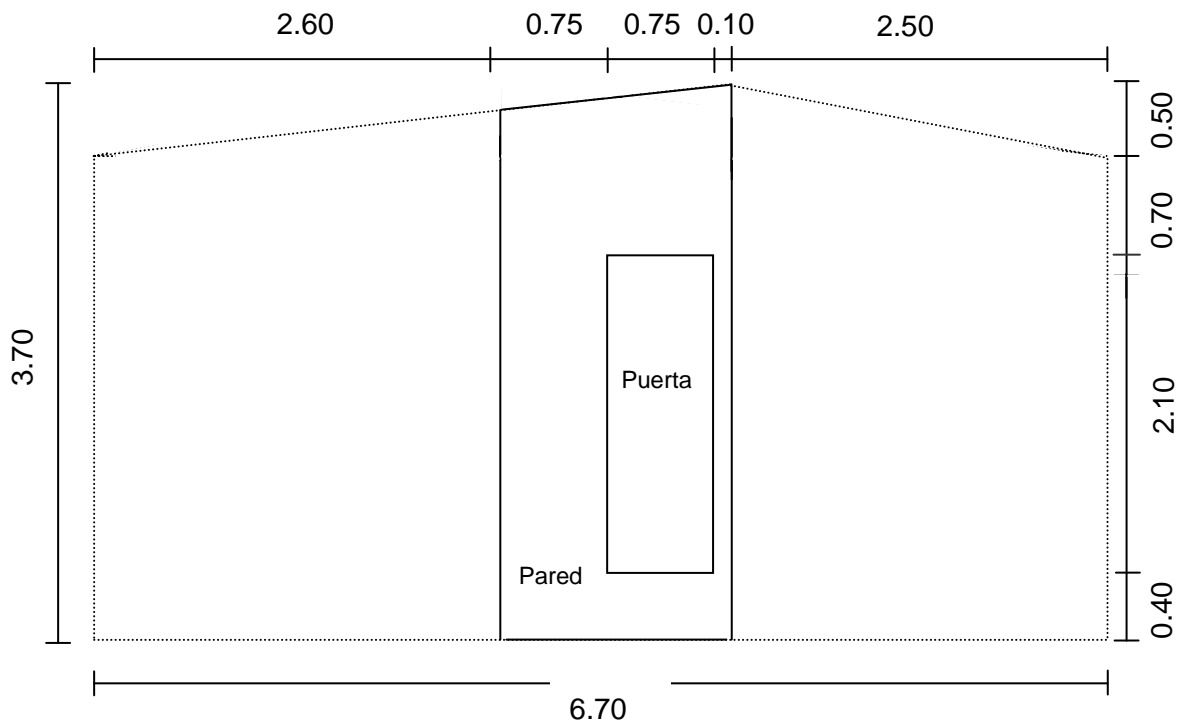
EJE 4X: FACHADA TRASERA



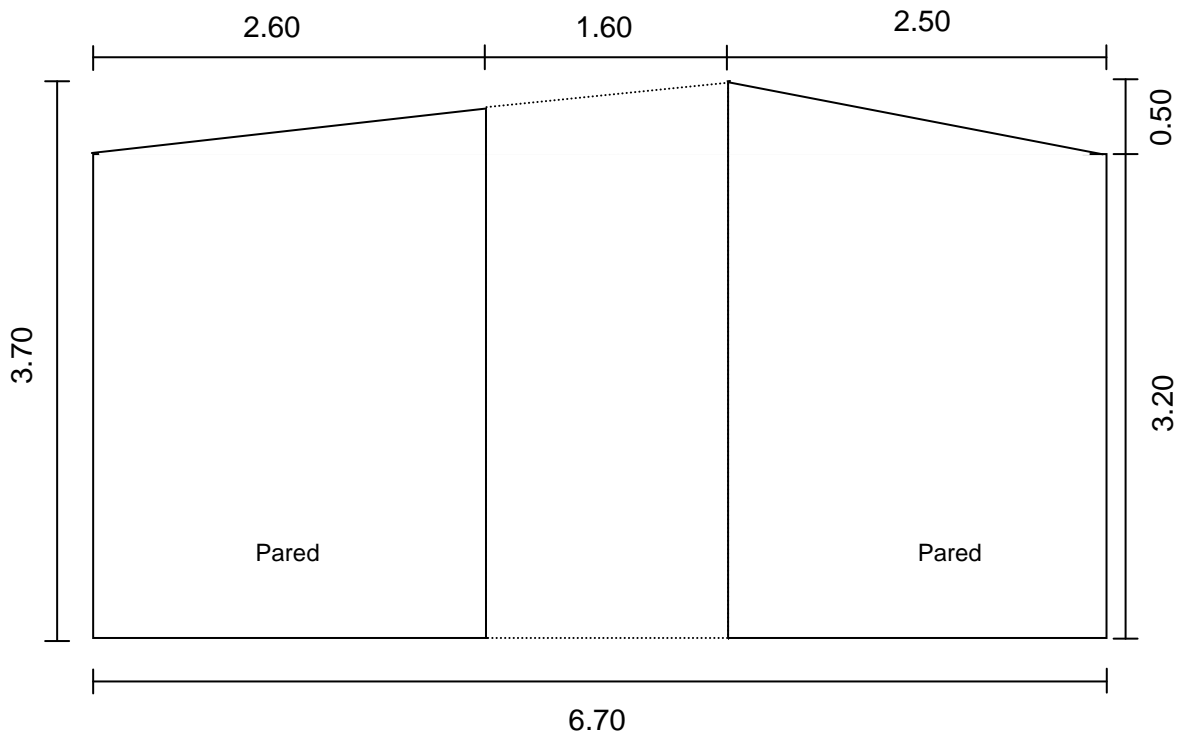
EJE 1Y: 3Y: PARED DE COLINDANCIA



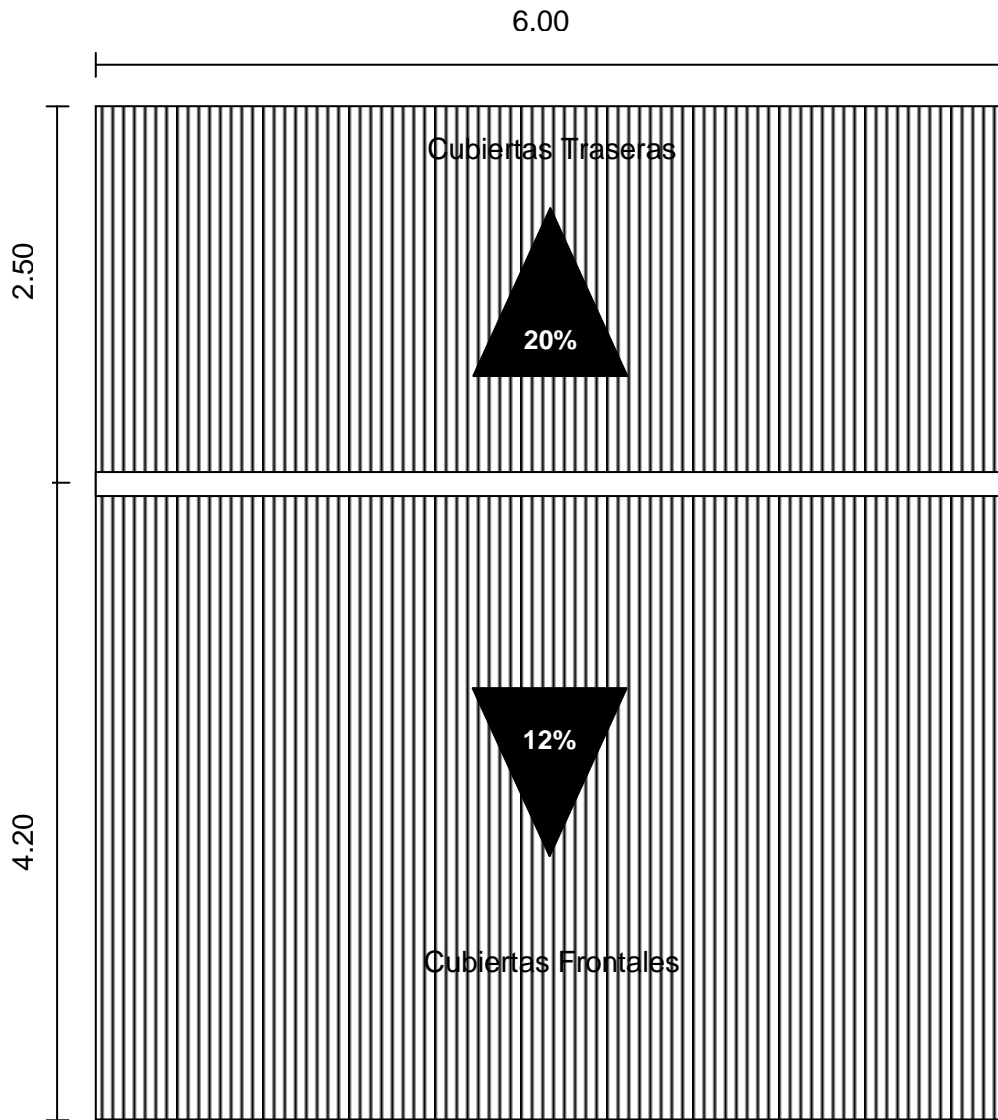
EJE 1Y - a: PARED INTERIOR



EJE 2Y: PARED INTERIOR



PLANTA DE TECHO:



Escala 1:50 en metros

3.3.1.-Materiales

Tabla 3.2: Descripción de materiales

MATERIALES A UTILIZAR EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA VIVIENDA MODELO	
Nº	Descripción ^x
1	Costanera
2	Regla pacha
3	Tabla
4	Cuartón
5	Agregado grueso, grava N°1
6	Agregado fino, arena
7	Cemento para albañilería, ASTM C-91 tipo M
8	Agua
9	Hierro, N°2 liso, grado 40
10	Hierro, N°3 corrugado, grado 40
11	Hierro, N°4 corrugado, grado 40
12	Alambre de amarre
13	Bloque de concreto tipo Strecher 10x20x40
14	Bloque de concreto tipo Strecher 15x20x40
15	Bloque dado 10x20x20
16	Bloque dado 15x20x20
17	Bloque de concreto tipo solera 10x20x40
18	Bloque de concreto tipo solera 15x20x40
19	Lamina de fibrocemento 10 gris 103 cm de 7 pies
20	Polin "C" de 4"
21	Accesorios para techado (tramos de 5" y capuchones)
22	Poliducto de 1/2"
23	Alambre eléctrico, THHN N°8
24	Alambre eléctrico, THHN N°10
25	Alambre eléctrico, THHN N°12
26	Alambre eléctrico, THHN N°14
27	Cajas rectangulares 4" x 2"

28	Cajas octagonales de 4"
29	Switch doble integral c/placa M1200MAB
30	Toma doble integral c/placa M1211MAB
31	Receptáculo
32	Tablero
33	Piso tipo terrazo
34	Accesorios para aguas potables (válvulas, codos, T, grifos)
35	Accesorios para aguas negras (válvulas, codos, reductores, sifón, Yees)
36	Tubería PVC 315 psi para agua potable, $\varnothing = \frac{1}{2}$ "
37	Tubería PVC 80 psi para aguas negras, $\varnothing = 4$ "
38	Tubería para aguas lluvias, $\varnothing = 6$ "
39	Sanitario
40	Ducha
41	Lavadero
42	Lavamanos
43	Puertas
44	Ventanas

^xLa cantidad de obra se describirá en el Capítulo IV.

3.3.1.-Carga de la estructura

El bajado de cargas se detalla a continuación de acuerdo a las características de los materiales que se utilizaran:

Carga por techo:

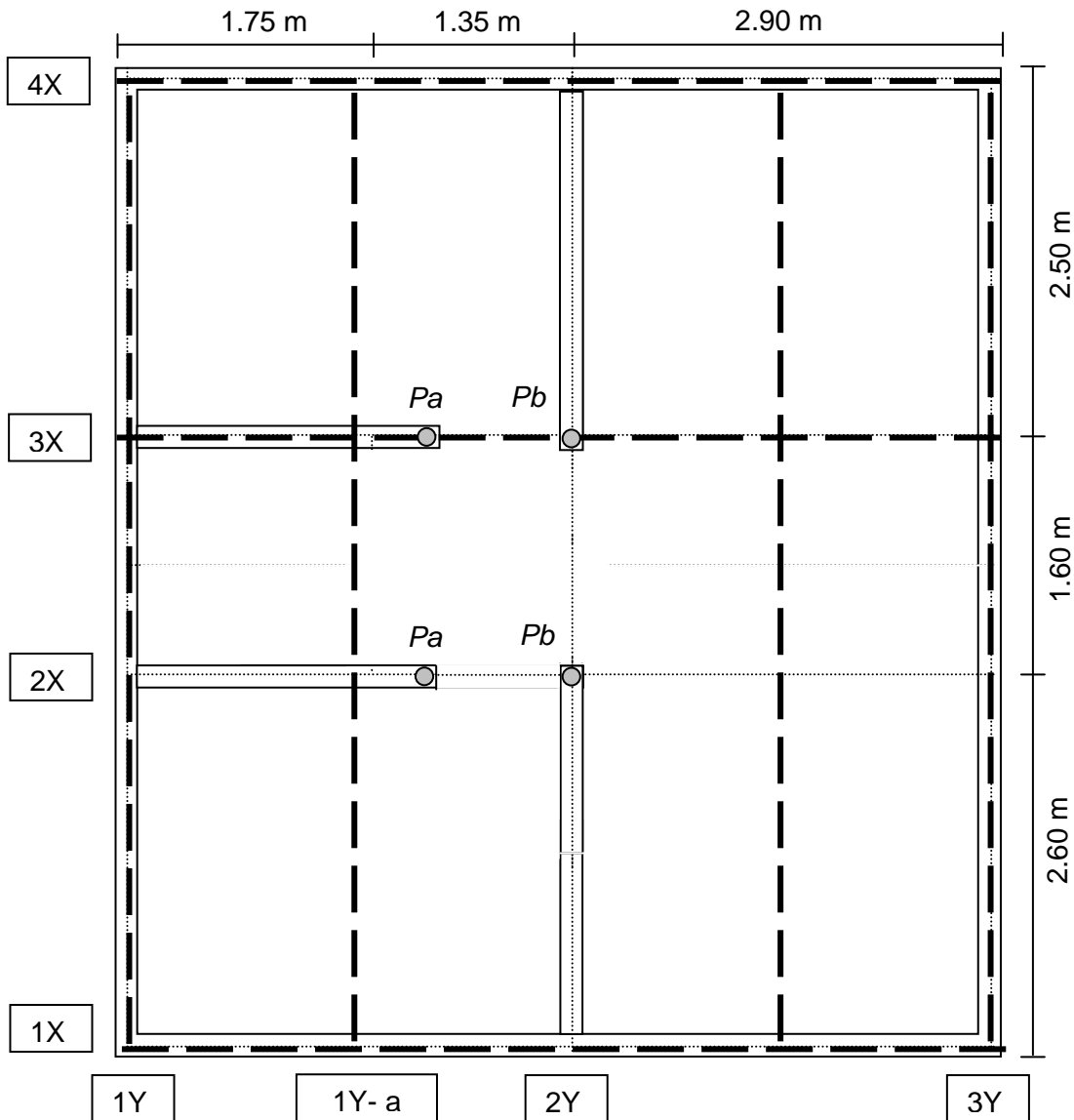
El techo esta compuesto por las cubiertas (laminas de fibrocemento), instalaciones eléctricas y la estructura metálica (polin "C") que a continuación se detalla:

Tabla 3.3: Esfuerzos por Techo

Tipo de Carga	Esfuerzo ^y
Carga por techo	70 kg/m ²
Carga Viva de techo	20 kg/m ²

^ySegún Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador, 1989
Se considero la carga viva de techo tomando en cuenta el viento y el sismo

Para distribuir esta carga utilizaremos toda la superficie de las paredes la cual soportará dicho peso, con la finalidad de obtener una carga distribuida sobre las paredes según la distribución:



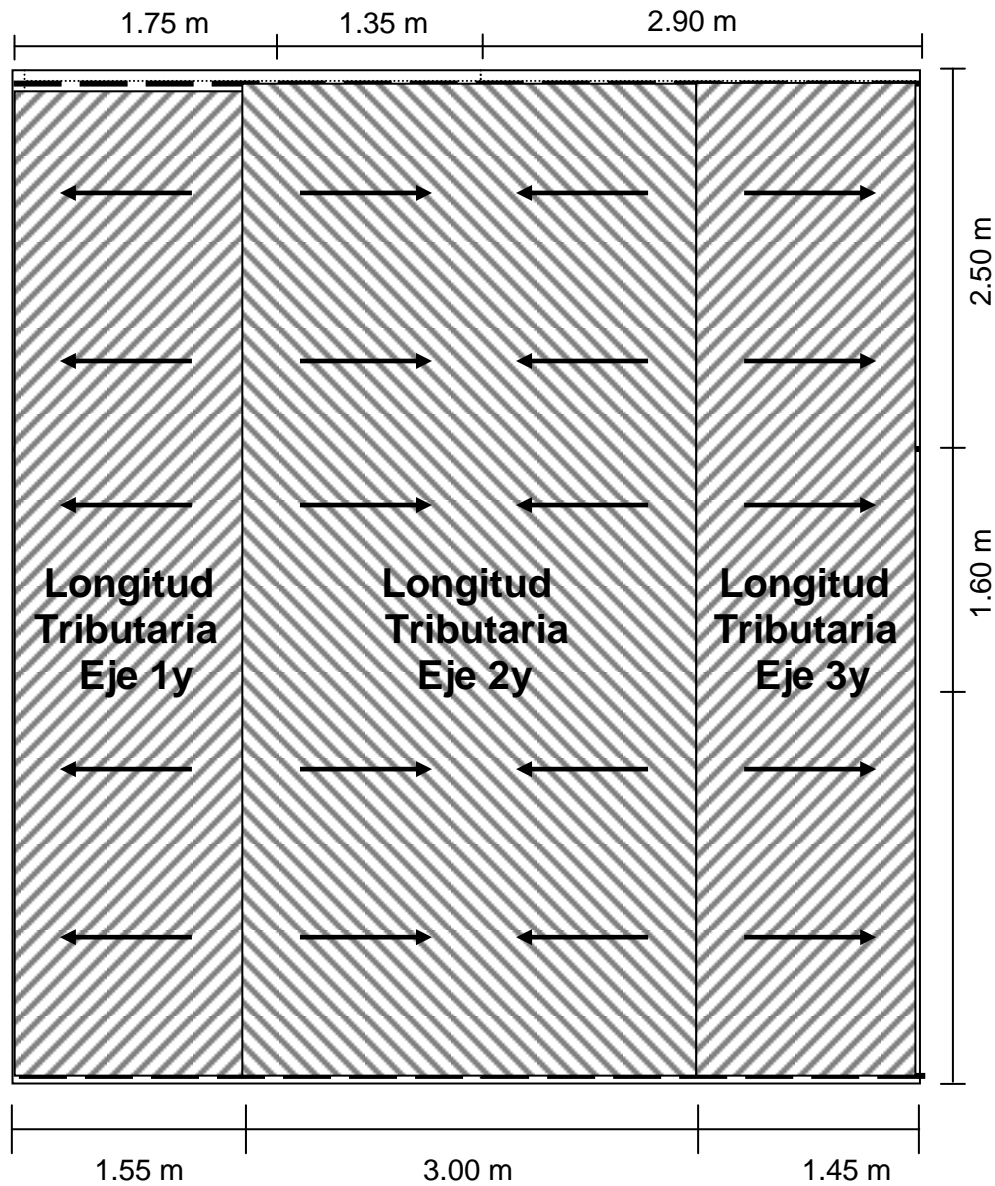


Fig. 3.3: Distribución de Áreas Tributarias, Escala 1:50 en metros.

