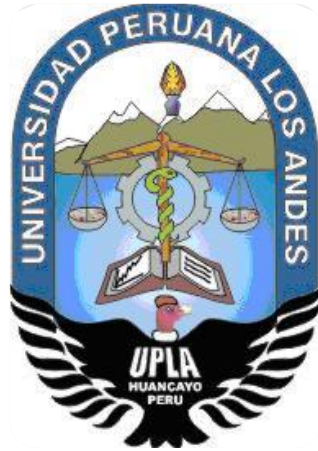


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE
CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA
EL TAMBO – HUANCAYO 2021**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

BACH. EDISON WILLIAM SALOME LAVADO

Asesor Metodológico: PhD. Tito Mallma Capcha

Asesor Temático: Mg. Ing. Javier Reynoso Oscanoa

Línea de Investigación Institucional: Transporte y Urbanismo

Fecha de inicio y culminación: Octubre 2021 – Enero 2022

Huancayo – Perú, Enero – 2022

Asesor Metodológico

PhD. Tito Mallma Capcha

Asesor Temático

Mg. Javier Reynoso Oscanoa

DEDICATORIA.

“Dedico este trabajo a DIOS nuestro divino creador por haberme dado la vida y la sabiduría que me guio para poder llegar hasta esta fase de mi vida profesional. A mi madre por el amor, confianza y apoyo que me brinda. A mi hermano por estar siempre presente apoyándome en todo momento”.

Bach. Edison William Salome Lavado

AGRADECIMIENTO.

“A los asesores profesionales quienes me ayudaron y guiaron para poder hacer realizar la culminación de la presente investigación”.

Bach. Edison William Salome Lavado

HOJA DE CONFORMIDAD DE LOS MIEMBROS DEL JURADO

Dr. Rubén Darío Tapia Silguera

PRESIDENTE

Ing. Christian Mallaupoma Reyes

JURADO 01

Ing. Alcides Luis Fabián Brañez

JURADO 02

Ing. Severo Simeón Calderón Samaniego

JURADO 03

Mg. Leonel Untiveros Peñaloza

SECRETARIO

ÍNDICE

RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	14
CAPÍTULO I.....	16
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	16
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1.2. FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.2.1. Problema General	19
1.2.2. Problemas Específicos	19
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	20
1.3.1. Social o práctica.	20
1.3.2. Científica teórica	20
1.3.3. Metodológica.....	21
1.4. DELIMITACIONES	21
1.4.1. Espacial.	21
1.4.2. Temporal.	22
1.4.3. Económica.....	22
1.5. LIMITACIONES.....	22
1.5.1. Por el Covid-19.....	22
1.6. OBJETIVOS	23
1.6.1. Objetivo General	23
1.6.2. Objetivos específicos	23
CAPITULO II	24
MARCO TEÓRICO	24
2.1. ANTECEDENTES.....	24
2.1.1. Nacionales	24
2.1.2. Internacionales.....	27
2.2. MARCO CONCEPTUAL.	30
2.2.1. Teorías de Capacidad de carga.....	30

2.2.1.1. Capacidad portante.....	30
2.2.2. Cimentaciones Superficiales.	44
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	54
2.4. HIPÓTESIS.....	56
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL	56
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA	56
2.5. VARIABLES.	57
2.5.1. Definición Conceptual de la variable.....	57
2.5.2. Definición operacional de la variable.	57
2.5.3. Operacionalizacion de variables.....	58
CAPITULO III	60
METODOLOGÍA	60
3.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.	60
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN.	61
3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.	61
3.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	62
3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	63
3.5.1. Población.....	63
3.5.2. Muestra:	64
3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	64
3.6.1. Técnicas de recolección de datos	64
3.6.2. Instrumentos de recolección de datos.	65
3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	65
3.7.1. Campo.....	65
3.7.2. Gabinete.	67
3.8. TÉCNICAS Y ANÁLISIS DE DATOS.	68
CAPITULO IV	69
RESULTADOS.....	69
4.1. GENERALIDADES.....	69
4.1.1. Resultados obtenidos de laboratorio	69
4.1.2. Ubicación del lugar de estudio	71

4.1.3. Plano modelo para el proyecto	72
4.2. RESULTADO DEL METRADO DE CARGAS PARA EL DISEÑO SISMICO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES	73
4.3. RESULTADOS OBTENIDOS DEL CALCULO Y ANÁLISIS DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA.....	76
4.4. RESULTADOS DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	80
4.4.1. Resultado análisis comparativo de las cimentaciones superficiales	80
CAPITULO V	87
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	87
CONCLUSIONES	92
RECOMENDACIONES	94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96
ANEXOS	101
ANEXO 1	102
ANEXO 2	104
ANEXO 4	119
ANEXO 5	123
ANEXO 6	231

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de forma de Terzaghi.....	32
Tabla 2: Factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	33
Tabla 3: Factores de capacidad de forma modificado de Terzaghi	34
Tabla 4: Capacidad de carga de Meyerhof (1951, 1963)	37
Tabla 5: Factores de capacidad portante según Brinch Hansen	39
Tabla 6: Teorías de capacidad de carga según Alexander Vesic.....	41
Tabla 7: Factores de zona "Z".	52
Tabla 8: Categorías de las Edificaciones y Factor "U".....	52
Tabla 9: Factor de Suelo "S"	52
Tabla 10: Sistemas Estructurales.	53
Tabla 11: Periodos "Tp" y "Ti"	54
Tabla 12: Operacionalizacion de variables	59
Tabla 13: cuadro de resumen de resultados obtenidos en laboratorio	69
Tabla 14: Perfil estratigráfico de C1	70
Tabla 15: Perfil estratigráfico C2	70
Tabla 16: Perfil estratigráfico C3.....	71
Tabla 17: Carga actuante amplificada no sísmica	74
Tabla 18: Factores sísmicos	74
Tabla 19: Carga amplificada sísmica.....	75
Tabla 20: Carga amplificada no sísmica	75
Tabla 21: Cuadro comparativo 1 de capacidades portantes	76
Tabla 22: Cuadro comparativo 2 de capacidades portantes	77
Tabla 23: Cuadro comparativo 3 de capacidades portantes	79
Tabla 24: Cuadro comparativo 1 zapatas aisladas	81
Tabla 25: Cuadro comparativo 2 zapata combinada.....	82
Tabla 26: Cuadro comparativo 3 zapatas conectadas	83
Tabla 27: Cuadro comparativo 4 zapata conectada	84
Tabla 28: Cuadro comparativo 5 zapata conectada	85
Tabla 30: Resultado de la capacidad portante por Terzaghi	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: presencia de grietas en muro cercano al lugar de estudio	18
Figura 2: Presencia de grietas en los muros de vivienda cercana al lugar de ejecución del proyecto.	18
Figura 3: Ubicación de la zona de estudio	22
Figura 4: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua	31
Figura 5: Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof.....	35
Figura 6: Equipos para granulometría.....	42
Figura 7: Máquina de corte directo.....	43
Figura 8: Gravedad específica de los agregados	44
Figura 9: Zapata aislada	45
Figura 10: Zapata combinada o corridas	46
Figura 11: losas de cimentación	47
Figura 12: Mapeo de zonas sísmicas	51
Figura 13: Ubicación del sector C de Cullpa Alta.....	63
Figura 14: Muestra 1 extraída de calicata C1	66
Figura 15: Muestra 1 extraída de calicata C2.....	66
Figura 16: Muestra 1 extraída de calicata C3.....	66
Figura 17: Ubicación de los puntos de extracción de muestras (calicatas).....	67
Figura 18: Ubicación geográfica de la zona de estudio	72
Figura 19: Plano modelo para selección de área crítica.....	73
Figura 20: Diagrama 1 de capacidades portantes	77
Figura 21: Diagrama 2 de capacidades portantes	78
Figura 22: Diagrama 3 de capacidades portantes	79

RESUMEN

La presente investigación respondió al siguiente problema: “¿Cuál es el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo?”, el objetivo general fue: “Analizar los resultados de la comparación de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo - Huancayo” y la hipótesis general fue: “El análisis de la comparación de las teorías de capacidad portante determina que la teoría de Terzaghi es la más adecuada para el diseño de las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo”.