Cálculos:

Eje 1y, (Tramo 1x – 2x, Tramo 2x – 3x, Tramo 3x – 4x)

Longitud tributaria = Dimensión que distribuye las cargas

$$\text{Longitud tributaria} = \frac{\text{Long. del tramo}}{2}$$

$$\text{Longitud tributaria} = \frac{3.10 \text{ m}}{2} = 1.55 \text{ m}$$

Carga muerta distribuida = Carga por Techo x Longitud Tributaria

$$\text{Carga muerta distribuida} = 70 \text{ kg/m}^2 \times 1.55 \text{ m} = 108.50 \text{ kg/m}$$

Carga viva distribuida = Carga por Techo x Longitud Tributaria

$$\text{Carga muerta distribuida} = 20 \text{ kg/m}^2 \times 1.55 \text{ m} = 31.00 \text{ kg/m}$$

Y así sucesivamente para cada uno de los datos de la tabla 3.4

Tabla 3.4: Cargas Distribuidas por Techo

<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Longitud Tributaria (m)</i>	<i>Carga Muerta distribuida (kg/m)</i>	<i>Carga Viva distribuida (kg/m)</i>
1y	1x – 2x	1.55	108.50	31.00
	2x – 3x			
	3x – 4x			
2y	1x – 2x	3.00	210.00	60.00
	2x – 3x			
	3x – 4x			
3y	1x – 2x	1.45	101.50	29.00
	2x – 3x			
	3x – 4x			

Cargas Puntuales:

Las cargas puntuales se tomaron en los puntos más desfavorables donde el techo esta apoyado, como lo muestra la figura 3.3 donde se localizan los puntos “a” y “b” se calcula así:

Pm a = Carga muerta puntual por apoyo de techo en el punto “a”

$$Pm a = \frac{(Longitud tributaria) (Tramo 2x - 3x)(Esfuerzo por tipo de carga)}{2}$$

$$Pm a = \frac{1.55 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times 70 \text{ kg/m}^2}{2} = 87 \text{ kg}$$

$$Pm b = \frac{3.00 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times 70 \text{ kg/m}^2}{2} = 168 \text{ kg}$$

Pm b = Carga muerta puntual por apoyo de techo en el punto “b”

$$Pv a = \frac{1.55 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times 20 \text{ kg/m}^2}{2} = 25 \text{ kg}$$

$$Pv b = \frac{3.00 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times 20 \text{ kg/m}^2}{2} = 48 \text{ kg}$$

Carga por paredes:

Las cargas se detallan por cada uno de los ejes, también se considera la altura de 3.50 m para cada eje y no se incluirá los espacios vacíos para ventanas y puertas; las paredes estarán conformadas por bloque de concreto tipo Strecher de 15 cm x 20 cm x 40 cm para paredes perimetrales, con un peso de superficie de 330 kg/m² y de 10 cm x 20 cm x 40 cm para paredes interiores, con un peso de superficie de 220 kg/m²; a continuación se detallan los cálculos:

$$\text{Carga Muerta distribuida} = \text{Peso superficial de bloque} \times \text{Altura de la pared}$$

$$\text{Carga Muerta distribuida} = 330 \text{ kg/m}^2 \times 3.50 \text{ m} = 1155.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Muerta distribuida} = 220 \text{ kg/m}^2 \times 3.50 \text{ m} = 770.00 \text{ kg/m}$$

Tabla 3.5: Carga muerta debido a paredes.

<i>Eje</i>	<i>Carga Muerta distribuida (kg/m)</i>	<i>Eje</i>	<i>Carga Muerta distribuida (kg/m)</i>
1x	1155	2x	770
4x		3x	
1y		2y	
3y			

En resumen, se detalla en la siguiente tabla las cargas por techo y por paredes:

$$\text{Carga Muerta distribuida Total (D)} = \text{Carga Muerta distribuida por techo} + \text{Carga Muerta distribuida por paredes}$$

$$\text{Carga Viva distribuida Total (L)} = \text{Carga Viva distribuida por techo} + \text{Carga Viva distribuida por paredes}$$

Tabla 3.6: Cargas Distribuidas

Eje	Tramo	Carga Muerta distribuida por techo (kg/m)	Carga Muerta distribuida por paredes (kg/m)	D = Carga Muerta distribuida Total (kg/m)	Carga Viva distribuida por techo (kg/m)	Carga Viva distribuida por paredes (kg/m)	L = Carga Viva distribuida Total (kg/m)
1y	1x – 2x	108.50	1155.00	1263.5 ≈ 1264.00	31.00	---	31.00 ≈ 31.00
	2x – 3x						
	3x – 4x						
2y	1x – 2x	210.00	770.00	980.00	60.00	---	60.00 ≈ 60.00
	2x – 3x						
	3x – 4x						
3y	1x – 2x	101.50	1155.00	1256.50 ≈ 1257.00	29.00	---	29.00 ≈ 29.00
	2x – 3x						
	3x – 4x						
1x	1y – 2y	---	1155.00	1155.00	---	---	---
	2y – 3y						
2x	1y – 2y	---	770.00	770.00	---	---	---
	2y – 3y						
3x	1y – 2y	---	770.00	770.00	---	---	---
	2y – 3y						
4x	1y – 2y	---	1155.00	1155.00	---	---	---
	2y – 3y						

Tabla 3.7: Cargas Puntuales

Punto	D = Carga Muerta (kg)	L = Carga Viva (kg)
Pa	86.80 ≈ 87.00	24.80 ≈ 25.00
Pb	168.00 ≈ 168.00	48.00 ≈ 48.00

Carga Viva² de Losa de Fundación (kg/m²)	170.00
---	--------

²Según Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de El Salvador

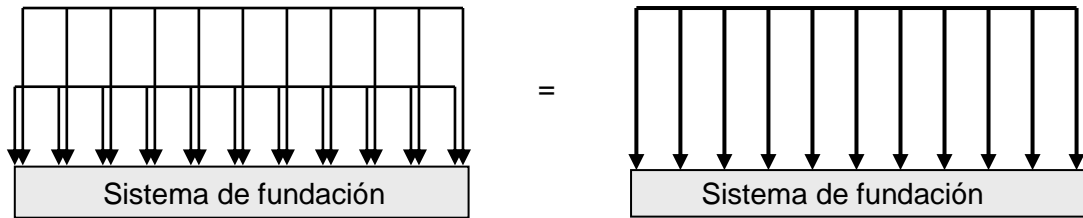
ESQUEMAS DE LAS CARGAS DISTRIBUIDAS SOBRE LAS PAREDES

EJE 1Y y 3Y : PARED DE COLINDANCIA

Carga Muerta Distribuida

Paredes = 1155.0 kg/m Techo = 108.5 kg/m

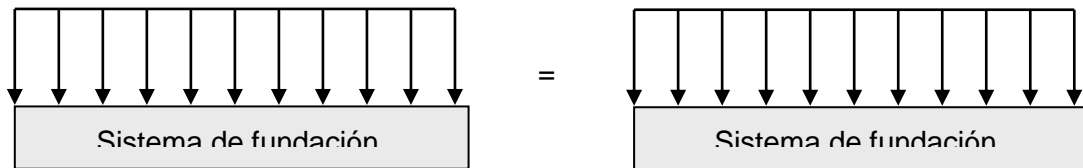
Total = 1264 kg/m



Carga Viva Distribuida

Techo = 31.0 kg/m

Total = 31 kg/m

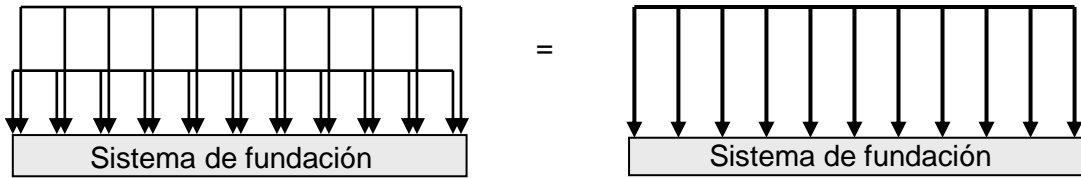


EJE 2Y: PARED INTERIOR

Carga Muerta Distribuida

Paredes = 770.0 kg/m Techo = 210.0 kg/m

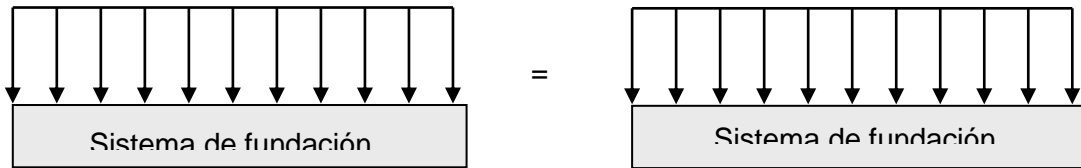
Total = 980 kg/m



Carga Viva Distribuida

Techo = 60.0 kg/m

Total = 60 kg/m

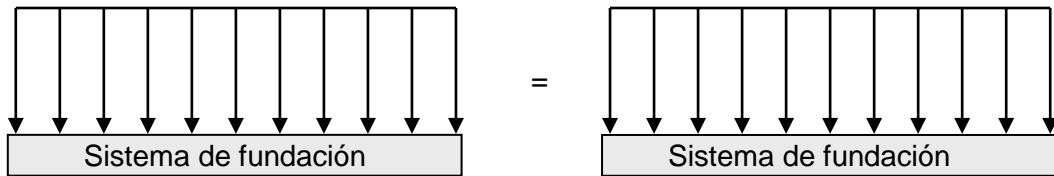


EJE 1X: FACHADA

Carga Muerta Distribuida

Paredes = 1155.0 kg/m Techo = 0

Total = 1155 kg/m



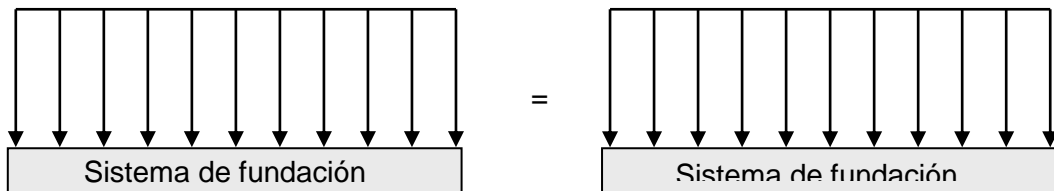
Carga Viva Distribuida = 0

EJE 2X: PARED INTERIOR

Carga Muerta Distribuida

Paredes = 770.0 kg/m Techo = 0

Total = 770 kg/m



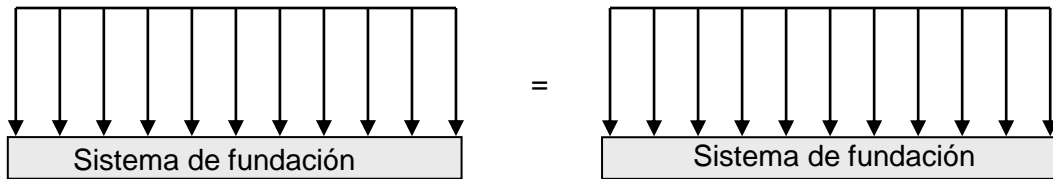
Carga Viva Distribuida = 0

EJE 3X: PARED INTERIOR

Carga Muerta Distribuida

Paredes = 770.0 kg/m Techo = 0

Total = 770 kg/m



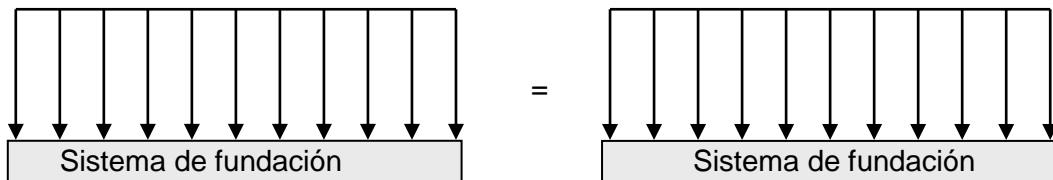
Carga Viva Distribuida = 0

EJE 4X: FACHADA TRASERA

Carga Muerta Distribuida

Paredes = 1155.0 kg/m Techo = 0

Total = 1155 kg/m



Carga Viva Distribuida = 0

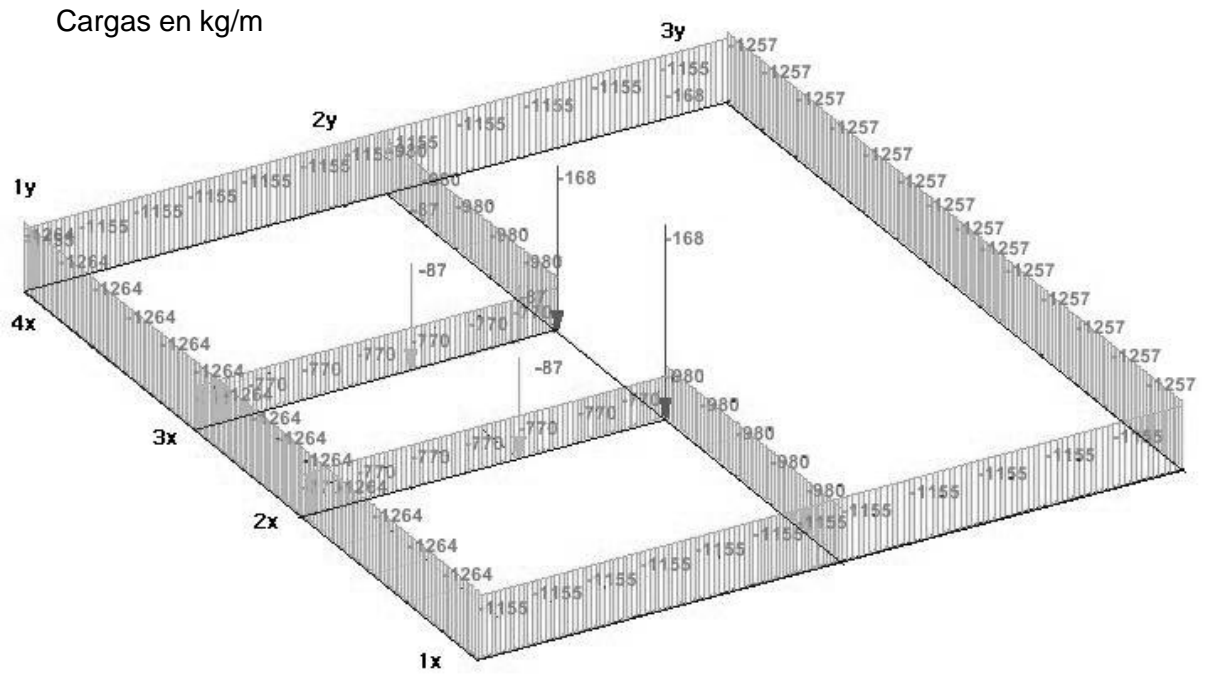


Fig. 3.4: Cargas Muertas distribuidas y puntuales

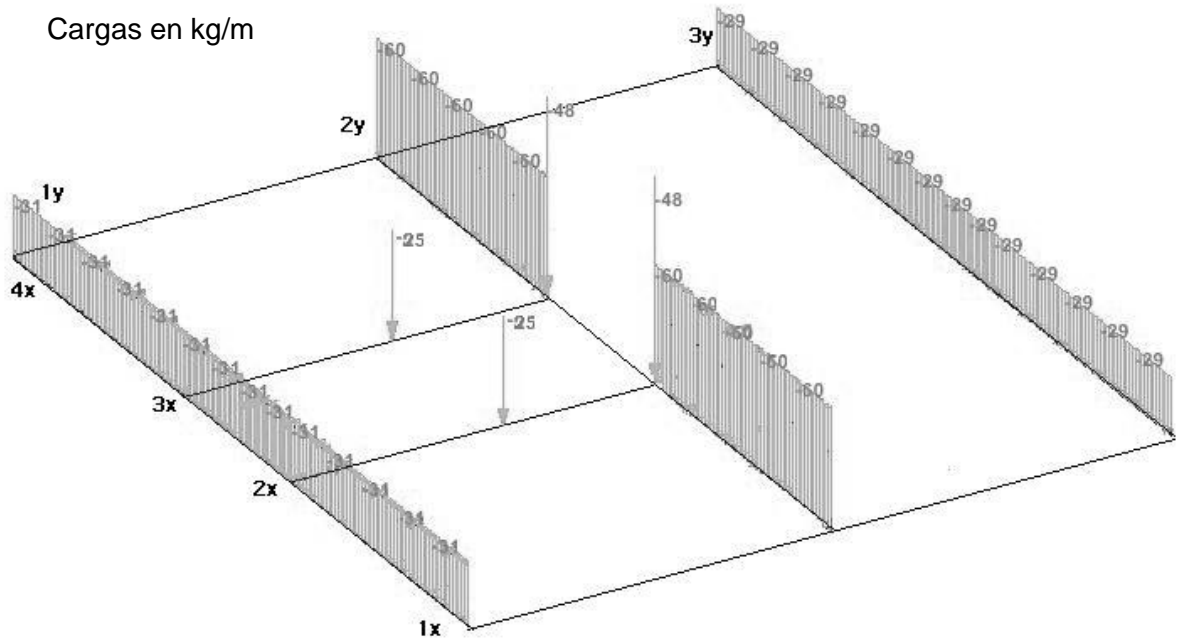


Fig. 3.5: Cargas Vivas distribuida y puntuales

Utilizando los factores de diseño por carga muerta y viva para los valores presentados en las tablas 3.6 y 3.7:

Utilizando las Cargas Máximas de Tabla 3.7:

Puntuales

Para punto "A" (según figura 3.3):

Carga Muerta 87.00 kg y Carga Viva 25.00 kg

Carga de diseño = Carga Muerta + Carga Viva

Entonces: Carga de diseño = $87.00 + 25.00 = 112.00$ kg

Para punto "B" (según figura 3.3):

Carga Muerta 168.00 kg y Carga Viva 48.00 kg

Carga de diseño = $168.00 + 48.00 = 216.00$ kg

Distribuidas

Para ejes X: $1X = 4X$

$1X \rightarrow$ Carga Muerta Total = 1155.00 kg/m

Carga Viva Total = 0.00 kg/m

Carga de diseño = $1155.00 + 0.00 = 1155.00$ kg

$2X = 3X \rightarrow$ Carga Muerta Total = 770.00 kg/m

Carga Viva Total = 0.00 kg/m

Carga de diseño = $770.00 + 0.00 = 770.00$ kg

Para ejes Y:

1Y → Carga Muerta Total = 1264.00 kg/m

Carga Viva Total = 31.00 kg/m

Carga de diseño = 1264.00 + 31.00 = 1295.00 kg

2Y → Carga Muerta Total = 980.00 kg/m

Carga Viva Total = 60.00 kg/m

Carga de diseño = 980.00 + 60.00 = 1040.00 kg

Definición de Cargas:

Carga Muerta: Fuerza producida por la acción del peso propio de la estructura.

Carga Viva: Fuerza producida debido a la operación y uso de la estructura.

Carga de Diseño: Fuerza producida por Carga Muerta mas Carga Viva.

Los cálculos anteriores solo consideran los valores máximos para las paredes de colindancia e interiores en el diseño de las fundaciones.

3.2.- Solera de fundación

3.3.1.-Cálculo.

Para el cálculo de la solera de fundación se deben tomar en cuenta los parámetros siguientes:

- Tipo de pared.

- Pre-dimensionamiento de la solera de fundación.
- Esfuerzo de la mampostería.
- Esfuerzo del concreto, f'_c
- Esfuerzo del acero, f_y
- La carga actuante ya sea distribuida o concentrada en el centro del claro del eje.
- Modulo de reacción del suelo, B_s

Definido lo anterior, los datos de entrada son los siguientes:

- Paredes: bloque de concreto, de 15cm x 20cm x 40cm en paredes de colindancia y de 10cm x 20cm x 40cm en paredes interiores con una resistencia a la compresión de 117kg/cm².
- Peso volumétrico del concreto reforzado igual a 2400 kg/m³
- Resistencia a la compresión del concreto 210 kg/cm² y Modulo de elasticidad dada la ecuación $15100 \sqrt{f'_c}$, entonces $15100 \sqrt{210}$ igual a 218819.8 kg/cm²
- Módulo de reacción del suelo, B_s igual 6.92 kg/cm³ = 250 pci.¹⁷
- Pre-dimensionamiento de la solera de fundación: ancho 35 cm y altura 25 cm

3.3.2. Procedimiento de Diseño

Definido los datos de entrada se realiza el procedimiento de diseño por medio de la condiciones de carga máximas en las paredes de colindancia e interiores, (según apartados anteriormente desarrollados).

¹⁷ Es obtenido por medio de ensayos de campo, AASHTO T-222: Prueba de Placa de Carga No repetitiva, valor de suelo de baja a media capacidad y se define como la capacidad de tiene el suelo de soporte por deformación.