El método de investigación general fue: “El científico”, tipo de investigación fue: “Aplicada”, nivel de investigación fue: “Descriptiva y explicativa”, diseño fue: “no experimental y de corte transversal”, la población estuvo conformada por: “Los suelos del anexo de Cullpa Alta del sector C”, tipo de muestreo fue: “El no aleatorio o dirigido”.

La conclusión principal es que: “El resultado del análisis de la comparación de las teorías de capacidad de carga nos permitió determinar que la teoría de Terzaghi es la más adecuada para el diseño de las cimentaciones superficiales debido que el valor obtenido es un valor bajo de las 4 teorías lo que para el diseño de cimentaciones superficiales se diseña con el valor crítico o desfavorables para poder tener un diseño que brinde seguridad”.

Palabras claves: **capacidad de carga, cimentaciones superficiales, análisis comparativo.**

ABSTRACT

The present investigation responded to the following problem: "What is the result of the comparative analysis of the theories of load capacity in the superficial foundations, Cullpa Alta El Tambo - Huancayo?", the general objective was: "Analyze the results of the comparison of the load capacity theories in the superficial foundations, Cullpa Alta El Tambo - Huancayo" and the general hypothesis was: "The analysis of the comparison of the load capacity theories determines that the Terzaghi theory is the most adequate for the design of the superficial foundations, Culpa Alta El Tambo - Huancayo".

The general research method was: "The scientist", type of research was: "Applied", level of research was: "Descriptive and explanatory", design was: "non-experimental and cross-sectional", the population was made up of: "The soils of the annex of Cullpa Alta of sector C", type of sampling was: "The non-random or directed".

The conclusion is: "The result of the analysis of the comparison of the load capacity theories allowed us to determine that the Terzaghi theory is the most appropriate for the design of shallow foundations because the value obtained is a low value of the 4 theories what for the design of shallow foundations is designed with the critical or unfavorable value in order to have a design that provides safety".

Keywords: load capacity, shallow foundations, comparative analysis.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis de investigación titulada “Análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo 2021”, se orientó a: “analizar las diferentes y más conocidas teorías de capacidad de carga orientados a las cimentaciones superficiales y en su diseño para poder diferir mediante los resultados obtenidos las similitudes o diferencias que hay de unas frente a las otras mediante un cuadro comparativo en temas de capacidad de soporte del suelo, diseño y las condiciones de las cimentaciones”. Por lo cual para la siguiente investigación se tuvo como muestra de análisis las muestras extraídas de las calicatas de la zona de estudio ubicada un predio urbano sin construir que se encuentra en el anexo de Cullpa Alta El Tambo – Huancayo.

La presente investigación en su contenido está comprendida en cinco capítulos que se detallan a continuación.

Capítulo I. Comprende: “al problema de investigación donde se realizó el (planteamiento del problema, la formulación del problema general y específico, justificación, delimitaciones, limitaciones, objetivos generales y específicos”.

Capítulo II. Corresponde: “al marco teórico que dentro de ello se mencionó los antecedentes nacionales e internacionales, marco conceptual, definición de términos, hipótesis general y específico variables dependientes e independientes”.

Capítulo III. Se fundamentó: “la metodología, el método de investigación, tipo de investigación, nivel de investigación, diseño de investigación, diseño de

investigación, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, procesamiento de información, técnicas y análisis de datos”.

Capítulo IV. Se presentó los resultados: “del análisis comparativo de las teorías de capacidad portante en las cimentaciones superficiales”.

Capítulo V. se presentó: “la discusión de resultados”.

Finalmente se deduce las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

Bach. Edison William Salome Lavado

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la presente investigación se realizó un análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, debido a lo que mencionan en las investigaciones de diferentes autores sobre las teorías de capacidad de carga.

En el ámbito internacional donde lo mencionado por un autor difiere de lo mencionando por otro autor por ejemplo Patzan (2009), recomienda que: “Utilizar el valor de la capacidad de carga obtenido por medio de la ecuación de terzaghi para cimentaciones superficiales como un cálculo estimado, de referencia o valor máximo, debido a que por lo general proporciona valores de capacidad de carga mayores a las ecuaciones de los demás autores y no toma en cuenta factores como la forma del cimient y otros”.

Y Quesada (2017), menciona que: “La formulación analítica para un cálculo de la capacidad portante que han propuesto por Meyerhof y Hanna son demasiada

conservadora por tanto no recomienda su uso para el diseño de cimentaciones superficiales”.

En lo anteriormente visto los autores mencionaron diferentes puntos de vista, no concuerdan y realizan afirmaciones que en esta investigación se tuvo que comprobar.

Por otro lado, en el ámbito nacional, Medina (2002), recomienda que: “Los valores que han obtenido de la capacidad portante experimentales y teóricos, nos indican que las soluciones y proposiciones teóricas ofrecen una adecuada predicción de la capacidad portante su coherencia y proximidad en los resultados”.

Beltran y Diaz (2018), concluyeron que: “Los valores de capacidad de carga admisible para las metodologías de Terzaghi Meyerhof y Hansen no tienen mucha relación”.

Y Sosa (2021), concluyó que: “La ecuación de Terzaghi brinda valores más conservadores a diferencia de la ecuación de Meyerhof para el tipo de suelo que presenta la zona de estudio”.

Debido a lo mencionado por los diferentes autores tanto a nivel internacional y nacional se aprecia que no tienen una semejanza y de lo contrario tienen diferencias y contradicciones, es por ello que en esta presente investigación se realizó el análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales y así determinar que teoría de capacidad portante es la más adecuada y precisa según las condiciones que se propongan.

A nivel local en el anexo de Cullpa Alta, se pudo observar que a alrededores del lugar donde se ejecutó el proyecto de investigación las viviendas cercanas cuentan con la presencia de fisuras y grietas en los muros estos problemas en la mayoría de los casos ocurren por la baja capacidad portante del suelo, por ello se seleccionó dicho lugar como zona de estudio y se aprecia las fisuras y grietas:



Figura 1: presencia de grietas en muro cercano al lugar de estudio



Figura 2: Presencia de grietas en los muros de vivienda cercana al lugar de ejecución del proyecto.

Entonces debido a que existe diferencias de opiniones entre los autores tanto en el ámbito nacional e internacional, en esta investigación se propuso

realizar el cálculo de la capacidad portante del suelo por las 4 más conocidas teorías de capacidad de carga: Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic aplicados al diseño de las cimentaciones superficiales con una carga vertical actuante, para ello se requirió: los resultados de los ensayos de laboratorio como: peso específico, cohesión, ángulo de fricción y su clasificación también, el cálculo de cargas amplificadas y cargas sísmicas amplificadas verticales actuantes.

Estos datos a su vez nos sirvieron para realizar el diseño de las cimentaciones superficiales: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas para luego poder realizar un cuadro comparativo de los resultados obtenidos tanto del diseño de cimentaciones y de las teorías de capacidad de carga para así realizar un análisis comparativo y poder saber las similitudes o diferencias que presentan unas frente a otras y saber que teoría de capacidad de carga es la más adecuada.

1.2. FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿Cuál es el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo?

1.2.2. Problemas Específicos

1. ¿Qué resultados se obtienen al realizar el comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño de cimentaciones superficiales?
2. ¿Cuál es el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en la elección del tipo de cimentación superficial?

3. ¿Qué resultados produce el análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño sísmico de cimentaciones?

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. Social o práctica.

Hernández, Fernández y Baptista (2014), mencionaron que: “Toda investigación debe tener cierta relevancia social, logrando ser trascendente para la sociedad y denotando alcance o proyección social”

Por eso en la presente investigación se realizó con la finalidad de analizar y comparar los resultados de las teorías de capacidad de carga aplicadas a cimentaciones superficiales para así poder determinar la finalidad de cada teoría y que a su vez con dichos resultados poder analizar, dimensionar y diseñar con mayor seguridad los futuros proyectos de infraestructura en beneficio de sociedad y los pobladores del anexo de “Cullpa Alta El Tambo – Huancayo” lugar donde se vienen realizando construcciones empíricas en su mayoría detectándose visualmente problemas de asentamientos, por lo cual los resultados obtenidos de esta investigación les servirá de gran ayuda para futuras construcciones que se realizarán en dicha zona en mención.

1.3.2. Científica teórica

Ñaupas, Mejia, Novoa y Villagomez (2014), dijeron que: “que la justificación teórica va ligada a la inquietud del investigador por profundizar los enfoques teóricos que tratan el problema que se explica”

Por eso la presente investigación toda la información que se recopiló tanto en las bases teóricas como en el marco conceptual sobre las variables de estudio serán de sustento para esta y otras investigaciones similares que abordan temas de cuerpo y conocimiento con el tema de esta investigación.

1.3.3. Metodológica

Hernández, Fernández y Baptista (2014), mencionaron que: “Un estudio se justifica metodológicamente cuando se creará un nuevo instrumento para recolectar o analizar datos o se plantea una nueva metodología que incluya otras formas de experimentar una o más variables”

Por eso en la presente investigación en el tema metodológico se sustentó y justifico el porqué, intervino el uso de las normas y guías para su análisis y ejecución como la norma E.060 referido a Concreto Armado, E .050 vinculado a Suelos y Cimentaciones, E.030 en mención al Diseño Sismo resistente y como guía de diseño el libro de Diseño En Concreto Armado del ingeniero Roberto Morales Morales, lo cual nos permitirá poder encaminar y realizar nuestra investigación.

1.4. DELIMITACIONES

1.4.1. Espacial.

En la presente investigación se realizó en el anexo de Cullpa Alta, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo del departamento de Junín debido a que en los alrededores del lugar de estudio se pudo visualizar grietas y fisuras

en los muros de las viviendas y también se logró obtener el permiso para poder realizar los estudios en dicho lugar.



Figura 3: Ubicación de la zona de estudio

Fuente. Google Maps, 2021

1.4.2. Temporal.

El presente trabajo de investigación propuesto se llevó a cabo entre los meses de octubre del 2021 a enero del 2022.

1.4.3. Económica.

La tesis fue financiada con los recursos propios del investigador.

1.5. LIMITACIONES

1.5.1. Por el Covid-19

Debido a la pandemia ocurrida por el COVID 19 se tuvo retrasos en la ejecución de la presente investigación al momento de poder realizar los trabajos

de ensayos de laboratorio debido que el laboratorio de la universidad se encontraba cerrado recurriendo a un laboratorio externo para poder realizar los diferentes ensayos de la misma manera con los trabajos de campo por temas de restricciones sociales y toques de queda.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo General

Analizar el resultado del comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo.

1.6.2. Objetivos específicos

1. Evaluar el resultado que se obtiene al realizar el comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño de las cimentaciones superficiales.
2. Determinar el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en la elección del tipo de cimentaciones superficiales.
3. Establecer el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Nacionales

Fernández (2015), en la tesis titulada: “**Evaluación de la capacidad portante de los suelos de fundación de la ciudad universitaria – Universidad Nacional de Cajamarca – 2014**”, para optar el grado de doctor en ciencias, señala que, esta investigación tuvo como **problema general**: “¿Cuál es la diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria entre el método Ensayo de Penetración Estándar y el método de Ensayo de Corte Directo?” Es por eso que la presente investigación tuvo como **objetivo principal** fue: “Determinar la

precisión de medida de la capacidad portante de los suelos de fundación de la ciudad universitaria utilizando dos métodos, el método de ensayo de Corte Directo y el método de ensayo de SPT – Universidad Nacional de Cajamarca 2014” la presente investigación tiene como **métodos de investigación** tuvo como finalidad: “Aplicada”, objetivos fue: “Descriptivo – Correlacional”, fuente Primaria fue : “diseño No Experimental”, temporalidad fue “Diacrónica”, contexto fue: “Laboratorio – Campo”. El tesista **concluyó** que: “La comparación entre la Capacidad Portante de los suelos de fundación para cimentaciones superficiales en el ensayo de penetración estándar (SPT) presenta una capacidad portante 81% menor que el resultado obtenido en el ensayo de Corte Directo”.

Ravines (2017), en la tesis titulada: “**Capacidad portante de los suelos de fundación, mediante los métodos DPL y corte directo para la ciudad de José Gálvez – Celendín – Cajamarca, de la Universidad Nacional de Cajamarca**”, para optar el grado de maestro en ciencias, esta investigación tuvo como **problema general**: “¿Cuál es capacidad portante de los suelos de fundación, mediante los métodos DPL y Corte Directo para la ciudad de José Gálvez–Celendín-Cajamarca?” por ende, fijo como **objetivo principal**: “Determinar la capacidad portante de los suelos de fundación de la ciudad de José Gálvez, provincia de Celendín, departamento de Cajamarca, mediante los ensayos de DPL y Corte Directo”. Fijo como **métodos de investigación**: finalidad “Aplicada”, objetivos “Descriptiva”, fuente “Primaria”, diseño “Cuasi-Experimental”, contexto “Laboratorio Campo”. El tesista **concluyó**

que: “La capacidad portante mediante el ensayo de corte directo de los suelos de fundación de la ciudad de José Gálvez varía entre 0.84 y 0.96 kg/cm² y el Angulo de fricción interna varía entre 10.7° y 15.7° y la capacidad portante mediante en ensayo de DPL de los suelos de fundación de la ciudad de José Gálvez varía entre 0.53 y 1.20 kg/cm² y el número de golpes caria entre 7 y 16 respectivamente a su vez el porcentaje de variación entre ambos ensayos varía desde un 5.56% hasta 81.13%”.