Para las paredes de colindancia el valor de carga es siguiente:

Carga Puntual = 0 kg; Carga Distribuida = 1295.00 kg/m; y Longitud 6.70 m

Carga puntual total = 1295.30 kg/m x 6.70 m = 8676.50 kg

Encontrando longitud elástica (Definido en ecuación 2.7)

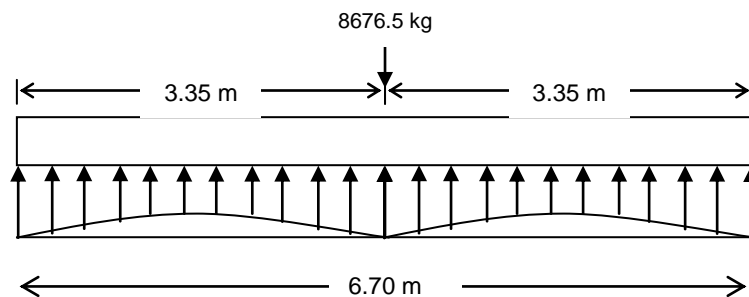
$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B_s a}}$$

$$I = \frac{1}{12} (base)(altura)^3$$

$$\text{Longitud elástica} = \sqrt[4]{\frac{4(281819.79)\left(\frac{1}{12}(35)(25)^3\right)}{6.92(35)}}$$

L = 113.28 cm; longitud geométrica igual a 6.70 m = 670.00 cm,

entonces Longitud geométrica > Longitud elástica, aplicar caso II según apartado 2.6.3



Para el calculo de las presiones utilizaremos las ecuaciones 2.9 y 2.11

$$\text{presión} = B_s^* y$$

$$y = \frac{P}{2aLBs} f_1(u)$$

$$f_1(u) = e^{-u}(\text{sen } u + \text{cos } u); u = \frac{x}{L}$$

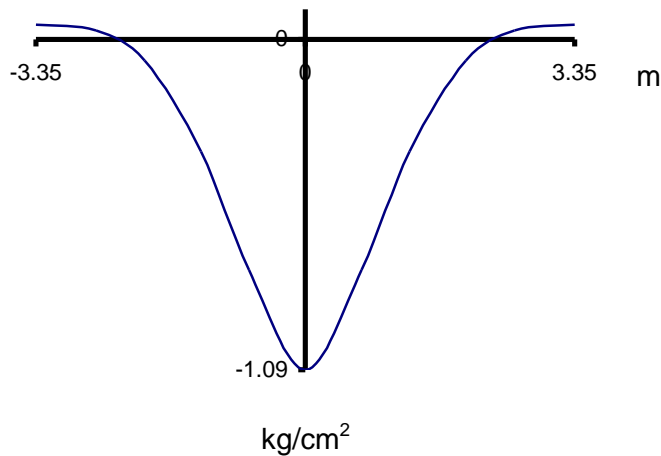
Tabulando los datos:

Tabla 3.8: Calculo de presiones

x m	u = x/L	f ₁ (u)	P/2La kg/cm ²	p kg/cm ²
0	0.00	1.0000	1.09	1.09
0.70	0.70	0.6997	1.09	0.76
1.30	1.30	0.3356	1.09	0.37
2.00	2.00	0.0667	1.09	0.07
2.60	2.60	-0.0254	1.09	-0.03
3.35	3.35	-0.0415	1.09	-0.05

El origen de la función esta en el punto de aplicación de la carga "P", a los efectos de la presión sobre el terreno interesan solamente los valores que son positivos ya que al hablar de presiones negativas no tiene sentido.

Fig 3.6: Diagrama de Presiones: Tabulando los datos de la tabla 3.8



Para el calculo de los momentos utilizaremos las ecuación 2.12

$$M = \frac{PL}{4} f_2(u) \quad \text{Siendo: } f_2(u) = -e^u (\text{sen } u - \text{cos } u)$$

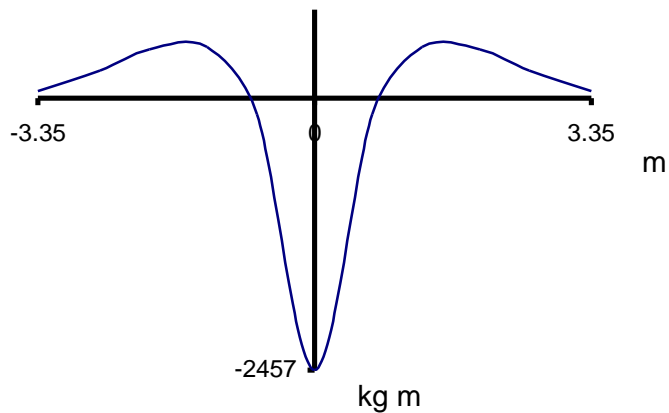
Tabulando los datos:

Tabla 3.9: Calculo de Momentos Flectores

x m	u =x/L	f₂(u)	PL/4 kg m	M kg m
0	0.00	1.0000	2457.04	2457.04
0.70	0.70	0.0599	2457.04	147.18
1.30	1.30	-0.1897	2457.04	-466.10
2.00	2.00	-0.1794	2457.04	-440.79
2.60	2.60	-0.1019	2457.04	-250.37
3.35	3.35	-0.0272	2457.04	-66.83

Por ser simétrica la solera solo se ha calculado una semilongitud.

Fig. 3.7: Diagrama de Momentos:: tabulando los datos de la tabla 3.9



Para el calculo de los esfuerzos cortantes utilizaremos las ecuación 2.13

$$V = \frac{P}{2} f_3(u) \quad \text{Siendo: } f_3(u) = e^{-u} \cos u$$

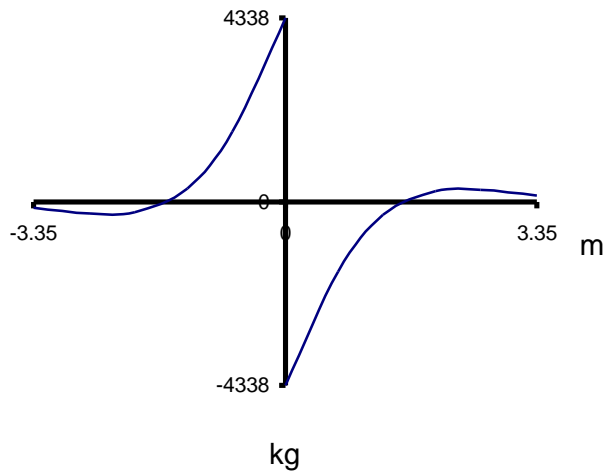
Tabulando los datos:

Tabla 3.10: Calculo de Esfuerzos Cortantes

x m	u =x/L	f ₃ (u)	-P/2 kg	V kg
0	0.00	1.0000	-4338.25	-4338.25
0.70	0.70	0.3798	-4338.25	-1647.67
1.30	1.30	0.0729	-4338.25	-316.26
2.00	2.00	-0.0563	-4338.25	244.24
2.60	2.60	-0.0636	-4338.25	275.91
3.35	3.35	-0.0344	-4338.25	149.24

Se calculan los esfuerzos cortantes "V" para los distintos puntos situados a la derecha de la carga "P", para la rama izquierda se debe cambiar el signo.

Fig. 3.8: Diagrama de Esfuerzos cortantes: tabulando los datos de la tabla 3.10



Para las paredes interiores el valor de carga es siguiente:

Carga Puntual = 216.00 kg; Carga Distribuida = 1040.00 kg/m; y Longitud 6.7 m

Carga puntual total = 216.00 kg + 1040.00 kg/m x 6.7 m = 7184.00 kg

Encontrando longitud elástica (Definido en ecuación 2.7)

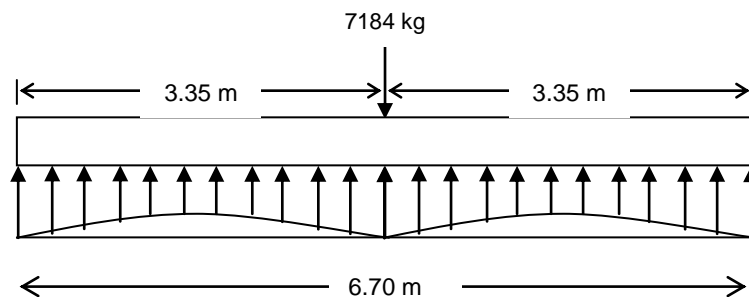
$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B_s a}}$$

$$I = \frac{1}{12} (base)(altura)^3$$

$$\text{Longitud elástica} = \sqrt[4]{\frac{4(281819.79)\left(\frac{1}{12}(35)(25)^3\right)}{6.92(35)}}$$

L = 113.28 cm; longitud geométrica igual a 6.70 m,

entonces Longitud geométrica > Longitud elástica, aplicar caso II según apartado 2.6.3



Para el calculo de las presiones utilizaremos las ecuaciones 2.9 y 2.11

$$\text{presión} = Bs \cdot y$$

$$y = \frac{P}{2aL Bs} f_1(u)$$

$$f_1(u) = e^{-u}(\text{sen } u + \text{cos } u); u = \frac{x}{L}$$

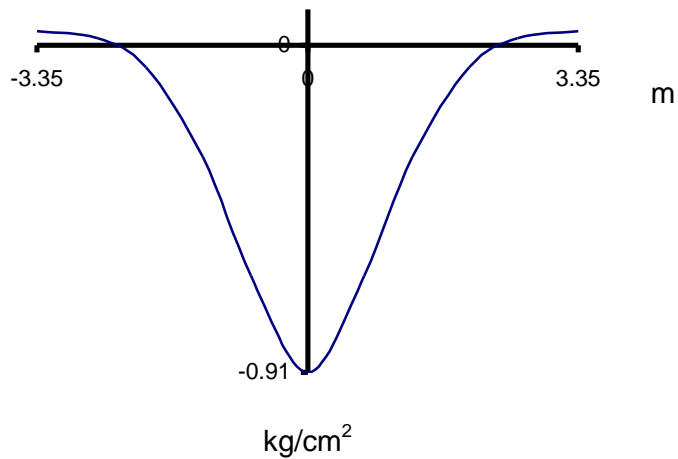
Tabulando los datos:

Tabla 3.11: Calculo de presiones

x m	u = x/L	f ₁ (u)	P/2La kg/cm ²	p kg/cm ²
0	0.00	1.0000	0.91	0.91
0.70	0.70	0.6997	0.91	0.64
1.30	1.30	0.3356	0.91	0.31
2.00	2.00	0.0667	0.91	0.06
2.60	2.60	-0.0254	0.91	-0.02
3.35	3.35	-0.0415	0.91	-0.04

El origen de la función esta en el punto de aplicación de la carga "P", a los efectos de la presión sobre el terreno interesan solamente los valores que son positivos ya que al hablar de presiones negativas no tiene sentido.

Fig. 3.9: Diagrama de Presiones: tabulando los datos de la tabla 3.11



Para el calculo de los momentos utilizaremos las ecuación 2.12

$$M = \frac{PL}{4} f_2(u) \quad \text{Siendo: } f_2(u) = -e^u (\text{sen } u - \text{cos } u)$$

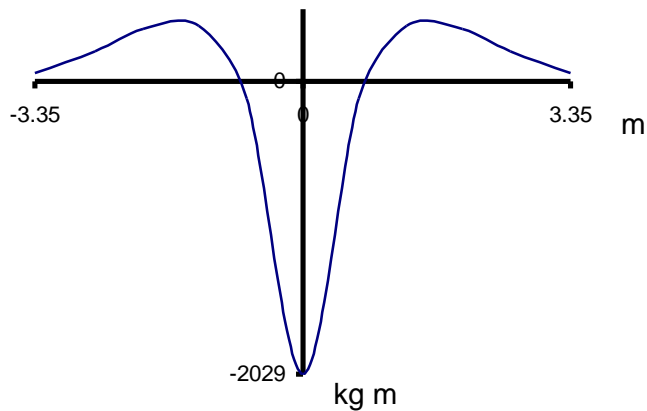
Tabulando los datos:

Tabla 3.12: Calculo de Momentos flectores

x m	u =x/L	f ₂ (u)	PL/4 kg m	M kg m
0	0.00	1.0000	2029.48	2029.48
0.70	0.70	0.0599	2029.48	121.57
1.30	1.30	-0.1897	2029.48	-384.99
2.00	2.00	-0.1794	2029.48	-364.09
2.60	2.60	-0.1019	2029.48	-206.80
3.35	3.35	-0.0272	2029.48	-55.20

Por ser simétrica la solera solo se ha calculado una semilongitud.

Fig. 3.10: Diagrama de Momentos: tabulando los datos de la tabla 3.12



Para el calculo de los esfuerzos cortantes utilizaremos las ecuación 2.13

$$V = \frac{P}{2} f_3(u) \quad \text{Siendo: } f_3(u) = e^{-u} \cos u$$

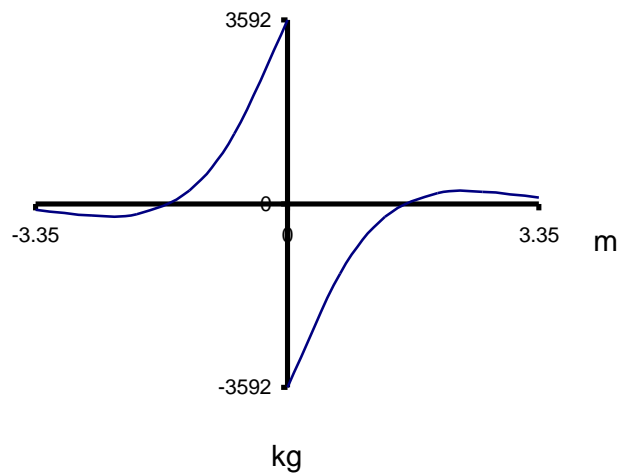
Tabulando los datos:

Tabla 3.13: Calculo de Esfuerzos cortantes

x m	u =x/L	f ₃ (u)	-P/2 kg	V kg
0	0.00	1.0000	-3592.00	-3592.00
0.70	0.70	0.3798	-3592.00	-1364.24
1.30	1.30	0.0729	-3592.00	-261.86
2.00	2.00	-0.0563	-3592.00	202.23
2.60	2.60	-0.0636	-3592.00	228.45
3.35	3.35	-0.0344	-3592.00	123.56

Se calculan los esfuerzos cortantes "V" para los distintos puntos situados a la derecha de la carga "P", para la rama izquierda se debe cambiar el signo.

Fig. 3.11: Diagrama de Esfuerzos cortantes: tabulando los datos de la tabla 3.13



3.3.1.- Dimensionamiento de la sección de la estructura

A continuación se muestra la sección de solera de fundación la cual tiene que cumplir la siguientes parámetros:

- Acero mínimo, ACI 318-02 (10.5.1), área de acero mínimo. A_s min.
- Recubrimiento, ACI 318-02 (7.7.1), espesor mínimo de concreto. r .
- Contribución de concreto por esfuerzos cortantes, ACI 318-02 (11.3.1.1), V_c .
- Separación requerida, ACI 318-02 (7.10), longitud entre varillas de refuerzo. S .

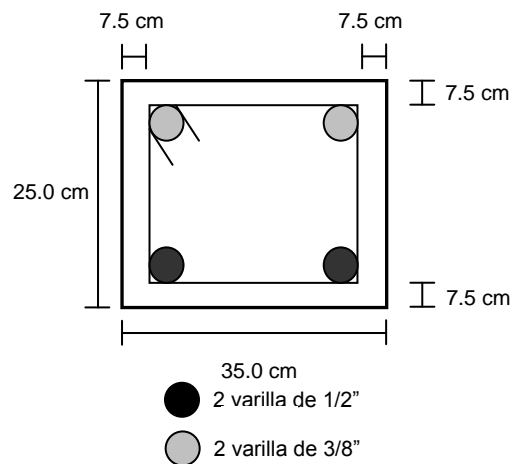
Se tiene los siguientes datos de entrada:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ancho, } a = 35.0 \text{ cm ; altura, } h = 25.0 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = \text{altura} - \text{recubrimiento} = 25.0 - 7.5 = 17.50 \text{ cm}$$

Fig. 3.12: Sección propuesta



$$A_s \text{ min} = \frac{0.82\sqrt{f_c} (a)(d)}{f_y} \text{ y no menos que } \frac{14.4(a)(d)}{f_y} \text{ según ACI 318-02 (10.5.1)}$$

Sustituyendo:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.82\sqrt{210} (35)(17.5)}{2800} = 2.60 \text{ cm}^2 \text{ y no menos que } A_s \text{ min} = \frac{14.4(35)(17.5)}{2800} = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces } A_s \text{ m\u00edn} = 3.15 \text{ cm}^2$$

La secci\u00f3n posee 2 varillas de 3/8" y 2 varillas de 1/2" que es igual a:

$$A_s \text{ de una varilla de } 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2, A_s \text{ de una varilla de } 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$A_s = 2(0.71 \text{ cm}^2) + 2(1.29 \text{ cm}^2) = 4.00 \text{ cm}^2, \text{ el cual es mayor que } 3.15 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la secci\u00f3n con acero corrido:

$$A_s = \rho(a)(d) ; \text{ despejando } \rho = \frac{A_s}{(a)(d)}$$

Donde:

ρ = Raz\u00f3n del refuerzo por concreto

Sustituyendo:

$$\rho = \frac{4.00}{(35.0)(17.5)} = 0.006531$$

Debe cumplir: el rango entre ρ m\u00ednimo y ρ m\u00e1ximo, entonces:

$$14/f_y < \rho < 0.75 \rho_b$$

$$0.0051 < \rho < 0.025$$

$$0.0051 < 0.006531 < 0.025 \text{ ok.}$$

La cuantía de acero: $w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$

Sustituyendo

$$w = \frac{(0.006531)(2800)}{210} = 0.08708$$

Momento = $\phi M_n = \phi w f'_c (1 - 0.59w) a d^2$; $\phi = 0.90$

Donde:

$$\text{Momento} = \phi M_n = \text{Momento último de diseño}$$

$$\phi M_n = (0.9)(0.08708)(210)[1 - 0.59(0.08708)](35)(17.5)^2$$

$$\phi M_n = 167347.0 \text{ kg-cm} = 1673.5 \text{ kg-m}$$

$$1673.5 \text{ kg-m} < 2029 \text{ kg-m} \text{ Momento producido por paredes interiores}$$

$$1673.5 \text{ kg-m} < 2457 \text{ kg-m} \text{ Momento producido por paredes de colindancia}$$

$$\phi M_n < M; \text{ Rediseñar}$$

De la sección anterior propuesta se le modificara la altura de 25 cm a 30 cm, entonces:

$$\text{Altura, } h = 30.0 \text{ cm } d = \text{peralte efectivo} = \text{altura} - \text{recubrimiento} = 30.0 - 7.5 = 22.50 \text{ cm}$$

La sección posee 2 varillas de 3/8" y 2 varillas de 1/2" que es igual a:

As de una varilla de 3/8" = 0.71 cm², As de una varilla de 1/2" = 1.29 cm²

Entonces:

As = 2(0.71 cm²) + 2(1.29 cm²) = 4.00 cm², el cual es mayor que 3.15 cm²

Capacidad de la sección con acero corrido:

$$As = \rho(a)(d) ; \text{ despejando } \rho = \frac{As}{(a)(d)}$$

Sustituyendo:

$$\rho = \frac{4.00}{(35.0)(22.5)} = 0.005079$$

Debe cumplir: $14/f_y < \rho < 0.75 \rho_b$

$$0.0051 < \rho < 0.025$$

$$0.0051 < 0.005079 < 0.025 \text{ No.}$$

Utilizar el mínimo $\rho = 0.0051$

La cuantía de acero: $w = \frac{\rho f_y}{f'c}$

Sustituyendo

$$w = \frac{(0.005100)(2800)}{210} = 0.06800$$

Momento = $\phi M_n = \phi w f'c (1-0.59w) ad^2$; $\phi = 0.90$

$$\phi M_n = (0.9)(0.068)(210)[1-0.59(0.068)](35)(22.5)^2$$

$$\phi M_n = 218585.2 \text{ kg-cm} = 2185.9 \text{ kg-m}$$

2185.9 kg-m > 2029 kg-m Momento producido por paredes interiores (según Fig. 3.8) ok -

2185.9 kg-m < 2457 kg-m Momento producido por paredes de colindancia

Dado los resultados se rediseñara la sección anterior para paredes de colindancia, por lo tanto se hace la siguiente modificación:

Se propone nueva cantidad de acero en la sección de 2N°3 y 2N°4 a 4N°4

La sección posee 4 varillas de ½" que es igual a:

As de una varilla de ½" = 1.29 cm², entonces:

$$A_s = 4(1.29 \text{ cm}^2) = 5.16 \text{ cm}^2, \text{ el cual es mayor que } 3.15 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección con acero corrido:

$$A_s = \rho(a)(d) ; \text{ despejando } \rho = \frac{A_s}{(a)(d)}$$

Sustituyendo:

$$\rho = \frac{5.16}{(35.0)(22.5)} = 0.006552$$

Debe cumplir: $14/f_y < \rho < 0.75 \rho_b$

$$0.0051 < \rho < 0.025$$

$$0.0051 < 0.006552 < 0.025 \text{ ok.}$$

La cuantía de acero: $w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$

Sustituyendo

$$w = \frac{(0.006552)(2800)}{210} = 0.08736$$

Momento = $\phi M_n = \phi w f'_c (1 - 0.59w) a d^2$; $\phi = 0.90$

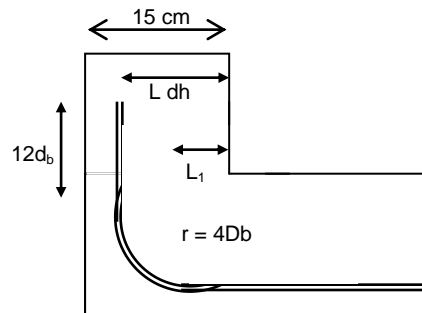
$$\phi M_n = (0.9)(0.08736)(210)[1 - 0.59(0.08736)](35)(22.5)^2$$

$$\phi M_n = 277476.0 \text{ kg-cm} = 2774.8 \text{ kg-m}$$

2774.8 kg-m > 2457 kg-m Momento producido por paredes de colindancia (según Fig. 3.5) ok -

Detalle del gancho, adherencia y anclaje ACI 318-02 (7.1.2)

Fig 3.13: Detalle del gancho, adherencia y anclaje



$L_A = L_{dh}$ = Longitud de desarrollo del gancho

d_b = Diámetro nominal de la varilla

r = Radio de doblado

Longitud de anclaje, $L_A = L_1 + \frac{1}{4} \text{perímetro} + 12 d_b$

$$L_1 = \text{longitud disponible} - \text{radio de dobléz} = L_{\text{disponible}} - 4d_b$$

$$L_{\text{disponible}} = \text{Ancho de columna} - \text{recubrimiento} - \varnothing_{\text{estribo N}^\circ 3} - \varnothing_{\text{refuerzocolumna N}^\circ 3}$$

Sustituyendo:

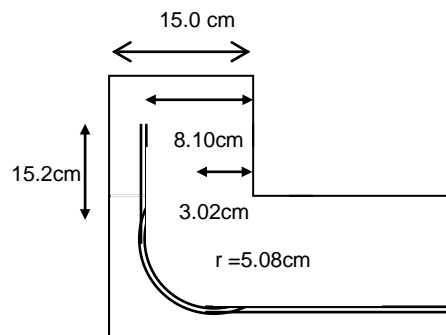
$$L_{\text{disponible}} = 15.0 \text{ cm} - 5.0 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm} = 8.10 \text{ cm}$$

$$L_1 = 8.10 \text{ cm} - 4(1.27 \text{ cm}) = 3.02 \text{ cm}$$

$$L_A = L_1 + \frac{1}{4}(2\pi r) + 12d_b = 3.02 + \frac{1}{4}(2\pi(4 \times 1.27)) + 12(1.27)$$

$$L_A = 26.2 \approx 26.5 \text{ cm}$$

Fig 3.14: Detalle del gancho, adherencia y anclaje



Calculo por esfuerzo cortante, V

Cortante de diseño = 4338.00 kg (el mas desfavorable, correspondiente a las paredes de colindancia, ver Fig. 3.6)

$$V = 4338.00 \text{ kg}$$

Contribución del concreto, según ACI 318-02 (11.3.1.1)

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d ; \phi = 0.85$$

$$\phi V_c = (0.85)(0.53) \sqrt{210} (35)(22.5) = 5141.1 \text{ kg}$$

Contribución de acero:

$$\phi V_s = V - \phi V_c$$

$$\phi V_s = 4062.7 - 5141.1 = - 1078.4 \text{ kg}$$

$$V_s = -1268.7 \text{ kg}$$

Lo que significa que la sección de concreto es suficiente para soportar el esfuerzo por cortante.

Separación requerida, según ACI 318-02 (11.5.6.2):

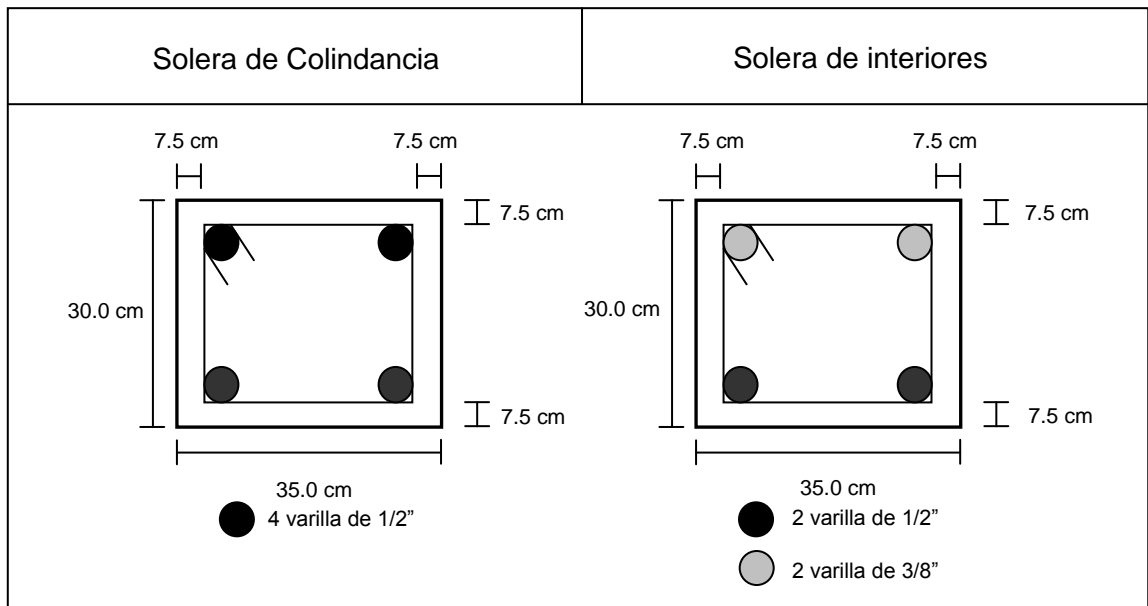
Usando estribos N°2: $A_v = 0.32 \text{ cm}^2$; $A_v = \text{Área de la varilla}$; $S = \text{Separación}$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Recordemos que V_s es negativo por lo que el calculo será siempre fuera de los parámetros de diseño, lo cual nos lleva a los valores de distancias mínimas de separación para los estribos.

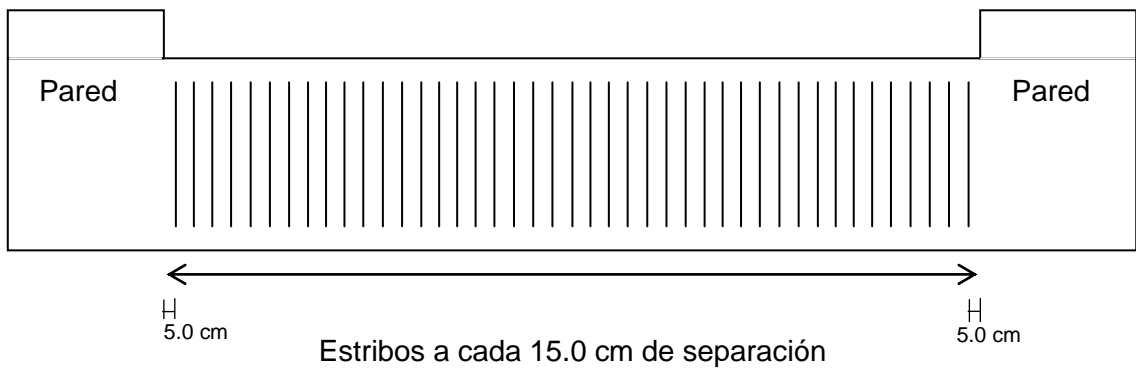
$$S = 15.00 \text{ cm}$$

Fig. 3.15: Secciones de Soleras



Los estribos se colocan a una distancia de 15.00 cm en toda la solera.

Fig. 3.16: Detalle del espaciamiento de los Estribos



Se colocara refuerzo vertical a partir de las soleras de fundación hasta la solera de coronamiento a cada 60.0 cm.

3.3.- Losa de fundación

3.3.1. Cálculo

Los datos de entrada son los siguientes:

- Paredes: bloque de concreto, de 15cm x 20cm x 40cm en paredes de colindancia y de 10cm x 20cm x 40cm en paredes interiores con una resistencia a la compresión de 117 kg/cm².
- Peso volumétrico del concreto reforzado igual a 2400 kg/m³
- Resistencia a la compresión del concreto 210 kg/cm² y Modulo de elasticidad dada la ecuación $15100\sqrt{f'c}$, entonces $15100\sqrt{210}$ igual a 218819.8 kg/cm²
- Modulo de reacción del suelo igual 6.92 kg/cm³

3.3.2. Procedimiento de Diseño, dimensionamiento de la sección, espesor de la estructura

De acuerdo a lo desarrollado en el apartado 3.1.3. Carga de la estructura de este capitulo, se obtuvieron los siguientes datos, según muestra la tabla:

Tabla 3.14: Cargas Distribuidas

Eje	Tramo	Carga Muerta distribuida por techo (kg/m)	Carga Muerta distribuida por paredes (kg/m)	Carga Muerta distribuida Total (kg/m)	Carga Viva distribuida por techo (kg/m)	Carga Viva distribuida por paredes (kg/m)	Carga Viva distribuida Total (kg/m)
1y	1x – 2x	108.50	1155.00	1263.5 ≈ 1264.00	31.00	---	31.00 ≈ 31.00
	2x – 3x						
	3x – 4x						
2y	1x – 2x	210.00	770.00	980.00	60.00	---	60.00 ≈ 60.00
	2x – 3x						
	3x – 4x						
3y	1x – 2x	101.50	1155.00	1256.50 ≈ 1257.00	29.00	---	29.00 ≈ 29.00
	2x – 3x						
	3x – 4x						
1x	1y – 2y	---	1155.00	1155.00	---	---	---
	2y – 3y						
2x	1y – 2y	---	770.00	770.00	---	---	---
	2y – 3y						
3x	1y – 2y	---	770.00	770.00	---	---	---
	2y – 3y						
4x	1y – 2y	---	1155.00	1155.00	---	---	---
	2y – 3y						

Tabla 3.15: Cargas Puntuales

Punto	D = Carga Muerta (kg)	L = Carga Viva (kg)
Pa	86.80 ≈ 87.00	24.80 ≈ 25.00
Pb	168.00 ≈ 168.00	48.00 ≈ 48.00

Carga Viva² de Losa de Fundación (kg/m²)	170.00
---	--------

²Según Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de El Salvador

Dados los datos, se determina los momentos y esfuerzos cortantes que actúan utilizando el sistema losa de fundación, y para ello se utilizo un software de diseño estructural, el cual tiene el nombre de STAAD.PRO 2003.

STAAD.PRO¹⁸, es un software propiedad de Research Engineers, International (REI), a Bentley Solutions. STAAD.Pro es un programa estructural con fines generales de análisis y diseño de uso para el sector de la construcción en edificios, puentes y carreteras, presas, fundaciones y otras estructuras. Permite que el usuario cree la geometría, asigne las características de la estructura, las secciones, los materiales como el acero, el concreto, madera, aluminio, especificado. Además modela las cargas explícitamente, realiza cálculos del refuerzo para las vigas, las columnas, las losas de concretos y examina los diagramas desplazamiento, momento por flexión en viga, placas, etc sólidos. El análisis lo realiza ya sea por el análisis linear elástico y p-delta, análisis de elementos finitos, extracción de la frecuencia y reacción dinámica (espectro, historia tiempo, estado constante, etc.).

En resumen se lista los datos de entrada para el programa STAAD.PRO para el calculo de la losa de fundación es el siguiente:

- Cargas de Diseño (Cargas Muertas y Cargas Vivas).
- Dimensiones de la Losa de Fundación.
- Predimensionamiento de Soleras (Ancho x Altura = 25 cm x 50 cm).
- Espesor de Losa de Fundación (h = 12.50 cm).
- Propiedades de los Materiales (Acero, Concreto).
- Factores de diseño (Para Carga Muerta = 1.4 y Carga Viva = 1.7).

¹⁸ Ver tutorial en anexo.

Luego el programa ejecuta, procesa y determina los datos de salida (ver Anexo), según muestra la tabla resumen:

Tabla 3.16: Datos de salida del programa utilizado

	Losa*	L/C*	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)		Momento Flexión (kg m/m)		
			Qx	Qy	Mx	My	Mxy
Max Qx	108	3	1.270	0.143	0.015	0.159	0.057
Max Qy	241	3	0.147	-1.154	0.173	0.023	-0.044
Max Mx	243	3	0.090	0.185	0.319	0.208	-0.000
Max My	110	3	-0.151	-0.070	0.247	0.317	0.008
Max Mxy	101	3	0.388	-0.289	0.060	0.047	0.079

* Según nomenclatura del programa, ver anexo.

Diseño del Acero de Refuerzo por Flexión

Eje X

$$Mu_{(+)} = 319.00 \text{ kg m/m}$$

Utilizando: $Mu = \emptyset w f'c (1-0.59w) ad^2$; $\emptyset = 0.90$ y despejando $w =$ cuantía de acero,

$d =$ espesor medio de losa y asumiendo $b = 1.00 \text{ m}$, despejamos w

$$w = \frac{Mu}{\emptyset f'c ad^2}$$

$$w - 0.59w^2 = \frac{31900}{0.9 \times 210 \times 100 \times 6.25^2} = 0.043208$$

$$w = 0.0443695$$

$$\text{De } w = \frac{\rho f_y}{f'c}; \text{ despejando } \rho$$

$$\rho = \frac{wf'c}{fy} = \frac{0.0443695 \times 210}{2800} = 0.003328$$

Debe cumplir: $14/fy < \rho < 0.75 \rho_b$

$$0.0051 < \rho < 0.025$$

$$0.0051 < 0.003328 < 0.025 \text{ No Cumple.-.}$$

Usar $\rho = 0.0051$

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.0051 \times 100 \times 6.25 = 3.19 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de 3/8" que es igual a:

As de una varilla de 3/8" = 0.71 cm², entonces:

$$Sa = 100 Ai / As$$

$$Sa = 100 (0.71) / 6.25 = 11.36 \text{ cm}$$

Separación es mayor que el espesor, $S < t$,

$$11.36 \text{ cm} < 12.50 \text{ cm}$$

Entonces usar 11.00 cm, es decir:

$S = 11.00 \text{ cm}$; siempre y cuando se utilice varilla de 3/8"

Ahora, si se utiliza:

Varillas de 1/2": Área de acero de varillas de 1/2" igual a 1.29 cm², entonces:

$$Sa = 100 Ai / As$$

$$S_a = 100 (1.29) / 6.25$$

$$S_a = 20.64 \text{ cm}$$

Separación es mayor que el espesor, $S > t$,

Entonces usar el valor de $S = t = 12.50 \text{ cm}$ utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ "

Analizando las dos separaciones, utilizando varillas de $\frac{3}{8}$ " y $\frac{1}{2}$ " se concluye utilizar las varillas de $\frac{3}{8}$ " a cada 11 cm sobre el eje X

Eje Y

$$M_u (+) = 317.00 \text{ kg m/m}$$

Utilizando: $M_u = \phi w f'c (1 - 0.59w) ad^2$; $\phi = 0.90$ y despejando $w =$ cuantía de acero,
 $d =$ espesor medio de losa y asumiendo $b = 1.00 \text{ m}$, despejamos w

$$w = \frac{M_u}{\phi f'c a d^2}$$

$$w - 0.59w^2 = \frac{31700}{0.9 \times 210 \times 100 \times 6.25^2} = 0.042938$$

$$w = 0.044085$$

$$\text{De } w = \frac{\rho f_y}{f'c}; \text{ despejando } \rho$$

$$\rho = \frac{w f'c}{f_y} = \frac{0.044085 \times 210}{2800} = 0.003306$$

Debe cumplir: $14/f_y < \rho < 0.75 \rho_b$

$$0.0051 < \rho < 0.025$$

$$0.0051 < 0.003306 < 0.025 \text{ No Cumple.-.}$$

$$\text{Usar } \rho = 0.0051$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0051 \times 100 \times 6.25 = 3.19 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de 3/8" que es igual a:

As de una varilla de 3/8" = 0.71 cm², entonces:

$$S_a = 100 A_i / A_s$$

$$S_a = 100 (0.71) / 6.25 = 11.36 \text{ cm}$$

Separación es mayor que el espesor, $S < t$,

$$11.36 \text{ cm} < 12.50 \text{ cm}$$

entonces usar 11.00 cm, es decir:

$$S = 11.00 \text{ cm; siempre y cuando se utilice varilla de 3/8"}$$

Por similitud de resultados con el eje anterior se mantiene el acero de refuerzo con varillas de 3/8" y se descarta el calculo con varillas de 1/2" por comprobación del eje anterior.

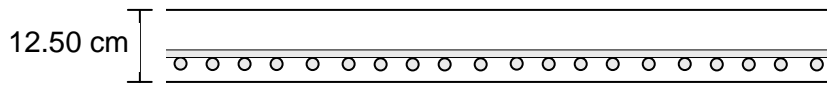
Entonces:

Tabla 3.16: Acero de refuerzo para Losa de Fundación

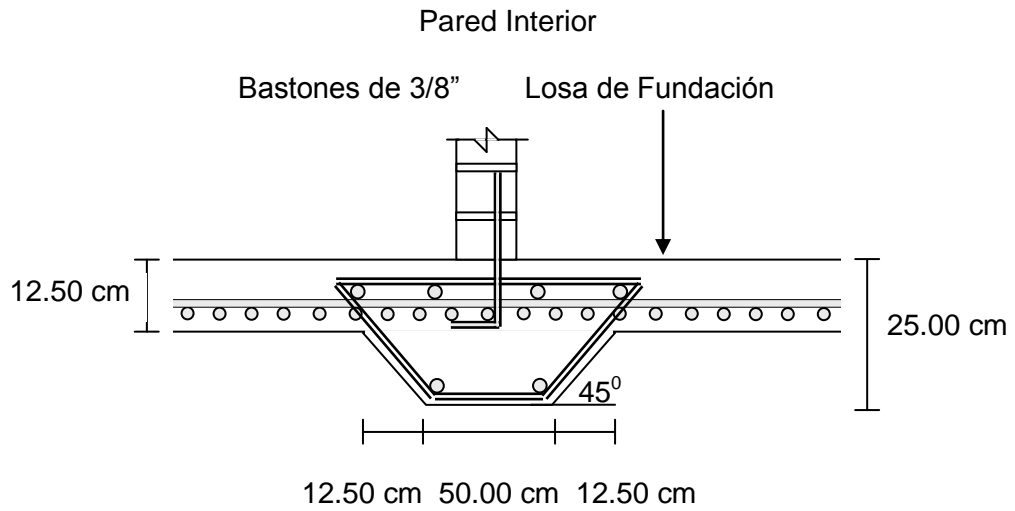
<i>Acero de refuerzo para Losa de Fundación</i>		
Eje X	Varillas de 3/8"	A cada 11 cm
Eje Y	Varillas de 3/8"	A cada 11 cm

Además de utilizar la losa de fundación para la vivienda esta será reforzada con soleras trapezoidales bajo las paredes perimetrales e interiores con un espesor doble de losa, es decir 25.0 cm de peralte y un ancho efectivo de 50.00 cm, también tendrá un cambio de sección entre la solera y la losa de forma gradual con un ángulo de 45° y un acero de refuerzo para la solera de 3/8", para mayor detalle ver figuras:

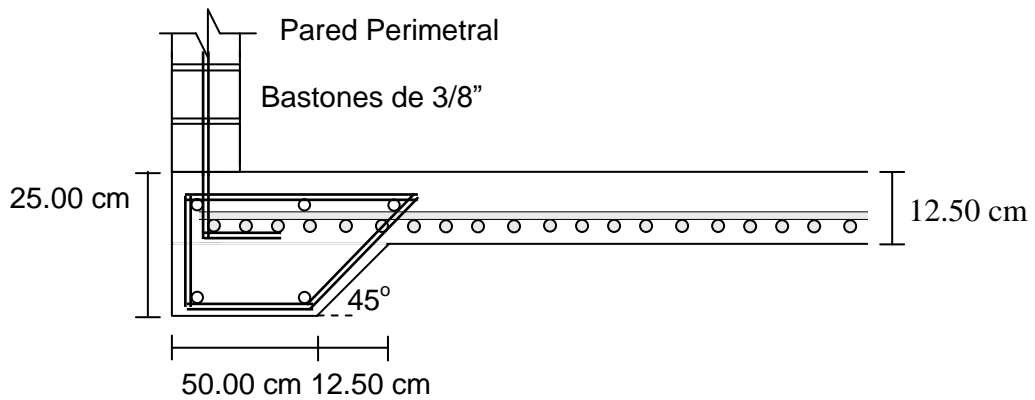
Fig. 3.17: Detalle del Diseño de la Losa de Fundación



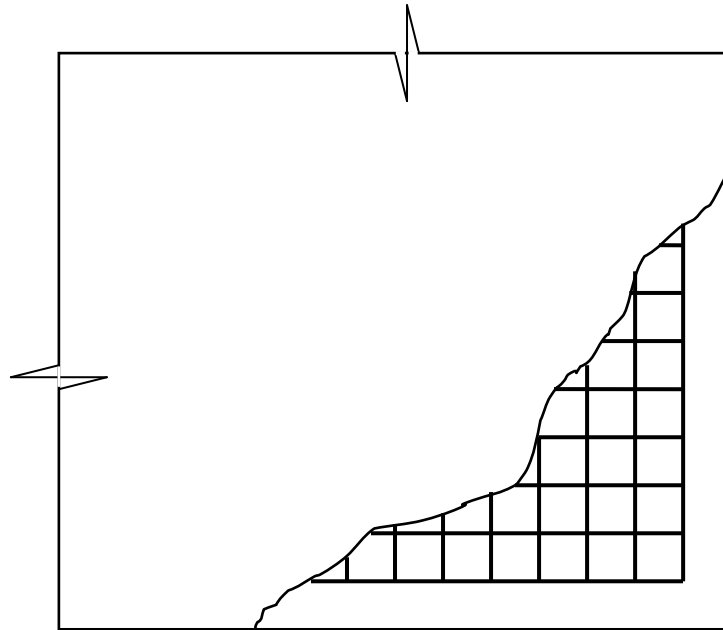
Acero de 3/8" a cada 11.00 cm, en ambos ejes



Acero de 3/8" a cada 11.00 cm, en ambos ejes
Solera: Acero longitudinal y Estribos de 3/8"



Acero de 3/8" a cada 11.00 cm, en ambos ejes
Solera: Acero longitudinal y Estribos de 3/8"



Malla: Acero de 3/8" a cada 11.00 cm, en ambos ejes
Sin Escala, malla coloca a partir de 7.5 cm del borde de la losa

CAPITULO IV

ANALISIS ECONÓMICO

4.1.- Consideraciones generales

De acuerdo a la vivienda descrita en el capítulo III, se realizará un análisis económico donde se detallará cada una de las variables de toda índole para el desarrollo de la misma vivienda, con el fin de determinar en dicho análisis conclusiones entorno al sistemas de fundación utilizado.

Se proporcionaran los datos característicos acerca de la construcción de la vivienda modelo por el sistema de fundación que se trate, y las partes más importantes de su proceso constructivo.

Además se establecerán especificaciones a que debe estar sujeta la ejecución de la obra, ya sea características generales, dimensión, la clase de los materiales, sistemas o procedimientos de trabajo, entre otros.

4.1.1. - Listado de costos

A continuación se detallan las siguientes tablas las cuales reflejaran los costos para llevar a cabo la vivienda de acuerdo al sistema de fundación en estudio.

Los materiales con los cuales se conformara la vivienda tipo, se detallan a continuación con su costo promedio comercial en el periodo de elaboración de este estudio¹⁹, para lo cual los siguientes son los comunes entre ambos sistemas de fundación en estudio.

Tabla 4.1: Materiales vrs costo

MATERIALES VRS COSTO					
Nº	Materiales	Unidad	Cantidad	Costo Unitario \$	Costo Total \$
1	Costanera	varas	4.00	0.65	2.60
2	Regla pacha	varas	8.00	0.40	3.20
3	Tabla	varas	24.00	1.50	36.00
4	Cuartón	varas	18.00	1.45	26.10
5	Agregado grueso, grava	m ³	0.70	28.00	19.60
6	Agregado fino, arena	m ³	1.30	7.50	9.75
7	Cemento para albañilería, ASTM C-91 tipo M	bolsa	21.00	4.85	101.85
8	Agua ^a				
9	Hierro, N°2 liso, grado 40	qq	2.57	26.00	66.82
	Hierro, N°3 corrugado, grado 40	qq	6.39	28.50	182.12
10	Alambre de amarre	lb	2.00	0.450	0.90
11	Bloque de concreto tipo Strecher 10x20x40	c/u	427.00	0.33	140.91
12	Bloque de concreto tipo Strecher 15x20x40	c/u	809.00	0.43	347.87
13	Bloque dado 10x20x20	c/u	71.00	0.24	17.04
14	Bloque dado 15x20x20	c/u	69.00	0.35	24.15
15	Bloque de concreto tipo solera 10x20x40	c/u	80.00	0.41	32.80
16	Bloque de concreto tipo solera 15x20x40	c/u	128.00	0.52	66.56
17	Lamina de fibrocemento 10 gris 103 cm 7"	c/u	20.10	12.40	249.24
18	Polin "C" de 4"	m	15.00	3.310	49.65
19	Accesorios para techado (tramos de 5" y capuchones)	c/u	20.00	0.090	1.80

¹⁹ Diciembre 2005.

20	Poliducto de 1/2"	ml	35.00	0.120	4.20
21	Alambre eléctrico, THHN N°8	ml	1.00	0.730	0.73
22	Alambre eléctrico, THHN N°10	ml	1.50	0.430	0.65
23	Alambre eléctrico, THHN N°12	ml	39.00	0.280	10.92
24	Alambre eléctrico, THHN N°14	ml	25.00	0.180	4.50
25	Cajas rectangulares 4" x 2"	c/u	11.00	0.350	3.85
26	Cajas octagonales de 4"	c/u	7.00	0.350	2.45
27	Switch doble integral c/placa M1200MAB	c/u	5.00	2.600	13.00
28	Toma doble integral c/placa M1211MAB	c/u	6.00	1.900	11.40
29	Receptáculo	c/u	7.00	0.500	3.50
30	Tablero	c/u	1.00	8.00	8.00
31	Piso tipo terrazo	unidad	610.00	0.35	213.50
32	Accesorios para aguas potables (válvulas, codos, T, grifos)	juego	1.00	85.00	85.00
33	Accesorios para aguas negras (válvulas, codos, reductores, sifón, Yees)	juego	1.00	120.00	120.00
34	Tubería PVC 315 psi para agua potable, $\varnothing = \frac{1}{2}$ "	ml	19.00	2.600	49.40
35	Tubería PVC 80 psi para aguas negras, $\varnothing = 4$ "	ml	27.00	3.55	95.85
36	Tubería para aguas lluvias, $\varnothing = 4$ "	ml	12.00	3.55	42.60
37	Sanitario	unidad	1.00	42.950	42.95
38	Ducha	unidad	1.00	1.800	1.80
39	Lavadero	unidad	1.00	29.38	29.38
40	Lavamanos	unidad	1.00	24.250	24.25
41	Puerta	unidad	5.00	60.00	300.00
421	Ventana	m ²	3.00	5.58	16.74
				TOTAL	2463.63

^aLa cantidad de agua será determinada mediante una aproximación a las necesidades de los materiales que necesitan este suministro.

Para las soleras de fundación, según la sección mostrada en el capítulo III, para la vivienda modelo son los siguientes:

Tabla 4.2: Materiales vrs costo

MATERIALES VRS COSTO					
N°	<i>Materiales</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Costo Unitario \$</i>	<i>Costo Total \$</i>
1	Agregado grueso, grava	m ³	2.44	28.00	68.32
2	Agregado fino, arena	m ³	2.03	7.50	15.225
3	Cemento para uso general, Pórtland tipo I	bolsa	35.45	5.70	202.07
4	Hierro, N°2, grado 40	qq	2.06	26.50	54.59
4	Hierro, N°3 corrugado, grado 40	qq	0.38	28.50	10.83
5	Hierro, N°4 corrugado, grado 40	qq	2.99	28.50	85.215
6	Alambre de amarre	lb	1.00	0.450	0.45
				TOTAL	436.70

Para la losa de fundación, según la sección mostrada en el capítulo III, para la vivienda modelo son los siguientes:

Tabla 4.3: Materiales vrs costo

MATERIALES VRS COSTO					
N°	<i>Materiales</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Costo Unitario \$</i>	<i>Costo Total \$</i>
1	Agregado grueso, grava	m ³	4.32	28.00	120.96
2	Agregado fino, arena	m ³	3.60	7.50	27.00
3	Cemento para uso general, Pórtland tipo I	bolsa	62.70	5.70	357.39
4	Hierro, N°3 corrugado, grado 40	qq	15.75	28.50	448.88
6	Alambre de amarre	lb	2.00	0.450	0.90
				TOTAL	955.13

4.1.2.- Mano de obra

El personal adecuado para cada una de las actividades del proceso constructivo para una vivienda esta relacionado a lo siguiente:

- Experiencias anteriores de casos reales.
- Espacio físico de la vivienda.
- Tiempo adecuado para la terminación de las actividades.
- Rendimiento por hora – hombre.

Aquí se determinara el personal necesario para cada una de las actividades, la cantidad de personal es tal que pueda satisfacer las condiciones de rapidez y eficiencia necesaria para que el tiempo de realización de todo el proceso constructivo de una vivienda, este cercano al óptimo.

El rendimiento involucra la productividad de la mano de obra, las condiciones de trabajo, las herramientas adecuadas al proceso, la variación de capacidad del personal, la composición de una cuadrilla, la utilización de equipos adecuados y el factor escala.

Concepto de rendimiento: La relación entre la producción obtenida, y los recursos necesarios para obtenerla.

Para la determinación de los rendimientos de cada una de las actividades del proceso constructivo, se estimo a experiencias de personal involucrados en dichas actividades que ejecutaron proyectos de construcción de viviendas utilizando los sistemas

de fundación en estudio. Se tomaron los datos mediante el cuadro que se muestra a continuación:

Tabla 4.4: Calculo de Rendimiento

Sistema de fundación			N°	Actividad:	
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real
Rendimiento					

Se tomaron para cada una de las actividades tres muestras, las cuales fueron consideradas lo suficientemente representativo al proyecto, para que dentro de este tiempo cubra cualquier perdida en la realización de la actividad, entre ellas cabe mencionar::

- Perdidas imputables al obrero.
- Perdidas debido a deficiencias de dirección.
- Perdidas debido a la utilización de métodos ineficientes de trabajo.

Para la determinación de los rendimientos de utilizo la siguiente:

$$R = \frac{U}{(t)(P)} \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde:

R = Rendimiento de la actividad²⁰.

U = Cantidad de Obra muestreada

P = Personal ocupado en la realización de la actividad muestreada.

²⁰ Adoptada por Guzmán, *Análisis Comparativo entre la utilización de equipos y procesos manuales en la construcción de obras de viviendas, 1991*

t = Tiempo de realización de la actividad muestreada según obrero.

Para muestra un ejemplo: colocación de solera de fundación

En un proyecto "x" se tiene las siguientes variables:

$$U = 48.90 \text{ m lineales}$$

$$P = 2 \text{ hombres}$$

$$t = 4 \text{ horas } 20 \text{ minutos} = 3.33 \text{ horas}$$

$$R = \text{¿?}$$

$$\text{Entonces: } R = \frac{U}{(t)(P)} = \frac{48.90}{(3.33)(2)} = 5.65 \text{ m lineales / horas hombre}$$

A continuación se muestran las tablas que describen todas las actividades para cada uno de los sistemas con su rendimiento calculado, y es de destacar que la mayoría de actividades son comunes para ambos sistemas, por lo que se hizo necesario adoptar una sola tabla para dichas actividades:

Tabla 4.5

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°1	Actividad: Trazo y niveles		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	40 m ²	4.0	4	3	40.20 m ²	
2	40 m ²	3.5				
3	40 m ²	4.5				
Rendimiento						
3.35 m ² / h-h						

Tabla 4.6

Soleras de fundación			N°2.1	Actividad: Fabricación de armadura de solera de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	5.5 qq	8.0	7.5	4	5.43 qq	
2	5.5 qq	7.0				
3	5.5 qq	8.0				
Rendimiento						
0.18 qq / h-h						

Tabla 4.7

Losa de fundación			N°2.1	Actividad: Fabricación de armadura para losa de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	16 qq	14.5	14.83	4.0	15.75 qq	
2	16 qq	15.0				
3	16 qq	15.0				
Rendimiento						
0.265 qq / h-h						

Tabla 4.8

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°2.2	Actividad: Fabricación de armadura Vertical		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	3.5 qq	10.0	10	4	3.36 qq	
2	3.5 qq	10.0				
3	3.5 qq	10.0				
Rendimiento						
0.084 qq / h-h						

Tabla 4.9

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°2.3	Actividad: Fabricación de armadura de solera intermedia		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	0.5 qq	3.5	3.0	2	0.493 qq	
2	0.5 qq	3.0				
3	0.5 qq	2.5				
Rendimiento						
0.082 qq / h-h						

Tabla 4.10

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°2.4	Actividad: Fabricación de armadura de solera de coronamiento		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	0.5 qq	3.0	3.0	2	0.493 qq	
2	0.5 qq	3.0				
3	0.5 qq	3.0				
Rendimiento						
0.082 qq / h-h						

Tabla 4.11

Soleras de fundación			N°3	Actividad: Excavación de Solera de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	10 m ³	25.0	28.0	4	10.40 m ³	
2	10 m ³	27.0				
3	10 m ³	32.0				
Rendimiento						
0.093 m ³ / h-h						

Tabla 4.12

Losa de fundación			N°3	Actividad: Excavación de Losa de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	20 m ³	30.0	28.0	4.0	20.10 m ³	
2	20 m ³	29.0				
3	20 m ³	25.0				
Rendimiento						
0.179 m ³ / h-h						

Tabla 4.13

Soleras de fundación			N°4.1	Actividad: Colocación de armadura de Solera de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	45.0 ml	4.0	5.0	3	45.7 ml	
2	45.0 ml	6.0				
3	45.0 ml	5.0				
Rendimiento						
3.05 ml / h-h						

Tabla 4.14

Losa de fundación			N°4.1	Actividad: Colocación del refuerzo para losa de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	10 m ³	4.0	4.0	4.00	10.05 m ³	
2	10 m ³	3.0				
3	10 m ³	3.0				
Rendimiento						
0.628 m ³ / h-h						

Tabla 4.15

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°4.2	Actividad: Colocación de armadura Vertical		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	270.0 ml	7.0	7.0	3	272.4 ml	
2	270.0 ml	7.0				
3	270.0 ml	7.0				
Rendimiento						
13.0 ml / h-h						

Tabla 4.16

Soleras de fundación			N°5	Actividad: Llenado de concreto de Solera de fundación		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	4.0 m ³	7.0	7.0	12	4.0 m ³	
2	4.0 m ³	7.0				
3	4.0 m ³	6.0				
Rendimiento						
0.0476 m ³ / h-h						

Tabla 4.17

Losa de fundación			N°5	Actividad: Llenado de concreto de Losa de fundación (Manual)		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	8 m ³	7.0	7.0	12.0	7.73 m ³	
2	8 m ³	8.0				
3	8 m ³	7.0				
Rendimiento						
0.092 m ³ / h-h						

Losas de fundación			N°5	Actividad: Llenado de concreto de Losa de fundación (Bomba)		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	8 m ³	2.0	2.0	7.0	7.73 m ³	
2	8 m ³	2.0				
3	8 m ³	2.0				
Rendimiento						
0.552 m ³ / h-h						

Tabla 4.18

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°6	Actividad: Pegado de block primer bloque		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	50.0 m ²	20.0	21.0	8	48.41 m ²	
2	50.0 m ²	25.0				
3	50.0 m ²	19.0				
Rendimiento						
0.29 m ² / h-h						

Tabla 4.19

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°7	Actividad: Colocación de Solera Intermedia		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	40.0 ml	1.0	1.0	8	41.5 ml	
2	40.0 ml	1.0				
3	40.0 ml	1.0				
Rendimiento						
5.19 ml / h-h						

Tabla 4.20

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°8	Actividad: Colocación de Armadura de Solera Intermedia		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	40.0 ml	1.0	1.0	8	41.5 ml	
2	40.0 ml	1.0				
3	40.0 ml	1.0				
Rendimiento						
5.19 ml / h-h						

Tabla 4.21

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°9	Actividad: Llenado de concreto de Solera intermedia		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	0.2 m ³	2.0	2.0	6	0.212 m ³	
2	0.2 m ³	1.5				
3	0.2 m ³	2.0				
Rendimiento						
0.018 m ³ / h-h						

Tabla 4.22

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°10	Actividad: Pegado de block de 2 ^{do} bloque		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	50.0 m ²	25.0	23.0	8	50.1 m ²	
2	50.0 m ²	22.0				
3	50.0 m ²	22.0				
Rendimiento						
0.27 m ² / h-h						

Tabla 4.23

Soleras de fundación / Losas de fundación			<i>*11</i>	Actividad: Hechura de Mojinete		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	3.5 m ²	6.0	7.0	6	3.35 m ²	
2	3.5 m ²	7.0				
3	3.5 m ²	7.0				
Rendimiento						
0.08 m ² / h-h						

Tabla 4.24

Soleras de fundación / Losas de fundación			<i>*12</i>	Actividad: Colocación de Solera de Coronamiento		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	30.0 ml	4.0	4.0	8	31.6 ml	
2	30.0 ml	3.0				
3	30.0 ml	4.0				
Rendimiento						
1.0 ml / h-h						

Tabla 4.25

Soleras de fundación / Losas de fundación			<i>*13</i>	Actividad: Colocación de armadura de solera de Coronamiento		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	30.0 ml	4.0	4.0	4	31.6 ml	
2	30.0 ml	4.0				
3	30.0 ml	4.0				
Rendimiento						
2.0 ml / h-h						

Tabla 4.26

Soleras de fundación / Losas de fundación			*14	Actividad: Colocación de estructura y cubierta de techo		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	40.0 m ²	28.0	28.0	4	40.2 m ²	
2	40.0 m ²	25.0				
3	40.0 m ²	30.0				
Rendimiento						
0.36 m ² / h-h						

Tabla 4.27

Soleras de fundación / Losas de fundación			*15	Actividad: Colocación de polyducto, cajas y alambrado		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	65.0 ml	17.0	17.0	3	66.5 ml	
2	65.0 ml	18.0				
3	65.0 ml	17.0				
Rendimiento						
1.30 ml / h-h						

Tabla 4.28

Soleras de fundación / Losas de fundación			*16	Actividad: Excavaciones hidráulicas		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	2.5 m ³	5.0	4.0	5	2.3 m ³	
2	2.5 m ³	5.0				
3	2.5 m ³	4.0				
Rendimiento						
0.11 m ³ / h-h						

Tabla 4.29

Soleras de fundación / Losas de fundación			*17	Actividad: Colocación de tuberías para agua potable		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	20.0 ml	7.0	7.0	3	19.0 ml	
2	20.0 ml	7.0				
3	20.0 ml	7.0				
Rendimiento						
0.90 ml / h-h						

Tabla 4.30

Soleras de fundación / Losas de fundación			*18	Actividad: Colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	40.0 ml	10.0	11.0	3	39.0 ml	
2	40.0 ml	11.0				
3	40.0 ml	11.0				
Rendimiento						
1.18 ml / h-h						

Tabla 4.31

Soleras de fundación / Losas de fundación			*19	Actividad: Hechuras de Cajas		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	4.0 unidad	7.0	7.0	2	4.0 unidad	
2	4.0 unidad	7.0				
3	4.0 unidad	7.0				
Rendimiento						
0.30 unidad / h-h						

Tabla 4.32

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°20	Actividad: Compactación y sacado de suelo		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	5.5 m ³	21.0	21.0	5	5.74 m ³	
2	5.5 m ³	21.0				
3	5.5 m ³	21.0				
Rendimiento						
0.05 m ³ / h-h						

Tabla 4.33

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°21	Actividad: Colocación de Piso		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	35.0 m ²	9.0	10.0	3	36.53 m ²	
2	35.0 m ²	9.0				
3	35.0 m ²	10.0				
Rendimiento						
1.2 m ² / h-h						

Tabla 4.34

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°22	Actividad: Instalación de Puertas		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	5 unidades	4.0	4.0	2	5 unidades	
2	5 unidades	4.0				
3	5 unidades	4.0				
Rendimiento						
0.63 unidad / h-h						

Tabla 4.35

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°23	Actividad: Instalación de Ventanas		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	3 unidades	4.0	4.0	2	3 unidades	
2	3 unidades	4.0				
3	3 unidades	4.0				
Rendimiento						
0.38 unidad / h-h						

Tabla 4.36

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°24	Actividad: Instalación de Artefactos Sanitarios y Pila		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	1 unidad	7.0	7.0	3	1 unidad	
2	1 unidad	7.0				
3	1 unidad	7.0				
Rendimiento						
0.05 unidad / h-h						
Observaciones: incluye ducha, Lavamanos, sanitario, pila y chorro						

Tabla 4.37

Soleras de fundación / Losas de fundación			N°25	Actividad: Limpieza		
Muestra	Tamaño de la muestra	Duración, horas	Duración Promedio, horas	Personal ocupado	Cantidad de obra real	
1	40.0 m ²	4.0	4.0	3	40.20 m ²	
2	40.0 m ²	3.5				
3	40.0 m ²	3.5				
Rendimiento						
3.35 m ² / h-h						

4.1.3.- Otros

Cabe mencionar que se elaborara un listado completo de todas las actividades que intervienen directamente en la construcción de una vivienda, las cuales deberán tener una secuencia ordenada y lógica de acuerdo a lo siguiente:

- Cantidades de obra.
- Rendimientos horas – hombre.
- Personal necesario y mediante $t = \frac{U}{(R)(P)}$, se determinaran los tiempos de ejecución de cada una de las actividades.