Sánchez (2019), en la tesis titulada: “**Estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones superficiales en viviendas unifamiliares en el centro poblado de Huamanmarca, de la Universidad Nacional del Centro del Perú**”, Para optar el grado de ingeniero civil. Tuvo como **problema general**: “¿Cómo realizar un estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones superficiales en viviendas unifamiliares en el centro poblado de Huamanmarca?” y tuvo como **objetivo principal**: “Realizar un estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones superficiales en viviendas unifamiliares en el centro poblado de Huamanmarca”, fijo como **metodología de investigación**: tipo “Cuantitativo”, nivel “Descriptivo”, método “Inductivo”, diseño “No Experimental” del tipo “Transaccional”. **Concluyó** en que: “De acuerdo a las propiedades físicas y mecánicas obtenidas del suelo, para determinar la capacidad portante admisible se está considerando que no se encontró nivel freático en las calicatas en estudio, que el tipo de falla es local y que la carga es vertical. Donde se obtuvieron los siguientes resultados, mínima 1.36 kg/cm² en C-07 a una profundidad de 1.80m y máxima de 1.85 kg/cm² en

C-10 a una profundidad de 1.90m y su diseño de zapatas de 1.90 x 1.75 m para un desplante de 1.70m en C-10 y zapatas de 2.30 x 2.15 m para un desplante de 1.60m en C-07”.

2.1.2. Internacionales.

Paillao (2019), La tesis titulada “**Análisis de la capacidad portante de soporte sísmica de fundaciones superficiales apoyadas en suelos granulares de la Universidad Andrés Bello**”, para optar el grado de ingeniero civil. Fundamenta su **problema** en que: “Ante la ausencia de disposiciones normativas específicas para este tipo de estructuras, la práctica chilena para el diseño de fundaciones superficiales ante cargas sísmicas ha consistido en permitir un incremento de un 33% en las tensiones de contacto admisibles del suelo obtenidas para el caso estático. Si bien esta forma de abordar el problema ha entregados resultados generales satisfactorios durante los sismos pasados, la disponibilidad de nuevos modelos analíticos para el cálculo de la capacidad de soporte de fundaciones superficiales pone de manifiesto la necesidad de establecer una medida de la confiabilidad asociada a su uso y evaluar posibles mejoras a los procedimientos de diseño utilizados en la práctica”. Tuvo como **objetivo principal**: “Estudiar diferentes formulaciones analíticas disponibles en la literatura para la estimación de la capacidad de soporte sísmica de fundaciones superficiales desarrolladas en el contexto del MEL y la TAL, y comparar sus predicciones con los resultados obtenidos al utilizar la denominada practica tradicional chilena consiste en la estimación las tensiones

admisibles sísmicas del suelo por medio de un incremento de un 33% en las respectivas tensiones admisibles estáticas. Lo anterior a objeto de establecer una medida de la confiabilidad asociada a nuestro país para el diseño sísmico de cimentaciones”. Fijo como **metodología** de trabajo: “Consiste en la realización de las siguientes actividades: Revisión bibliográfica para recopilar formulaciones analíticas basadas en el MEL y la TAL, análisis comparativo paramétrico de métodos con la finalidad de evaluar la sensibilidad del método analítico estudiados, estudio de la confiabilidad asociada al uso de la práctica tradicional chilena para evaluar la confiabilidad que ofrecen los procedimientos típicamente utilizados en la práctica, conclusiones y recomendaciones a partir de los resultados obtenidos”. **Concluyó** que: “Actualmente, la denominada práctica tradicional chilena para la estimación de la capacidad de soporte sísmica de fundaciones superficiales consiste en incrementar un 33% de las tensiones admisibles estáticas del suelo; esto en base a criterios y recomendaciones internacionales que no figuran de manera explícita en la norma de diseño de su país. Esta memoria presenta un análisis de capacidad de soporte sísmica de fundaciones superficiales corridas, cuadradas y rectangulares. Por medio de un estudio paramétrico, evaluando distintas razones de empotramiento, parámetros de resistencia del suelo y coeficientes de aceleración pseudoestática horizontal, se evalúa la confiabilidad de las prácticas habitualmente utilizadas para la estimación de dicha capacidad de carga”.

Quesada (2017), en la Tesis titulada: “**Determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales de la Universidad Central Marta Abreu de las Villas**”, para optar el grado ingeniero civil. Difiere que esta investigación tuvo como **problemática**: “¿Cómo es el comportamiento particular de los suelos friccionales no homogéneos en la respuesta por capacidad de carga de los cimientos superficiales?”, fijo como **objetivo principal** “Determinar la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales, empleando en software ABAQUS CAE versión 6.14”. Fijo como **metodología** a estudio: “Investigaciones analíticas y experimentales, su estudio basado en elementos finitos con resultados teóricos y los experimentales”. **Concluyó** que: “la formulación analítica para el cálculo de la capacidad de carga propuesta por Meyerhof y Hanna es demasiado conservadora por tanto no se recomienda su uso para el diseño de cimientos superficiales”.

Intriago y Pérez (2019), en la Tesis titulada “**Análisis comparativo estructural económico entre dos sistemas de cimentación para el edificio palacio municipal del Cantón Tosagua, de la Universidad de Guayaquil**” para optar en grado de ingeniero civil. Planteo como **problema**: “¿Cuál es tipo de cimentación que presenta mejor seguridad estructural y presupuesto optimo?”, fijo como **objetivo principal** “Realizar el análisis comparativo estructural entre dos sistemas de cimentación para el edificio palacio municipal del Canton Tosagua, el presente trabajo pretende comparar dos sistemas de

cimentaciones para dar a conocer la mejor alternativa según el tipo de suelos y la ubicación de la edificación escogida, utilizando los programas ETABS 2016, para la modelación tanto de la superestructura como la cimentación; así como las hojas de cálculo de Excel para el diseño de cimentaciones”. **Concluyó** que: “De acuerdo al análisis realizado entre los dos sistemas de cimentación para el edificio palacio municipal del Canton Tosagua se puede concluir de la cimentación existente no cumple con los requisitos mínimos para su correcto funcionamiento estructural, mientras que las propuestas de cimentación cumplen con todos los requerimientos estructurales normados, distribuye y transmite de mejor manera la carga de la superestructura hacia el suelo portante obteniendo la carga de la superestructura hacia el suelo portante obteniendo un óptimo desempeño estructural”.

2.2. MARCO CONCEPTUAL.

2.2.1. Teorías de Capacidad de carga

“Uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos, son los resultados de la mecánica del medio continuo en la teoría de Terzaghi a partir de esta se generaron otras teorías” (Amesquita, Jalixto y Pampas 2015).

2.2.1.1. Capacidad portante

2.2.1.1.1. Teoría de Karl Terzaghi (1943)

“Fue el primero en presentar una teoría comprehensiva para la evaluación y determinación de la capacidad portante de cimentaciones

superficiales en superficies rugosas, adaptando a la mecánica de suelos, resultados de la mecánica del medio continuo” (Fernández, 2015).