Los tiempos calculados se estimaran en horas para luego hacer la conversión en fracciones de días, la jornada de trabajo será de 7 horas.

4.2.- Soleras de fundación

4.2.1- Presupuesto de la estructura

En el presupuesto se proporcionaran las cantidades de obra de cada una de las actividades del Sistema Constructivo de que se trate y su correspondiente costo unitario. Las cantidades de obra se han calculado directamente de los planos mostrados en el capítulo III.

Tabla 4.38

RENDIMIENTOS HORAS HOMBRE POR ACTIVIDAD			
<i>Nº</i>	<i>Actividad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Rendimientos horas-hombre</i>
1	Trazo y niveles	m ²	3.35
2	Fabricación de armadura de soleras y armado vertical		
	- Fabricación de armadura de solera de fundación	qq	0.18
	- Fabricación de armadura vertical	qq	0.084
	- Fabricación de armadura de solera intermedia	qq	0.082
	- Fabricación de armadura de solera de coronamiento	qq	0.082
3	Excavación de solera de fundación	m ³	0.093
4	Colocación de armadura de solera de fundación y armado vertical		
	- Colocación de armadura de solera de fundación	ml	3.05
	- Colocación de armadura de armado vertical	ml	13.00
5	Llenado de concreto de solera de fundación	m ³	0.0476
6	Pegado de block de primer bloque	m ²	0.29
7	Colocación de solera intermedia	ml	5.19
8	Colocación de armadura de solera intermedia	ml	5.19
9	Llenado de concreto de solera intermedia	m ³	0.018
10	Pegado de block segundo bloque	m ²	0.27
11	Hechura de Mojinete	m ²	0.08
12	Colocación de solera de coronamiento	ml	1.00
13	Colocación de armadura de solera de coronamiento	ml	2.00
14	Colocación de estructura y cubierta de techo	m ²	0.36
15	Colocación de polyducto, cajas y alambrado	ml	1.30
16	Excavaciones hidráulicas	m ³	0.11
17	Colocación de tuberías para agua potable	ml	0.90
18	Colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias	ml	1.18
19	Hechuras de cajas	Unidad	0.30
20	Compactación y sacado de suelo	m ³	0.05
21	Colocación de Piso	m ²	1.20
22	Instalación de puertas	Unidad	0.63
23	Instalación de ventanas	Unidad	0.38
24	Instalación de artefactos sanitarios y pila	Unidad	0.05
25	Limpieza	m ²	3.35

Cálculos utilizando tabla 4.1 de casos reales

Tabla 4.39

PERSONAL UTILIZADO POR ACTIVIDAD				
N°	Actividad	Personal		
		Obrero Calificado	Auxiliar	Total
1	Trazo y niveles	1	2	3
2	Fabricación de armadura de soleras y armado vertical			
	- Fabricación de armadura de solera de fundación	2	2	4
	- Fabricación de armadura vertical	2	2	4
	- Fabricación de armadura de solera intermedia	1	1	2
	- Fabricación de armadura de solera de coronamiento	1	1	2
3	Excavación de solera de fundación	0	4	4
4	Colocación de armadura de solera de fundación y armado vertical			
	- Colocación de armadura de solera de fundación	1	2	3
	- Colocación de armadura de armado vertical	1	2	3
5	Llenado de concreto de solera de fundación	4	8	12
6	Pegado de block primer bloque	4	4	8
7	Colocación de solera intermedia	4	4	8
8	Colocación de armadura de solera intermedia	4	4	8
9	Llenado de concreto de solera intermedia	4	2	6
10	Pegado de block segundo bloque	4	4	8
11	Hechura de Mojinete	3	3	6
12	Colocación de solera de coronamiento	4	4	8
13	Colocación de armadura de solera de coronamiento	2	2	4
14	Colocación de estructura y cubierta de techo	2	2	4
15	Colocación de polyducto, cajas y alambrado	1	2	3
16	Excavaciones hidráulicas	1	4	5
17	Colocación de tuberías para agua potable	1	2	3
18	Colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias	1	2	3
19	Hechuras de cajas	1	1	2
20	Compactación y sacado de suelo	1	4	5
21	Colocación de Piso	2	1	3
22	Instalación de puertas	1	1	2
23	Instalación de ventanas	2	0	2
24	Instalación de artefactos sanitarios y pila	2	1	3
25	Limpieza	0	3	3

De acuerdo a tabla 4.2, experiencias, espacio físico, y tiempos adecuados de ejecución.

Tabla 4.40

TIEMPOS DE EJECUCION				
N°	Actividad	Tiempo		
		Horas	Días	Días Aprox.
1	Trazo y niveles	4	0.57	0.6
2	Fabricación de armadura de soleras y armado vertical			
	- Fabricación de armadura de solera de fundación	10	1.43	1.4
	- Fabricación de armadura vertical	10	1.43	1.4
	- Fabricación de armadura de solera intermedia	3	0.43	0.4
	- Fabricación de armadura de solera de coronamiento	3	0.43	0.4
3	Excavación de solera de fundación	28	4.00	4.0
4	Colocación de armadura de solera de fundación y armado vertical			
	- Colocación de armadura de solera de fundación	5	0.71	0.7
	- Colocación de armadura de armado vertical	7	1.00	1.0
5	Llenado de concreto de solera de fundación	7	1.00	1.0
6	Pegado de block primer bloque	21	3.00	3.0
7	Colocación de solera intermedia	1	0.14	0.2
8	Colocación de armadura de solera intermedia	1	0.14	0.1
9	Llenado de concreto de solera intermedia	2	0.29	0.3
10	Pegado de block segundo bloque	23	3.30	3.5
11	Hechura de Mojinete	7	1.00	1.0
12	Colocación de solera de coronamiento	3	0.43	0.4
13	Colocación de armadura de solera de coronamiento	4	0.57	0.6
14	Colocación de estructura y cubierta de techo	28	4.00	4.0
15	Colocación de polyducto, cajas y alambrado	17	2.43	2.4
16	Excavaciones hidráulicas	4	0.57	0.6
17	Colocación de tuberías para agua potable	7	1.00	1.0
18	colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias	11	1.57	1.6
19	Hechuras de cajas	7	1.00	1.0
20	Compactación y sacado de suelo	21	3.00	3.0
21	Colocación de Piso	10	1.43	1.4
22	Instalación de puertas	4	0.57	0.6
23	Instalación de ventanas	4	0.57	0.6
24	Instalación de artefactos sanitarios y pila	7	1.00	1.0
25	Limpieza	4	0.57	0.6

De acuerdo a tabla 4.2, 4.3 y 4.4

4.3.- Losas de fundación

4.3.1.- Presupuesto de la estructura

Igual que en el sistema de fundación anterior, el presupuesto se proporcionaran las cantidades de obra de cada una de las actividades del Sistema Constructivo de que se trate y su correspondiente costo unitario. Las cantidades de obra se han calculado directamente de los planos mostrados en el capítulo III.

Tabla 4.41

RENDIMIENTOS HORAS HOMBRE POR ACTIVIDAD			
<i>Nº</i>	<i>Actividad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Rendimientos horas-hombre</i>
1	Trazo y niveles	m ²	3.35
2	Fabricación de armadura de acero de refuerzo para losa de fundación, solera intermedia y coronamiento y refuerzo vertical		
	- Fabricación de armadura para losa de fundación	qq	0.265
	- Fabricación de armadura vertical	qq	0.084
	- Fabricación de armadura de solera intermedia	qq	0.082
3	- Fabricación de armadura de solera de coronamiento	qq	0.082
	Excavación de losa de fundación	m ³	0.179
4	Colocación de armadura para losa de fundación y armado vertical		
	- Colocación del refuerzo para losa de fundación	m ³	0.628
	- Colocación de armadura de armado vertical	ml	13.00
5	Llenado de concreto de losa de fundación	m ³	0.092 / 0.552
6	Pegado de block primer bloque	m ²	0.29
7	Colocación de solera intermedia	ml	5.19
8	Colocación de armadura de solera intermedia	ml	5.19
9	Llenado de concreto de solera intermedia	m ³	0.018
10	Pegado de block segundo bloque	m ²	0.27
11	Hechura de Mojinete	m ²	0.08
12	Colocación de solera de coronamiento	ml	1.00
13	Colocación de armadura de solera de coronamiento	ml	2.00
14	Colocación de estructura y cubierta de techo	m ²	0.36
15	Colocación de polyducto, cajas y alambrado	ml	1.30
16	Excavaciones hidráulicas	m ³	0.11
17	Colocación de tuberías para agua potable	ml	0.90
18	Colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias	ml	1.18
19	Hechuras de cajas	Unidad	0.30
20	Compactación y sacado de suelo	m ³	0.05
21	Colocación de Piso	m ²	1.20
22	Instalación de puertas	Unidad	0.63
23	Instalación de ventanas	Unidad	0.38
24	Instalación de artefactos sanitarios y pila	Unidad	0.05
25	Limpieza	m ²	3.35

Cálculos utilizando tabla 4.1 de casos reales

Tabla 4.42

PERSONAL UTILIZADO POR ACTIVIDAD				
Nº	Actividad	Personal		
		Obrero Calificado	Auxiliar	Total
1	Trazo y niveles	1	2	3
2	Fabricación de armadura de acero de refuerzo para losa de fundación, solera intermedia y coronamiento y refuerzo vertical			
	- Fabricación de armadura para losa de fundación	2	2	4
	- Fabricación de armadura vertical	2	2	4
	- Fabricación de armadura de solera intermedia	1	1	2
	- Fabricación de armadura de solera de coronamiento	1	1	2
3	Excavación de losa de fundación	0	4	4
4	Colocación de armadura para losa de fundación y armado vertical			
	- Colocación del refuerzo para losa de fundación	2	2	4
	- Colocación de armadura de armado vertical	1	2	3
5	Llenado de concreto de losa de fundación	4	8	12/7
6	Pegado de block primer bloque	4	4	8
7	Colocación de solera intermedia	4	4	8
8	Colocación de armadura de solera intermedia	4	4	8
9	Llenado de concreto de solera intermedia	4	2	6
10	Pegado de block segundo bloque	4	4	8
11	Hechura de Mojinete	3	3	6
12	Colocación de solera de coronamiento	4	4	8
13	Colocación de armadura de solera de coronamiento	2	2	4
14	Colocación de estructura y cubierta de techo	2	2	4
15	Colocación de polyducto, cajas y alambrado	1	2	3
16	Excavaciones hidráulicas	1	4	5
17	Colocación de tuberías para agua potable	1	2	3
18	colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias	1	2	3
19	Hechuras de cajas	1	1	2
20	Compactación y sacado de suelo	1	4	5
21	Colocación de Piso	2	1	3
22	Instalación de puertas	1	1	2
23	Instalación de ventanas	2	0	2
24	Instalación de artefactos sanitarios y pila	2	1	3
25	Limpieza	0	3	3

De acuerdo a tabla 4.2, experiencias, espacio físico, y tiempos adecuados de ejecución.

Tabla 4.43

TIEMPOS DE EJECUCION				
Nº	Actividad	Tiempo		
		Horas	Días	Días Aprox.
1	Trazo y niveles	4	0.57	0.6
2	Fabricación de armadura de acero de refuerzo para losa de fundación, solera intermedia y coronamiento y refuerzo vertical			
	- Fabricación de armadura para losa de fundación	14	2.00	2.0
	- Fabricación de armadura vertical	10	1.43	1.4
	- Fabricación de armadura de solera intermedia	3	0.43	0.4
	- Fabricación de armadura de solera de coronamiento	3	0.43	0.4
3	Excavación de losa de fundación	28	4.00	4.0
4	Colocación de armadura para losa de fundación y armado vertical			
	- Colocación del refuerzo para losa de fundación	4	0.57	0.6
	- Colocación de armadura de armado vertical	7	1.00	1.0
5	Llenado de concreto de losa de fundación	7	1.00	1.0
6	Pegado de block primer bloque	21	3.00	3.0
7	Colocación de solera intermedia	1	0.14	0.2
8	Colocación de armadura de solera intermedia	1	0.14	0.1
9	Llenado de concreto de solera intermedia	2	0.29	0.3
10	Pegado de block segundo bloque	23	3.30	3.5
11	Hechura de Mojinete	7	1.00	1.0
12	Colocación de solera de coronamiento	3	0.43	0.4
13	Colocación de armadura de solera de coronamiento	4	0.57	0.6
14	Colocación de estructura y cubierta de techo	28	4.00	4.0
15	Colocación de polyducto, cajas y alambrado	17	2.43	2.4
16	Excavaciones hidráulicas	4	0.57	0.6
17	Colocación de tuberías para agua potable	7	1.00	1.0
18	colocación de tuberías para aguas negras y aguas lluvias	11	1.57	1.6
19	Hechuras de cajas	7	1.00	1.0
20	Compactación y sacado de suelo	21	3.00	3.0
21	Colocación de Piso	10	1.43	1.4
22	Instalación de puertas	4	0.57	0.6
23	Instalación de ventanas	4	0.57	0.6
24	Instalación de artefactos sanitarios y pila	7	1.00	1.0
25	Limpieza	4	0.57	0.6

De acuerdo a tabla 4.6, 4.7 y 4.8

PRESUPUESTO DEL ELEMENTO SOLERA DE FUNDACIÓN SIN LAUDO

Tabla 4.44

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL PARCIAL	TOTAL PARTIDA
PRIMER NIVEL						\$5709.16
1	Trazo y Nivelación	m ²	40.20	\$ 3.00	\$ 120.60	
2	Excavación	m ³	10.40	\$ 6.00	\$ 62.40	
3	Desalojo	m ³	18.00	\$ 6.00	\$ 108.00	
4	Relleno Compactado	m ³	3.44	\$ 5.25	\$ 18.06	
5	Solera de Fundación SF-1	ml	45.70	\$ 22.50	\$ 1028.25	
6	Paredes de Bloque (e=0.10m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	40.46	\$16.50	\$ 667.59	
7	Paredes de Bloque (e=0.15m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	74.86	\$ 20.50	\$ 1534.63	
8	Colocación de piso terrazo	m ²	36.53	\$ 12.50	\$ 456.63	
9	Ventana tipo celosía	m ²	5.56	\$ 50.00	\$ 278.00	
10	Instalaciones Hidráulicas	sg	1.00	\$450.00	\$ 450.00	
11	Instalaciones eléctricas	sg	1.00	\$350.00	\$ 350.00	
12	Puertas de madera 0.80x2.10m	u	5.00	\$ 75.00	\$ 375.00	
13	Inodoro	u	1.00	\$ 90.00	\$ 90.00	
14	Lavamanos	u	1.00	\$ 60.00	\$ 60.00	
15	Ducha	u	1.00	\$ 45.00	\$ 45.00	
16	lavadero	u	1.00	\$ 65.00	\$ 65.00	
TOTAL					\$5,709.16	
ESTRUCTURA Y CUBIERTA DE TECHO						\$1037.10
1	Polin C 4"	ml	42.00	\$ 7.50	\$ 315.00	
2	Cubierta de Fibrocemento	m ²	40.20	\$ 10.50	\$ 422.10	
3	Transporte de materiales	sg	1.00	\$300.00	\$ 300.00	
TOTAL					\$ 1037.10	
TOTAL					\$ 6746.26	

PRESUPUESTO DEL ELEMENTO SOLERA DE FUNDACIÓN CON LAUDO

Tabla 4.45

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL PARCIAL	TOTAL PARTIDA
PRIMER NIVEL						\$5180.67
1	Trazo y Nivelación	m ²	40.20	\$ 3.00	\$ 120.60	
2	Excavación	m ³	10.40	\$ 5.27	\$ 54.81	
3	Desalojo	m ³	18.00	\$ 6.00	\$ 108.00	
4	Relleno Compactado	m ³	3.44	\$ 4.13	\$ 14.21	
5	Solera de Fundación SF-1	ml	45.70	\$ 19.39	\$ 886.12	
6	Paredes de Bloque (e=0.10m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	40.46	\$15.54	\$ 628.75	
7	Paredes de Bloque (e=0.15m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	74.86	\$ 19.68	\$ 1473.24	
8	Colocación de piso terrazo	m ²	36.53	\$ 8.95	\$ 326.94	
9	Ventana tipo celosía	m ²	5.56	\$ 50.00	\$ 278.00	
10	Instalaciones Hidráulicas	sg	1.00	\$315.00	\$ 315.00	
11	Instalaciones eléctricas	sg	1.00	\$350.00	\$ 350.00	
12	Puertas de madera 0.80x2.10m	u	5.00	\$ 75.00	\$ 375.00	
13	Inodoro	u	1.00	\$ 90.00	\$ 90.00	
14	Lavamanos	u	1.00	\$ 60.00	\$ 60.00	
15	Ducha	u	1.00	\$ 35.00	\$ 35.00	
16	lavadero	u	1.00	\$ 65.00	\$ 65.00	
TOTAL					\$5,180.67	
						09.16
ESTRUCTURA Y CUBIERTA DE TECHO						\$1018.12
1	Polin C 4"	ml	42.00	\$ 7.23	\$ 303.66	
2	Cubierta de Fibrocemento	m ²	40.20	\$ 10.31	\$ 414.46	
3	Transporte de materiales	sg	1.00	\$300.00	\$ 300.00	
TOTAL					\$ 1018.12	
TOTAL					\$ 6198.80	

PRESUPUESTO DEL ELEMENTO LOSA DE FUNDACIÓN SIN LAUDO

Tabla 4.46

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL PARCIAL	TOTAL PARTIDA
PRIMER NIVEL						\$6667.45
1	Trazo y Nivelación	m ²	40.20	\$ 3.00	\$ 120.60	
2	Excavación	m ³	20.10	\$ 6.00	\$ 120.60	
3	Desalojo	m ³	26.00	\$ 6.00	\$ 156.00	
4	Relleno Compactado	m ³	6.03	\$ 5.25	\$ 31.66	
5	Losa de Fundación	m ²	40.20	\$ 25.00	\$ 1005.00	
6	Solera de Losa de Fundación SF-2	ml	38.30	\$ 22.50	\$ 861.75	
6	Paredes de Bloque (e=0.10m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	40.46	\$ 16.50	\$ 667.59	
7	Paredes de Bloque (e=0.15m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	74.86	\$ 20.50	\$ 1534.63	
8	Colocación de piso terrazo	m ²	36.53	\$ 12.50	\$ 456.63	
9	Ventana tipo celosía	m ²	5.56	\$ 50.00	\$ 278.00	
10	Instalaciones Hidráulicas	sg	1.00	\$450.00	\$ 450.00	
11	Instalaciones eléctricas	sg	1.00	\$350.00	\$ 350.00	
12	Puertas de madera 0.80x2.10m	u	5.00	\$ 75.00	\$ 375.00	
13	Inodoro	u	1.00	\$ 90.00	\$ 90.00	
14	Lavamanos	u	1.00	\$ 60.00	\$ 60.00	
15	Ducha	u	1.00	\$ 45.00	\$ 45.00	
16	lavadero	u	1.00	\$ 65.00	\$ 65.00	
					TOTAL	\$ 6667.45
ESTRUCTURA Y CUBIERTA DE TECHO						\$1037.10
1	Polin C 4"	ml	42.00	\$ 7.50	\$ 315.00	
2	Cubierta de Fibrocemento	m ²	40.20	\$ 10.50	\$ 422.10	
3	Transporte de materiales	sg	1.00	\$300.00	\$ 300.00	
					TOTAL	\$ 1037.10
TOTAL					\$ 7704.55	

PRESUPUESTO DEL ELEMENTO LOSA DE FUNDACIÓN CON LAUDO

Tabla 4.47

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL PARCIAL	TOTAL PARTIDA
PRIMER NIVEL						\$6152.00
1	Trazo y Nivelación	m ²	40.20	\$ 3.00	\$ 120.60	
2	Excavación	m ³	20.10	\$ 5.27	\$ 105.93	
3	Desalojo	m ³	26.00	\$ 6.00	\$ 156.00	
4	Relleno Compactado	m ³	6.03	\$ 4.13	\$ 24.90	
5	Losa de Fundación	m ²	40.20	\$ 25.00	\$ 1005.00	
6	Solera de Losa de Fundación SF-2	ml	38.30	\$ 19.39	\$ 742.64	
6	Paredes de Bloque (e=0.10m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	40.46	\$15.54	\$ 628.75	
7	Paredes de Bloque (e=0.15m), ref. vert. #3 a 0.60 y ref. hor. #2 a 0.40	m ²	74.86	\$ 19.68	\$ 1473.24	
8	Colocación de piso terrazo	m ²	36.53	\$ 8.95	\$ 326.94	
9	Ventana tipo celosía	m ²	5.56	\$ 50.00	\$ 278.00	
10	Instalaciones Hidráulicas	sg	1.00	\$315.00	\$ 315.00	
11	Instalaciones eléctricas	sg	1.00	\$350.00	\$ 350.00	
12	Puertas de madera 0.80x2.10m	u	5.00	\$ 75.00	\$ 375.00	
13	Inodoro	u	1.00	\$ 90.00	\$ 90.00	
14	Lavamanos	u	1.00	\$ 60.00	\$ 60.00	
15	Ducha	u	1.00	\$ 35.00	\$ 35.00	
16	lavadero	u	1.00	\$ 65.00	\$ 65.00	
TOTAL					\$ 6152.00	
ESTRUCTURA Y CUBIERTA DE TECHO						\$1018.12
1	Polin C 4"	ml	42.00	\$ 7.23	\$ 303.66	
2	Cubierta de Fibrocemento	m ²	40.20	\$ 10.31	\$ 414.46	
3	Transporte de materiales	sg	1.00	\$300.00	\$ 300.00	
TOTAL					\$ 1018.12	
TOTAL					\$ 7170.13	

CAPITULO V

COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONOMICA DE SOLERAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN

Con los resultados obtenidos en los capítulos anteriores se desarrollará el análisis comparativo, técnico y económico de soleras y losas de fundación. Con parámetros como condiciones de carga del terreno, construcción de una sola vivienda, construcción de una urbanización (fabricación en serie), destino o uso de la vivienda, entre otros se detallarán aplicados a los sistemas en estudio para la elaboración de este análisis técnico y económico.

A continuación se describen aspectos importante que se han considerado en el desarrollo de este, y así poder tener la información necesaria para disponer de criterios en el análisis de los sistemas de fundación.

I. **Condiciones del terreno:** En nuestro país se encuentran diferentes tipos de suelos que ante la solicitud de la estructura se diseñaran las cimentaciones de acuerdo a la capacidad del suelo y las cargas que recibe.

Ante la sugerencia de suelos, de baja capacidad de carga en el AMSS, se genera la idea de utilizar un sistema que corresponda a los mejores comportamientos estructurales entre el suelo y una cimentación lo cual la alternativa de la losas de fundación es una opción, pero que de acuerdo al análisis técnico que se desarrolló en el capítulo III, se puede analizar esta propuesta y elegir el sistema de soleras de fundación ya que también

responde a las condiciones del suelo que se maneja. ($q = 1.0 \text{ kg/cm}^2$), además se emplean técnicas como una mezcla de suelo cemento el cual aumenta la resistencia cuando existen demandas del mejoramiento para las cimentaciones.

II. **Construcción de una vivienda:** Cuando en la ingeniería se presenta el caso de la construcción de una sola vivienda se tiene en cuenta que el costo de la obra será un poco elevado, es por esto que a la hora de presupuestar se toma en cuenta y se verifica que los rendimientos y desperdicios sean los óptimos y menores posibles respectivamente, ya que de lo contrario para una sola vivienda se tendería a la alza del costo del proyecto..

III. **Construcción de una urbanización:** Con la demanda actual de viviendas en nuestro país se ha generado la apertura de mas proyectos de urbanizaciones, es por ello que se puede llegar a tener o formar una construcción en serie y por ende una considerable reducción en los costos, tanto de materiales como de mano de obra, ya que estos costos pueden trasladarse a los compradores de las viviendas. Como por ejemplo, en algunas ocasiones, existen urbanistas que deciden que elementos colindantes como paredes, sean compartidas por los propietarios de las viviendas; es allí donde se puede hablar de considerables ahorros en el desarrollo del proyecto, así como también en mano de obra y el rubro del transporte que se aprovecharían actividades para ejecutar de sola vez y de manera simultánea en el tiempo y personal a contratar.

IV. **Destino de la vivienda tipo:** Para este análisis se ha tomado en cuenta que la vivienda tipo será para uso habitacional y sin futuras ampliaciones (refiriéndonos a un segundo nivel) por lo menos en lo planteado en el diseño estructural.

Según datos registrados en proyectos habitacionales hay entidades que diseñan y construyen casas de habitación, pero dejando un refuerzo para futuras ampliaciones, ya sea para un segundo nivel, (dicho caso se sobreentiende que el costo es mucho mayor) y no como lo planteamos en este análisis que se limita a casas de interés social y para núcleos familiares de bajos recursos.

Las comparaciones se elaborarán bajo los puntos de vistas siguientes:

- a. Diseño estructural,
- b. Análisis de suelos y cimentación,
- c. Construcción,
- d. Control de calidad y
- e. Costos

5.1.- Comparaciones técnicas y económicas

Los momentos actuantes para cada uno de los sistema de fundación proporcionaron una cuantía de acero de 0.044 para la losa y de 0.068 y 0.087 para las soleras, correspondiente a la condición de paredes interiores y de colindancia respectivamente, lo que significa un mayor aporte de acero para este último, debido a la condición de los esfuerzos actuantes a una sección rectangular menor con respecto a la losa, aunque en esta ultima actúa un elemento (diente), que también forma parte del diseño.

Para el cálculo del diseño estructural de los sistemas de fundación se han tomado en cuenta los parámetros siguientes: Material de las paredes (bloques de concreto), predimensionamiento, esfuerzo de la mampostería, esfuerzo del concreto, esfuerzo del

acero, cargas actuantes y el módulo de reacción de la subrasante; por lo que éstos son comunes en el desarrollo del análisis estructural, con la única excepción del predimensionamiento, siendo la sección para las soleras utilizando procedimientos²⁰, como también especificaciones ACI 318-02 y el espesor para la losa utilizando el método de diseños esfuerzo deformación y ACI 318-02.

Otro aspecto a mencionar es el volumen de concreto colocado en obra en los sistemas de fundación para la vivienda fueron los siguientes:

Tabla 5.1: Sistemas de fundación vrs volumen de concreto

<i>Sistema de fundación</i>	<i>Sección</i>	<i>f'c, kg/cm²</i>	<i>fy, kg/cm²</i>	<i>Volumen de concreto, m³</i>
Soleras	30x35cm	210	2800	4.37
Losa	6.0x6.7m	210	2800	7.73

Los volúmenes de concreto que presenta la tabla anterior tienen un margen de diferencia de 3.36 m³ del sistema de losa (superficie de 40.20 m² y espesor de 12.5 cm) sobre el sistema de solera (secciones de 30x35 cm), y eso se debe a la magnitud de la sección según capítulo III, y la adición de soleras trapezoidales bajo las paredes y además la funcionalidad debida a la transmisión de cargas.

²⁰ Agripino Spampinato – Teoría y cálculo de las estructuras de hormigón armado y Joseph Bowles – Foundation Analysis and design

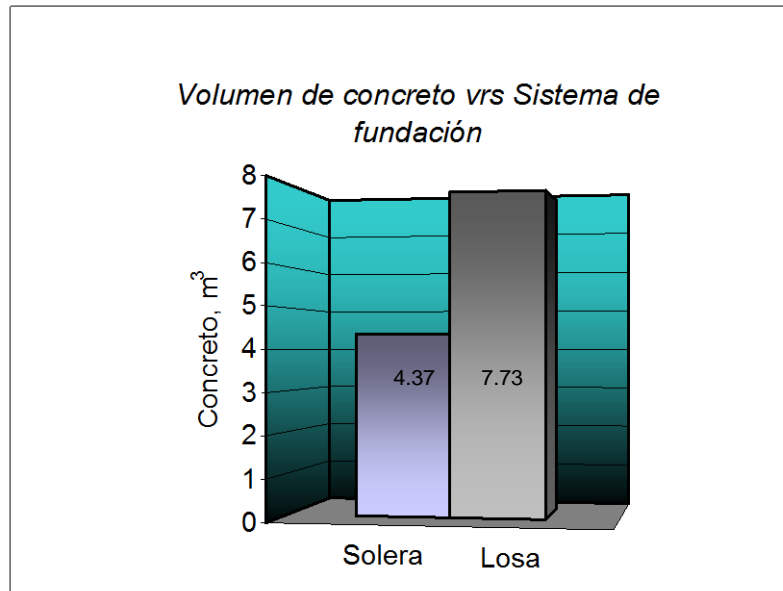
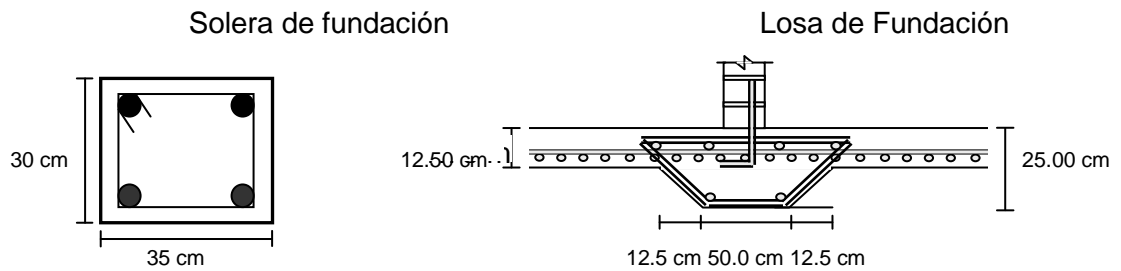


Grafico 5.1:Volumen de concreto vrs Sistema de fundación

Fig. 5.1: Sistemas de fundación utilizados



En el diseño estructural de ambos sistemas de fundación se tomaron en cuenta factores y parámetros que están regidos bajo normas, ACI 302, 360, 311, 318; lo cual aseguran la calidad y cantidad de acero de refuerzo que comparando dichos sistemas, fácilmente se puede determinar que la losa de fundación demanda más la presencia de dicho material, como lo muestra el grafico a continuación:

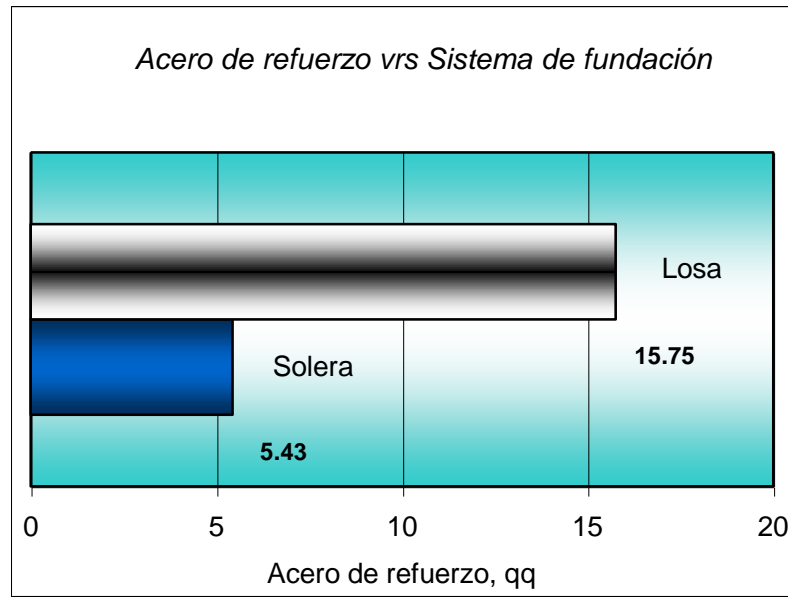


Grafico 5.2: Acero de refuerzo vrs Sistema de fundación

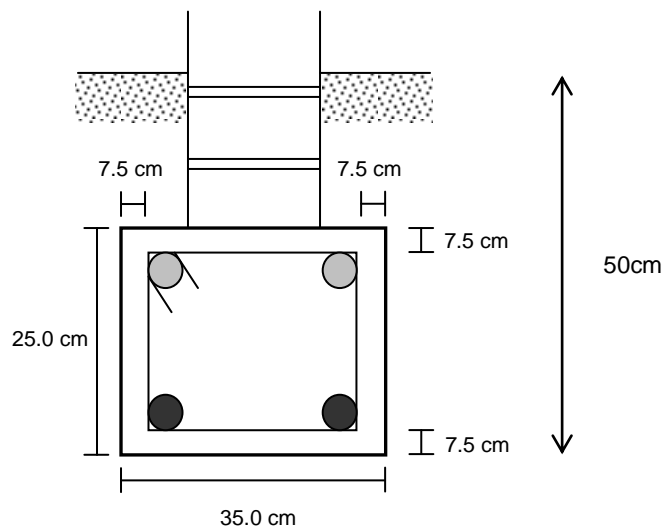
En éste se puede visualizar claramente la diferencia de acero de refuerzo expresado en quintales de un sistema con respecto a otro, lo cual se puede traducir en un incremento en costos para el sistema de losa de fundación debido a la cantidad de acero requerido, que además es influenciado por el elemento de refuerzo trapezoidal, refuerzo de varillas N°2, N°3 y N°4 para ambos, que está incluido en dicho sistema.

Al analizar económicamente y de forma separada los dos sistemas, evidentemente se puede visualizar un incremento sustancial en el costo de la construcción de una vivienda utilizando el sistema de losa de fundación con respecto a la construcción de la misma vivienda utilizando el sistema de solera de fundación.

No se puede generalizar que siempre que se utilice el sistema de losa de fundación pueda ser antieconómico, es por esto que haremos ciertas consideraciones para no caer en este

equivocado criterio. Los dos análisis de costos se han realizado con precios que se manejan en nuestro medio tanto de materiales como de mano de obra.

Un punto muy importante en este análisis técnico-económico es el hecho de contar con diferencias tan notables para condiciones y actividades como lo es el nivel de desplante para cada sistema de fundación, por un lado en el sistema de solera, la profundidad máxima no sobrepasa los 60 cm, que se llevará a cabo solamente en los ejes de acción de las paredes de la vivienda, por otro lado en el sistema de losa de fundación el nivel de desplante será de 12.5 cm en el área de toda la vivienda a excepción en los ejes de acción de las paredes donde se incluyó un elemento de refuerzo de forma trapezoidal (diente) y que hace que el nivel de desplante para este sistema no sea uniforme. Esta comparación es aplicable también a la actividad de excavación ya que podemos decir que para la losa de fundación el volumen duplica (1.77 veces) esta actividad, comparado al de la solera de fundación, lo que implica un incremento en mano de obra, para esta actividad y por ende un aumento en el costo y el tiempo de ejecución.



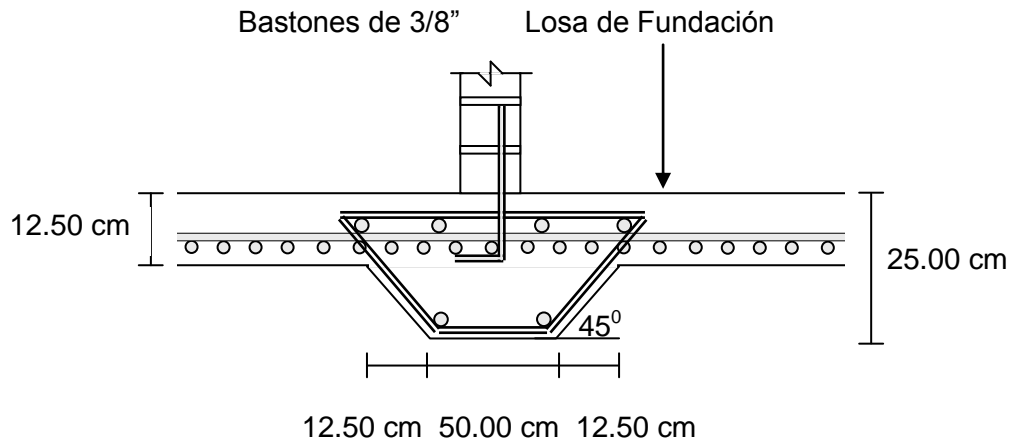


Fig. 5.2: Niveles de desplante de la losa de fundación y la solera de fundación

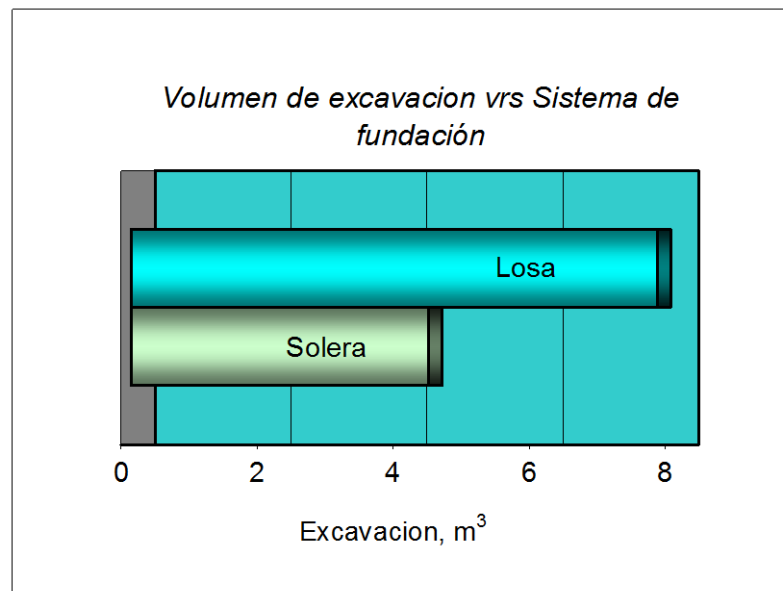


Grafico 5.3: Volumen de excavación vrs Sistema de fundación

Los rendimientos calculados en las excavaciones para ambos sistemas de fundación son los siguientes: las soleras igual a 0.093 m³/h-h y 0.179 m³/h-h para la losa, lo que significa una mayor productividad de parte del personal involucrado afectado por su experiencia utilizando la losa de fundación..

El presupuesto elaborado para las soleras de fundación utilizando el laudo arbitral fue de \$ 6198.80, y \$ 7170.13 para la losa de fundación, lo que significa una diferencia de \$ 971.33 favorable al sistema de soleras por costos. De igual manera el presupuesto para las soleras de fundación utilizando el criterio sin utilizar el laudo arbitral fue de \$ 6746.26 para las soleras, comparado con \$ 7704.55 de la losa de fundación y esto refleja un ahorro en los costos de \$ 958.29 para la alternativa de las soleras a un constructor al ejecutar este proyecto.