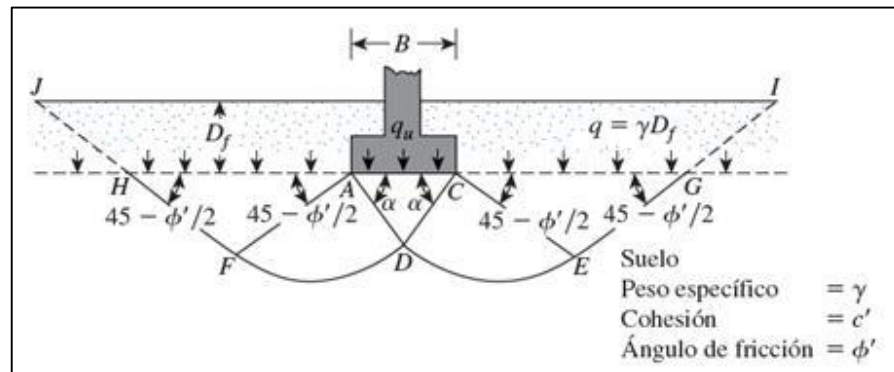


Figura 4: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua

fuelle: Braja M dass, principios de ingenieria geotecnica (2001)

- Ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi

Cimiento corrido (continuo o infinito)

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

C = cohesión del suelo.

γ = peso específico del suelo.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Df = profundidad de desplante de la cimentación.

Nc, Nq, N γ = factores de capacidad de carga (son adimensionales y las encuentran en función del ángulo de fricción del suelo, ϕ).

$$Nq = (e^2 (3\pi/4 - \phi/2) \tan\phi) / (2\cos^2 (45+ \phi/2))$$

$$Nc = \cot\phi (Nq - 1)$$

$$N\gamma = \frac{1}{2} ((Kp\gamma/\cos^2 \phi)-1) \tan \phi$$

Donde:

$$Kp\gamma = 3\tan^2 (45 + (\phi+33/2)): \text{coeficiente de empuje pasivo.}$$

- Ecuación para cimiento cuadrado.

$$qu = 1.3 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma$$

donde:

“B es la dimensión de cada lado de la cimentación y en el caso de cimientos cuadrados, para cimientos circulares B es el diámetro del cimiento” (Patzan, 2009)

- Ecuación para cimiento circular.

$$qu = 1.3 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma$$

Asimismo, Terzaghi sugirió las siguientes tablas de factores de forma.

Tabla 1: Factores de forma de Terzaghi

Factores de forma Terzaghi	Continua	Circular	Cuadrada
Sc	1.0	1.3	1.3
S γ	1.0	0.6	0.8

Fuente. Wilfredo Renán Fernández Muñoz, p.49

Y para cimentaciones que presenten falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones en las ecuaciones de cimientos corridos, cuadradas y circulares.

- Ecuación modificada para cimiento corrido.

$$q_u = 2/3c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

- Ecuación para cimientos cuadrados

$$q_u = 0.867c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

- Ecuación modificada para cimientos circulares.

$$q_u = 0.867c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

donde:

“ N'_c , N'_q , N'_γ son factores de capacidad de carga modificada. Dichos valores se determinan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga para (N_c , N_q , N_γ) reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1} (2/3 \tan \phi)$. Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi han sido modificadas para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento o desplante (D_f), e inclinación de la carga” (Patzan, 2009)

Tabla 2: Factores de capacidad de carga de Terzaghi

Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,11	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61

13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

Fuente. Braja M. Das (2010)

Asimismo, Terzaghi planteo factores de forma modificados para fallas del tipo local.

Tabla 3: Factores de capacidad de forma modificado de Terzaghi

Φ	N'_c	N'_q	N'_γ	Φ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	5,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,055	30	18,99	8,31	4,38
5	6,74	1,39	0,074	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,128	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,4
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,80	5,60	2,25				

Fuente. Braja M. Das (2010).

2.2.1.1.2. teoría de George Geoffrey Meyerhof (1951-1963)

“Meyerhof planteo una ecuación de capacidad de carga con similitud a la de Terzaghi. Donde su principal característica de la ecuación de Meyerhof es la inclinación, para un caso en que la carga aplicada a la fundación se encuentre inclinada en ángulo θ con respecto a la vertical. Esta teoría toma en cuenta la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla (figura 3). Y asume que la falla se extiende hasta la superficie del terreno. Para poder determinar la capacidad de carga ultima (q_u)” (Braja, 2010)

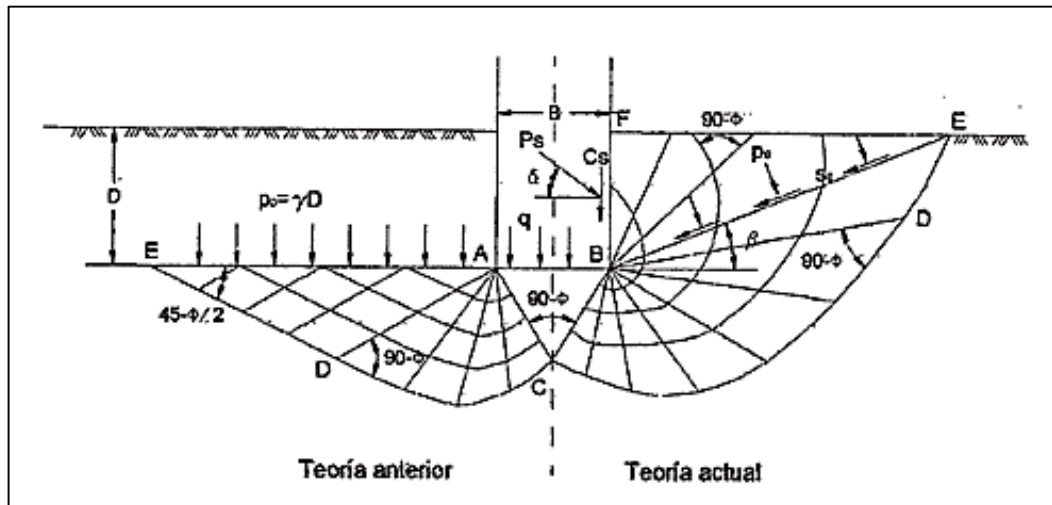


Figura 5: Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof

Fuente: “análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales, por José Alfredo Medina Seminario, 2002, p.109”.

- Ecuación de Meyerhof.

En el caso de carga vertical:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

- Ecuación para una carga inclinada:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

- factores de capacidad de carga:

$$N_q = e (\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

- Factores de forma

$$S_c = 1 + 0.2 K_p (B/L), \text{ para cualquier valor de } \varphi$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p (B/L), \text{ para } \varphi$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ para } \varphi = 0^\circ > 10^\circ$$

- Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p (D_f/B)}, \text{ para cualquier valor de } \varphi$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p (D_f/B)}, \text{ para } \varphi > 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \text{ para } \varphi = 0^\circ$$

- Factores de inclinación de la carga

$$i_c = i_q = (1 - (\theta^\circ/90^\circ))^2, \text{ para cualquier valor de } \varphi$$

$$i_\gamma = (1 - (\theta^\circ/\varphi^\circ))^2, \text{ para } \varphi > 10^\circ$$

$$i_\gamma = 0, \text{ para } \varphi = 0^\circ$$

Según diversos autores que aprueban en uso de i_γ para cualquier de φ , no necesariamente para valores mayores a 10° , sino también para valores de $\varphi = 0^\circ$. Por lo tanto, los factores vistos tienen:

$$K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

Teta = ángulo de fuerza inclinada respecto a la vertical.

B, L, Df = definidos previamente.

Se propuso la siguiente tabla para los factores de forma propuestos para la ecuación de Meyerhof:

Tabla 4: Capacidad de carga de Meyerhof (1951, 1963)

Φ	N'c	N'q	N'γ	Φ	N'c	N'q	N'γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	5.14	1.00	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	5.38	1.09	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	5.63	1.20	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	5.90	1.31	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	6.19	1.43	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	6.49	1.57	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	6.81	1.72	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.37	155.55
17	12.34	4.8	3.53	43	105.11	99.01	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.87	134.87	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.50	330.35
21	15.81	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.30	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.92	265.50	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.88	319.06	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente. "Cimentaciones Superficiales Capacidad de Carga y Asentamientos por Diana Calderón Cahuana (p.36)".

2.2.1.1.3. Teoría de Brinch Hansen (1970)

Propuso una ecuación general de capacidad última de cargas. “La ecuación de Hansen es una ampliación al trabajo de Meyerhof, teniendo como principal diferencia con la ecuación anterior. Además, toma en cuenta el factor (g_i) que considera el caso en que la fundación está siendo soportada por la superficie de un talud que se encuentra formando un ángulo β con la horizontal. Al igual que la ecuación de Meyerhof, la ecuación de Hansen puede ser utilizada tanto para fundaciones superficiales como profundas, ya que está incluido un factor de profundidad d_i ” (Braja M, 2010).

- Ecuación de Brinch Hansen

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

- factores de capacidad de carga

N_q = igual al factor empleado en la ecuación de Meyerhof.

N_c = igual al factor empleado en la ecuación de Meyerhof.

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

- Factores de forma

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) \cdot (B/L)$$

$$S_q = 1 + (B/L) \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4B/L$$

$S_c = S_q = S_\gamma = 1$, para zapatas continuas.

- Factores de profundidad

$$dc = 1 + 0.4k$$

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$dy = 1$, para cualquier valor de ϕ .

Donde:

$K = Df/B$, para $Df/B \leq 1$.

$K = \tan^{-1} (Df/B)$, para $Df/B > 1$, el valor $\tan^{-1} (Df/B)$ expresado en radianes.

Tabla 5: Factores de capacidad portante según Brinch Hansen

Φ	N'c	N'q	N'γ	Φ	N'c	N'q	N'γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	7.94
1	5.38	1.09	0.00	27	23.94	13.20	9.30
2	5.63	1.20	0.01	28	25.80	14.72	10.94
3	5.90	1.31	0.02	29	27.86	16.44	12.84
4	6.19	1.43	0.05	30	30.14	18.40	15.07
5	6.49	1.57	0.07	31	32.67	20.63	17.69
6	6.81	1.72	0.11	32	35.49	23.18	20.79
7	7.16	1.88	0.16	33	38.64	26.09	24.44
8	7.53	2.06	0.22	34	42.16	29.44	28.77
9	7.92	2.25	0.30	35	46.12	33.30	33.92
10	8.34	2.47	0.39	36	50.59	37.75	40.05
11	8.80	2.71	0.50	37	55.63	42.92	47.38
12	9.28	2.97	0.63	38	61.35	48.91	56.17
13	9.81	3.26	0.77	39	67.87	55.96	66.76
14	10.37	3.59	0.97	40	75.31	64.20	79.54
15	10.98	3.94	1.18	41	83.86	73.96	95.05
16	11.63	4.34	1.43	42	93.71	85.37	113.96
17	12.34	4.77	1.73	43	105.11	99.01	137.10
18	13.10	5.26	2.08	44	118.37	115.31	165.58
19	13.93	5.80	2.48	45	133.87	134.87	200.81
20	14.83	6.40	2.95	46	152.10	158.50	244.65
21	15.81	7.07	3.50	47	173.64	187.21	299.52
22	16.88	7.82	4.13	48	199.26	222.30	368.67
23	18.05	8.66	4.88	49	229.92	265.50	456.40
24	19.32	9.00	5.75	50	266.88	319.06	568.57
25	20.72	10.66	6.76				

Fuente. "Braja M. Das (2010)"

2.2.1.1.4. Teoría de Alexander Sedmad Vesic (1963)

“Las ecuaciones propuestas por Vesic tienen un grado de similitud a la propuesta por el método de Hansen (1961), excepto por algunos cambios que son especificados a continuación. El termino N_y tiene una ecuación ligeramente diferente. Los factores de inclinación de carga “ i ” inclinación de la superficie de fundaciones “ b_i ” y el factor de fundación emplazada sobre un talud “ g_i ” tienen un cálculo diferente” (Braja M, 2010).

- Ecuación de Alexander Vesic

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

- factores de capacidad de carga

N_q = igual al factor para la ecuación de Meyerhof.

N_c = igual al factor para la ecuación de Meyerhof

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

- Factores de forma y profundidad

Son iguales a los factores de forma de la ecuación de Brinch Hansen.

Tabla 6: Teorías de capacidad de carga según Alexander Vesic

Φ	N'_c	N'_q	N'_γ	Φ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.21
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.34	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.02
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.21
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.37	155.54
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.01	186.53
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.63
19	13.93	5.80	4.68	45	133.87	134.87	271.75
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.50	330.34
21	15.81	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.65
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.30	496.00
23	18.05	8.66	8.20	49	229.92	265.50	613.14
24	19.32	9.60	9.44	50	266.88	319.06	762.86
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente. Braja M. Das (2010)

2.2.1.2. Ensayos de laboratorio de suelos

- Ensayo de Granulométrico por Tamizado.

“Los suelos están conformados en partículas con diversas formas y tamaños diferentes, este método de prueba se utiliza para separar partículas en rangos de partículas en cada rango. Estos datos pasan a combinarse para determinar la distribución del tamaño (gradación), este método de prueba se utiliza un criterio de tamiz de abertura de tipo cuadrada para determinar la gradación de suelo que va entre 3” (75mm) y No. 200(75 μ m)” (EE.UU Patente n° Designacion: D6913/D6913M - 17, 2017).



Figura 6: Equipos para granulometría

Fuente. LCweb, Determinación de la granulometría de las partículas. método tamizado

- Ensayo de laboratorio prueba de corte directo

“Este método de prueba cubre la determinación de la resistencia al corte por drenaje consolidada de una muestra de un material de suelo en condiciones de límite de corte directo la muestra se deforma a una velocidad controlada cerca de un solo plano de corte determinado por la configuración del aparato.

Los esfuerzos cortantes y los desplazamientos se distribuyen de manera homogénea y uniforme dentro de la muestra, no se puede definir una altura adecuada para el cálculo de las deformaciones por corte, no pueden determinarse a partir de esta prueba realizada. Generalmente se realizan de tres a más pruebas en muestra de una muestra de suelo cada una bajo una carga normal diferente, para determinar los efectos sobre la resistencia de desplazamiento y cizallamiento, todos los resultados de una serie de pruebas se combinan para determinar las propiedades de resistencia como los sobres de resistencia de Mohr. Las interpretaciones de múltiples pruebas requieren un juicio de ingeniería y está más allá del alcance de este método de prueba. Este método de prueba se refiere a los requisitos de una sola prueba” (EE.UU Patente n° Designacion: D3080/D3080M - 11, 2011)



Figura 7: Máquina de corte directo

Fuente. “instituto de estructuras y transporte, Julio Herrera y Ressig (Montevideo Uruguay)”.