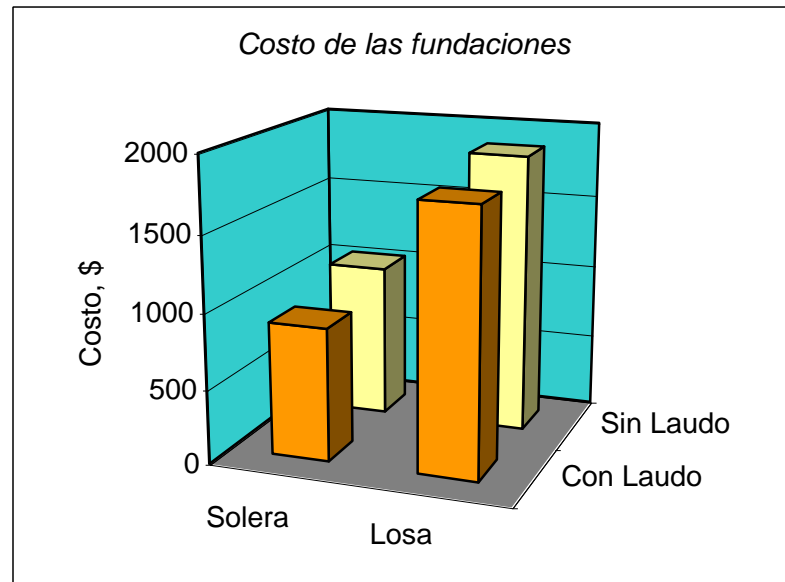


Gráfico 5.4: Costos de las fundaciones

También cabe mencionar que, las actividades relacionadas a las fundaciones ya sea excavación, colado entre otros, se determinó un costo total de \$ 1183.74 para las soleras y \$ 1412.43 para la losa de fundación y al igual que otras comparaciones las soleras mantienen la ventaja económica sobre las losas de fundación con un valor de \$ 228.69.

El siguiente grafico representa la comparación económica del sistema de solera de fundación analizado su costo unitario sin y con laudo arbitral:

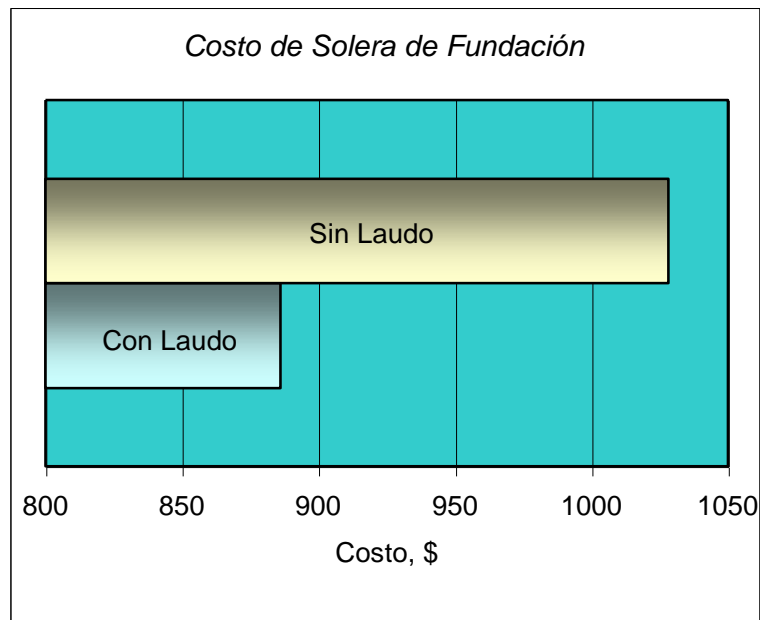


Gráfico 5.5: Costo de Solera de fundación

Claramente se puede distinguir una superioridad en costos de este sistema de fundación sin utilizar el laudo arbitral con un monto de \$1028.25 contra \$886.12 realizado con el reglamento en vigencia, y se debe a las variaciones del mercado de la mano de obra causando beneficios o perdidas al no utilizar el laudo.

Con respecto al sistema de losa de fundación, se puede verificar el costo unitario de este sistema en el siguiente grafico de barras y que cuenta con información que esta regida por el laudo arbitral y sin él :

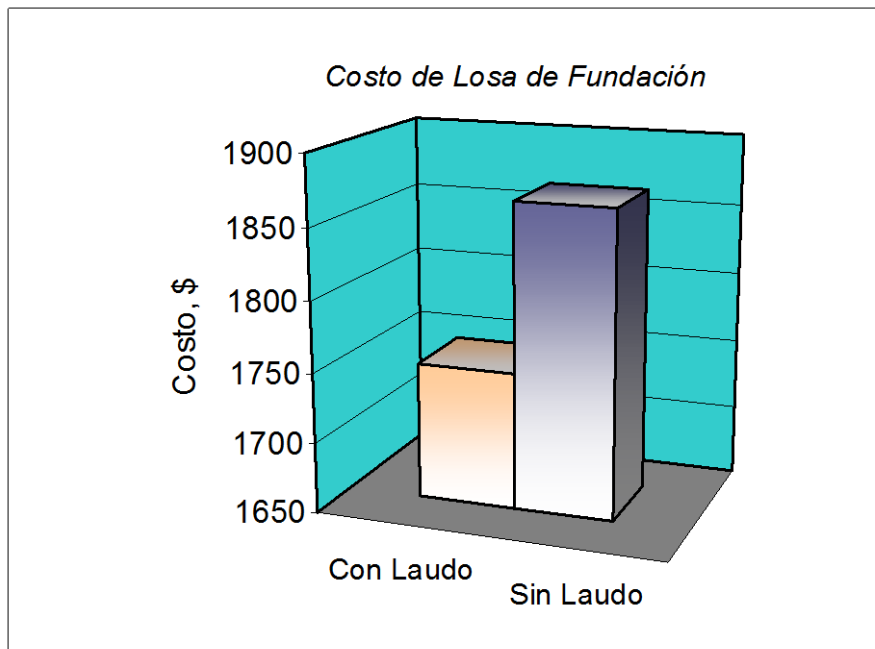


Grafico 5.6: Costo de Losa de Fundación

Como se puede apreciar el incremento es el 6.8% en este sistema resultando al igual que las soleras de fundación mas económica la cotización elaborada con el laudo arbitral para el sistema de losa de fundación con un monto de \$1747.54 contra \$1866.75 que es el total sin el laudo para este mismo sistema.

A continuación se presenta la comparación grafica de la cotización de la vivienda tipo descrita en el capítulo IV, utilizando cada uno de los sistemas de cimentación, con la

particularidad que los costos unitarios de todas las partidas están regidas por el reglamento que se encuentra en vigencia.

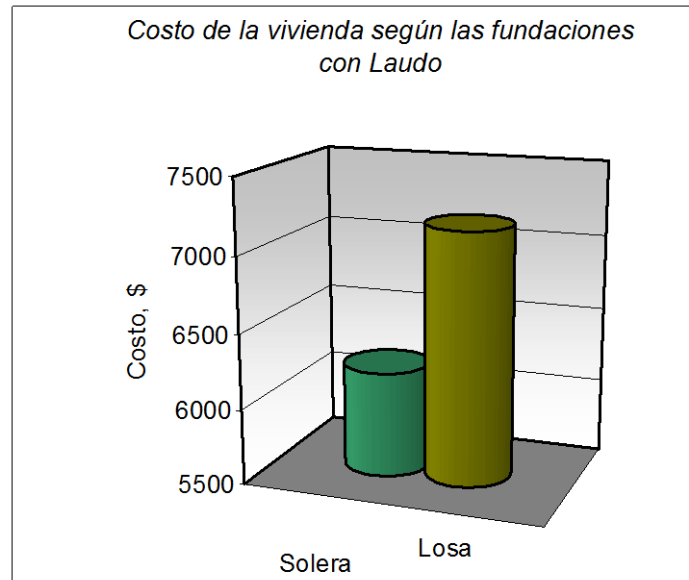


Gráfico 5.7: Costo de la vivienda según las fundaciones con Laudo

De acuerdo con los datos anteriores, se puede afirmar claramente que existe una superioridad en costos en el presupuesto realizado para la vivienda tipo con el sistema de losa de fundación con un total de \$7170.13 con respecto a la cotización realizada para la misma vivienda con la única diferencia que se implementa el sistema de solera de fundación y que su total es \$6198.80

Además se presenta la comparación gráfica de la cotización de la vivienda tipo descrita en capítulos anteriores, utilizando cada uno de los sistemas de fundación, donde los costos unitarios de todas las partidas, no se ha utilizado el laudo arbitral.

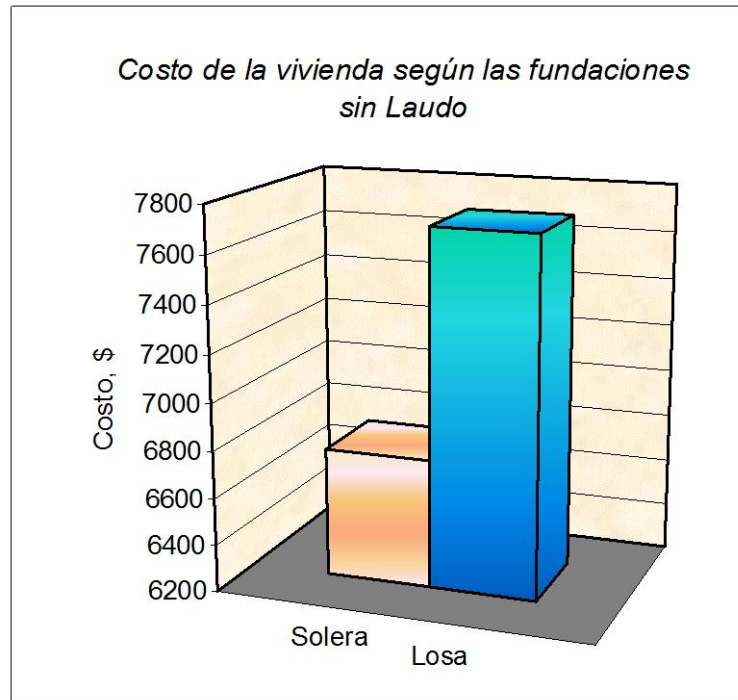


Grafico 5.8: Costo de la vivienda según las fundaciones sin laudo

De acuerdo con los datos anteriores, se puede afirmar claramente que existe una ventaja en costos en el presupuesto realizado para la vivienda tipo con el sistema de losa de fundación con un total de \$7704.55 con respecto a la cotización realizada para la misma vivienda con la única diferencia que se implementa el sistema de solera de fundación y que su total es \$6746.26, lo que resulta mucho más económico y seguro cotizar con el laudo arbitral ya que eso le da validez y respalda los costos, que los presupuestos realizados por cotizaciones particulares.

A continuación se muestran una tabla comparativa de las actividades que intervienen en los sistemas de fundación para ambos:

Tabla 5.2: Actividades utilizando los sistemas de fundación

Nº	Actividad utilizando Soleras / Losas de Fundación	Rendimientos horas-hombre	Personal	Tiempo, días
1	- Preparación de armadura	0.18 qq / 0.265 qq	4 / 4	1.4 / 2.0
2	- Excavación	0.093m ³ / 0.179 m ³	4 / 4	4.0 / 4.0
3	- Colocación de armadura	3.05ml / 0.628 m ³	3 / 4	0.7 / 0.6
4	- Colado de concreto	0.0476m ³ / 0.092 m ³	12 / 12	1.0 / 1.0

La tabla muestra que, para la fabricación de la armadura de los sistemas de fundación las horas hombres es mayor para la losa, pero por la cantidad de acero que posee los días necesarios para esta actividad fueron significativamente mayor en comparación de las soleras utilizando un personal de cuatro personas. En las excavaciones el rendimiento es mucho mayor por el doble de la losa sobre las soleras pero al igual que el caso anterior se llevarán aproximadamente el mismo tiempo con el mismo personal todo esto por el volumen a excavar. También para la colocación de la armadura podemos decir que, se tienen diferentes unidades en los rendimientos debido a las características de la actividad, por un lado las soleras en metros lineales y la losa por metro cúbico, siendo comparable según las cantidades, aunque el personal y el tiempo utilizado y necesario es el mismo. Y finalmente el rendimiento en la colocación de concreto es mayor para la losa debido a su característica de superficie, pero que también por la cantidad del suministro no se puede tener una ventaja tanto en el personal como en el tiempo empleado en comparación con las soleras.

Al finalizar estas comparaciones podemos decir que: existen varios factores que pueden ayudar a elegir que tipo de sistema es el adecuado a las exigencias de algún proyecto de vivienda que desea ejecutar. Tanto las soleras y la losa de fundación son alternativas que tienen ventajas y desventajas, por un lado si se cuenta con un suelo de buena capacidad, la mano de obra con experiencia en el sistema de fundación, el espacio y

el tiempo necesario para la ejecución debido a los rendimientos y además un presupuesto limitado, es conveniente la utilización de las soleras; y por el contrario si se tiene un suelo de baja capacidad, mano de obra adecuada, el espacio y tiempo limitado y el presupuesto con los recursos necesarios adecuados a los reflejado en el capítulo IV es conveniente evaluar el desarrollo y la ejecución de la losa de fundación que interactúa muy bien con capacidades de suelo relativamente bajas.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.- Conclusiones

1. En este estudio se ha realizado el diseño estructural para cada sistema de fundación partiendo de una estructura con forma regular, (la vivienda) con el fin de que ambos sistemas se analicen de igual manera y que ninguno tenga ventaja, tanto en el análisis técnico como económico.
2. De acuerdo con el análisis estructural y con el respectivo bajado de cargas, en el caso del elemento solera de fundación se comprobó que la acción provocada por el esfuerzo cortante puede ser absorbida completamente y de manera satisfactoria por el concreto sin tomar en cuenta la presencia del acero de refuerzo requerido, lo cual no significa que se utilizará una sección sin acero de refuerzo por cortante, ya que es requerido por especificaciones técnicas (ACI 318), las cuales recomiendan el acero de refuerzo mínimo (varilla N° 2 a cada 15 cm).
3. Según la memoria de cálculo en el diseño estructural en ambos sistemas, la cuantía de acero en las soleras (0.068 en interiores y 0.087 en colindancia) es mucho mayor con respecto al de la losa (0.044), aunque ambos, fueron evaluados dada las especificaciones ACI 318 donde define un rango permisible del valor máximo (0.025) y mínimo (0.0051). Esto responde debido a los momentos resultantes del bajado de cargas y las propiedades mismas del sistema.

4. Se debe mencionar que para la buena ejecución de un proyecto y como se planteó en este estudio para la asignación y buena realización de cada una de las actividades, se debe tomar en cuenta ciertos parámetros como: los obreros hayan tenido experiencias similares, el espacio disponible sea el adecuado, el tiempo asignado para la ejecución del proyecto y como principal punto que los rendimientos por hora – hombre sean los óptimos, ya que con esto se obtiene una reducción en costos de materiales y mano de obra.

5. La resistencia del concreto utilizada en ambas fundaciones ha sido estimada para un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para poder alcanzar la capacidad de los esfuerzos actuantes, el acero de refuerzo fue de 2800 kg/cm^2 de capacidad a la fluencia siendo las varillas N°2, N°3 y N°4 y además la magnitud del volumen del concreto generará que las actividades de elaboración y colocación representen consideraciones de capacidad y experiencias en la mano de obra, proceso constructivo y costos, para la elección del sistema a utilizar.

6. Al realizar el análisis económico para la vivienda modelo, se obtuvieron por separado los montos de los materiales utilizados para la losa y solera de fundación, así también el costo de los materiales para toda la vivienda, en estos se pudo observar una ventaja económica muy favorable para el sistema de solera sobre el sistema de losa \$ 436.70 y \$ 955.13 respectivamente, por lo que se afirma que para condiciones de suelo como el mostrado en este estudio es más favorable utilizar las soleras de fundación.

7. De acuerdo con este análisis realizado, se pudo comprobar que, para suelos de características de capacidad de carga admisible de 1 kg/cm^2 , que en nuestro medio corresponde a un suelo de tipo limo arenoso encontrado en el Área Metropolitana de San Salvador y a una profundidad de desplante no mayor a 60 cm, para el caso, es lo suficientemente resistente como para recibir todas las cargas de las cimentaciones de la vivienda y sin presentar ningún cambio en sus características (asentamientos – deformaciones), por lo tanto aún ante esta condición de capacidad de carga baja los dos sistemas funcionan no sin antes dar un tratamiento previo al suelo.

8. El diseño estructural de estos dos sistemas, se ha tenido que evaluar parámetros como lo son: propiedades mecánicas (resistencias), materiales, geometría, métodos sistematizados y memoria de cálculo, para poder definir realmente dimensiones y refuerzos; por lo que se confirma que los elementos propuestos cumplen con las exigencias de la vivienda y transmiten de la mejor manera las cargas a la capa de soporte que se encuentra inmediatamente debajo de dichos elementos.

9. Al revisar los costo de los materiales que conforman la vivienda modelo, según tabla 4.1 del capítulo IV²¹, y además los costos de los materiales de los sistemas de fundación en estudio, según tabla 4.2 y 4.3²² del capítulo IV, se puede decir que los montos totales obtenidos para las soleras de fundación representan un 17.7% con respecto al costo total de los materiales para la vivienda, comparado con el 38.8% correspondiente a la losa de fundación con referencia siempre al total de los

²¹ Capítulo IV, Pág. 2

²² Capítulo IV, Pág. 4

materiales de la vivienda, se puede decir que esta diferencia es representativa afirmando que es mucho mas económico el sistema de soleras, según las condiciones presentadas.

6.2.- Recomendaciones

1. Se recomienda identificar y cuantificar las características de los materiales propuestos para la construcción de una vivienda sobre todo en un diseño estructural ya que el cambio de cualquiera de ellos puede causar una variación sustancial de las cargas producidas por dichos materiales.
2. Se debe tener en cuenta el seguimiento de manera sistemática y ordenada en el desarrollo del diseño estructural en la memoria de cálculo con el respaldo de los reglamentos y códigos correspondientes, como lo son ACI 318-02 y algunos procedimientos recomendados según bibliografía citada en nuestro estudio.
3. Evaluar y considerar todos las formas posibles en el cálculo del diseño estructural ya que existen herramientas automatizadas (programa estructurales) que pueden facilitar y precisar el desarrollo de la memoria de cálculo como lo ejecutado en este análisis para el caso complejo de la losa de fundación utilizando el programa antes mencionado.

4. Al revisar los resultados obtenidos en el diseño estructural, se puede visualizar que existe una misma sección geométrica de soleras de fundación, pero con dos alternativas de acero de refuerzo debido al desarrollo del bajado de cargas, el comportamiento de dicho elemento (soleras), no es igual para colindancia como para paredes intermedias, por lo tanto es recomendable económicamente manejar estos dos tipos de refuerzo porque ayuda a la reducción de costos.

5. En el análisis económico de este estudio se tabularon valores de mano de obra, rendimiento y tiempo relacionados con la obra, con el fin de facilitar las comparaciones, técnicas y económicas, como una herramienta para elegir la mejor alternativa, por lo que se recomienda siempre realizar un estudio de respaldo para evaluar las necesidades de nuevos procesos que no son comunes en nuestro medio.

6. El estudio es válido para la realización de una vivienda de un nivel lo que limita a evaluar a estas en otras condiciones dando una oportunidad a otros a evaluar dichas modificaciones.

BIBLIOGRAFIA

- George Sowers. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, Editorial Limusa, 1986
- Harry Parker & James Ambrose. Diseño Simplificado de Concreto Reforzado, Editorial Limusa, 1987
- Navy Edwar G. Concreto Reforzado, 1996
- Ministerio de Obras publicas, Republica de El Salvador. Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas.
- ACI 336.2R-02, Suggested analysis and design procedures for combined footing and mats. 2002.
- ACI 318 Appendix B.
- ASIA, Comité de Actividades Científicas y Culturales. Aplicación del Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador.
- Blanca Mirian Guzmán. Análisis comparativo entre la utilización de equipos y procesos manuales en la construcción de obras de urbanización y viviendas, TESIS, UES 1981
- Calderón Díaz. Estudio de la norma técnica de diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes, TESIS, UCA, 2000
- Rivas Mata y Vargas Jiménez, Diseño de fundaciones para viviendas tipo mínimo en los suelos arcillosos y su comparación con los sistemas actuales, TESIS, UCA 1982
- Gil Oswaldo Aguirre Ramirez. Manual de fundaciones de las estructuras según tipos de suelos y condiciones de terreno, TESIS, UES 1996
- Aguilar Castillo y Rodríguez Carcamo. Análisis comparativo de sistemas constructivos para viviendas de bajo costo, TESIS, UCA 1983

ANEXOS

1.0 Tutorial STAAD.PRO
2.0 Laudo arbitral (08-07-2005 al 08-07-2006)