- Ensayo de Laboratorio determinación de Gravedad Especifica

“Este ensayo de laboratorio se basa en la determinación de la densidad relativa (gravedad especifica). La densidad relativa (gravedad especifica) se da

en un factor adimensional, se expresa como horno seco (OD), superficie saturada seca (SSD) o como densidad aparente (gravedad específica aparente), la densidad relativa OD se determina después de secar el agregado, la densidad relativa y su absorción se determinan después de remojar el agregado en agua durante un tiempo prescrito” (EE.UU Patente nº Designación: C127 - 15 , 2015).



Figura 8: Gravedad específica de los agregados

Fuente. “Fundación Laboratorio Nacional de Viabilidad, Método de ensayo para determinar en peso específico”

2.2.2. Cimentaciones Superficiales.

2.2.2.1. Tipos de cimentaciones superficiales

“Entre este tipo de cimentaciones se encuentran las zapatas aisladas, las cimentaciones corridas y las losas de cimentación” (Patzan, 2009)

- Zapatas aisladas

“Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los

pilares o columnas, de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que se le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar o columna, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o corridas en las que se asienten más de un pilar o columna” (grupoCIPSA, 2021)

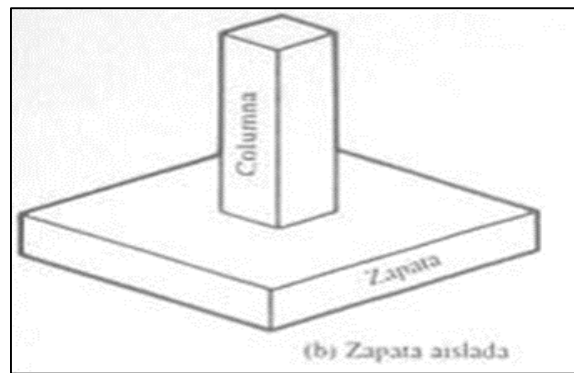


Figura 9: Zapata aislada

Fuente. revisión de concreto y estructura, cimentaciones superficiales, zapata aislada

- Zapatas combinadas o corridas

“Este tipo de cimentación se emplea cuando las zapatas aisladas se encuentran muy próximas o incluso se solapan. Las causas que originan esta situación son varias: la proximidad de las columnas o pilares, las existencias de fuertes cargas concentradas que pueden dar lugar a elevados asentamientos diferenciales, la escasa capacidad resistente del terreno o la presencia de discontinuidades en este. Si el

número de pilares que soporta es menor a tres se denomina combinadas y corridas en caso contrario. También se utilizan para apoyar muros con capacidad portante (muros de carga o muros de contención de tierras) ya tengan o no soportes embutidos en cuyo caso la anchura de la zapata puede ser variable” (grupoCIPSA, 2021).



Figura 10: Zapata combinada o corridas

Fuente. “grupoCIPSA, cimentaciones y tipos de cimentación, zapata corrida”.

- Lozas de Cimentación.

“Una losa de cimentación es una placa flotante apoyada directamente sobre el terreno. La cimentación por losa se emplea como un caso extremo de los anteriores cuando la superficie ocupada por las zapatas o por el emparrillado presente un porcentaje elevado de la superficie total. La losa puede ser maciza, aligerada o puede disponer de refuerzos especiales para mejorar la resistencia a punzonamiento bajo los soportes individualmente (denominados pedestales si están

sobre la losa y refuerzos si están bajo ella) o por líneas nervaduras”
(grupoCIPSA, 2021).

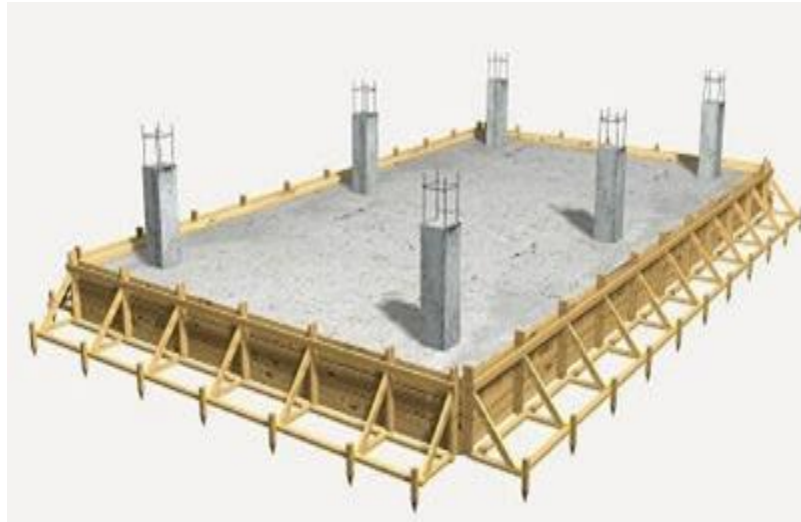


Figura 11: losas de cimentación

Fuente. “grupoCIPSA, cimentación y tipos de cimentación, losas de cimentación”.

2.2.2.2. Diseño de cimentaciones superficiales

Requerimientos para el diseño de cimentaciones superficiales

- Factores de carga

Morales (2014). “Los factores de carga tienen el propósito de brindar seguridad óptima y adecuada en contra un aumento en las cargas de servicio actuantes más aun de las especificaciones en el diseño, esto con el fin de que sea sumamente improbable la falla.

Dichos factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas”. Para esto el código ACI recomienda que la resistencia requerida U para resistir las cargas son:

- Para combinaciones de carga viva y muerta

$$U = 1.4D + 1.7L$$

- Para combinaciones de carga viva, carga muerta y carga accidental:

$$U = 0.75(1.4D+1.7L + 1.7W) \text{ o } U = 0.75(1.4D+1.7L + 1.87 E),$$

Donde W es el valor de la carga de viento y E es la carga de sismo

- Cuando la carga viva sea desfavorable, se debe revisar las combinaciones de carga muerta y carga accidental con los siguientes factores de carga:

$$U = 0.9D + 1.3W \text{ o } U = 0.9D + 1.43E$$

- Factores de reducción de capacidad

Los factores de reducción de capacidad ϕ , se toman en cuenta cuando las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material y las dimensiones son las siguientes: para flexión $\phi = 0.90$, para cortante $\phi = 0.85$, para flexo compresión $\phi = 0.75$.

- Acero de refuerzo

“El acero de refuerzo en concreto armado son varillas de sección redondeada, las cuales con corrugadas y que cuyo es de restringir el movimiento longitudinal de las varillas del concreto de lo rodea” (Morales, 2014).

- Teoría elástica según Roberto Morales Morales

- Dimensionamiento de columnas:

$$D = P_s/n' \cdot F'c$$

- Esfuerzo neto del terreno

$$\gamma_n = \gamma_t - \gamma_{prom} \times hf - s/c$$

- Area de Zapata

$$A_{zap} = P / \gamma_n$$

Debe cumplir que:

$$T = A_z + (c_2 - c_1)/2$$

$$S = A_z - (c_2 - c_1)/2$$

$$Si, L_{v1} = L_{v2} = (A_{zr1} - c_2)/2 = (A_{zr2} - c_1)/2$$

- Reacción neta del terreno

$$W_{nu} = P_u / A_{zap}$$

- Dimensionamiento y verificación por punzonamiento

Condición de diseño: $V_u/f = v_c$, conforme

$$V_u/\phi = 1/\phi [P_u - W_u(c_2 + d)(c_1+d)] \dots\dots\dots(1)$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{F'c} \times b_o \times d \dots\dots\dots(2)$$

$$b_o = 2(c_2 + d) + 2(c_1+d)$$

igualando ecuación 1 y 2

- Verificación por corte

$$V_{du} = (W_u * S) (L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{F'_c} * b * d \dots\dots\dots(3)$$

$$V_c > V_n$$

- Verificación por flexion

$$M_u = (W_u * S) * L_v^2 / 2 \dots\dots\dots(4)$$

$$A_s = (M_u / (\phi * F_y * (d - a/2)))$$

$$A = (A_s * F_y) / (0.85 * F'_c * b) \dots\dots\dots(5)$$

- Verificación area de acero

$$A_{smin} = P_{tem} * b * d \dots\dots\dots(6)$$

- Espaciamiento de acero

$$S = (d - 2r - \phi) / n - 1 \dots\dots\dots(7)$$

2.2.2.3. Diseño Sísmico

Para el cálculo del diseño sísmico aplicable se requieren:

- Fuerza cortante en la base

“La fuerza total cortante en la base de la estructura correspondiente a la dirección a considerar de determina por la siguiente expresión”

(Reglamento Nacional De Edificaciones, 2016).

$$V = (Z . U . C . S / R) * P$$

- Mapeo de zonas sísmica



Figura 12: Mapeo de zonas sísmicas

Fuente. E.030 Diseño sismorresistente

- Factores de zona

Tabla 7: Factores de zona "Z".

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente. E.030, Diseño sismorresistente.

- Categoría de las edificaciones y factor "U"

Tabla 8: Categorías de las Edificaciones y Factor "U"

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendio o fugas de contaminantes.	1.0

Fuente. E.030, Diseño Sismorresistente

- Factor de Suelo "S"

Tabla 9: Factor de Suelo "S"

ZONA / SUELO	FACTOR DE SUELO "S"			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente. E.030 Diseño Sismorresistente

- Perfil tipo S2: Suelos Intermedios

“Este tipo de suelo corresponde suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte Vs entre 180m/s y

500m/s, incluyéndose los casos en los que cimienta sobre el: Arena densa, de gruesa a mediana, o grava arenosa medianamente densa, con valores de SPT N60 entre 15 y 50” (Reglamento Nacional De Edificaciones, 2016).

- Sistemas estructurales

Tabla 10: Sistemas Estructurales.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción Ro
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente. E.030, Diseño sismorresistente.

- Periodo Fundamental de Vibración

“El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente:

$$T = hn/Ct$$

Donde:

Ct = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a.) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b.) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistencia a momentos, sin arriostreo” (Reglamento Nacional De Edificaciones, 2016).

Tabla 11: Periodos "Tp" y "Ti"

PERIODOS "Tp" y "Ti"				
	Perfil de suelo			
	So	S1	S2	S3
Tp (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
Tl (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente. Norma E.030 diseñosismorresistente

- Factor de Ampliación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación

sísmica (C) por las siguientes:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * (T_p / T)$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 * ((T_p * T_l) / T^2)$$

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

- **Carga admisible.** "Presión máxima que la cimentación puede producir al suelo sin que se presenten asentamientos excesivos" (Chávez y Ruiz, 2019)..
- **Capacidad portante.** "Se define como capacidad portante aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daño en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad" (Nij, 2009)
- **Ensayos de laboratorio.** los ensayos de laboratorio son: "ensayos que un laboratorio realiza de las muestras enviadas o recolectadas por el mismo laboratorio estos resultados tienen la certificación y acreditación por INACAL"

- **Cimentaciones superficiales.** “Las cimentaciones superficiales se caracterizan cuando su profundidad de desplante D_f es menor o igual que ancho de la misma, son aquellos cuya profundidad de desplante sea menor o igual a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación” (Nij, 2009).
- **Tipos de cimentaciones superficiales.** “Se da en relación al tipo de estructura se piensa construir y el suelo encontrado, es que se determina el tipo de cimentación necesaria” (Chávez y Ruiz, 2019).
- **Desplante de zapata.** Es la distancia que hay entre el nivel de terreno natural y el fondo de cimentación.
- **Diseño sísmico.** “Es dimensionar las estructuras de manera que estas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno” (Nilson, 2001).
- **Calicata.** “Es una exploración directa del suelo que se desea estudiar y realizar un reconocimiento geotécnico” (Chávez y Ruiz, 2019).
- **Cuantía mínima.** “La cuantía mínima se da en el acero a necesario a utilizar en un diseño de elemento estructural que va en base al área de la zapata y el factor 0.0018” (Morales, 2014).
- **Factor de seguridad.** “Consiste en una reducción de la capacidad de carga última con la aplicación de un factor de seguridad” (Nij, 2009).
- **Cohesión.** “Es la facultad que tienen las partículas del suelo de permanecer unidas como grupo, y resulta de la unión conjunta o las microestructuras existentes en el suelo” (Morales, 2014).

- **Angulo de Fricción interna.** “En un suelo existe un infinito número de partículas sin plano de corte, el ángulo de fricción interna es el promedio del ángulo de rozamiento de todas las partículas” (Morales, 2014)

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

El resultado del análisis de la comparación de las teorías de capacidad de carga determina que la teoría de Terzaghi es la más adecuada para el diseño de las cimentaciones superficiales, Cullpa alta El Tambo – Huancayo

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA

1. El resultado de la evaluación es que las teorías de capacidad de carga determinan diferentes características geométricas para las cimentaciones superficiales.
2. Los resultados del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga y las cargas actuantes determinan la elección del tipo de cimentación superficial.
3. Los resultados de la teoría de capacidad portante intervienen en conjunto con las cargas sísmicas para el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales.

2.5. VARIABLES.

2.5.1. Definición Conceptual de la variable.

Variable Independiente (x). Teorías de capacidad de cargas.

Amesquita, Jalixto y Pampas (2015), Explicaron que “las teorías para la determinación de la capacidad de carga establecen modelos para el diseño de cimientos sobre suelos en estado natural, y aplicables a rellenos artificiales con un control de calidad. Existen diferentes teorías para la determinar la capacidad de carga de un suelo, Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, etc., todas en función de las propiedades y características del suelo; así como también en función de las características de la cimentación”.

Variable dependiente (y). Cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones superficiales se definio: “cuantitativamente de forma aproximada y arbitraria como aquellas en las que la reacción entre su empotramiento (D) y su ancho (B) y se verifica $D/B < 4$. Las diferentes tipologías de cimentaciones superficiales son: zapatas aisladas, zapatas continuas o corridas, zapatas unidas o conectadas, losas de cimentación” (Universidad Politecnica de Cataluña Grado de Ingenieria de la Construcción)

2.5.2. Definición operacional de la variable.

Variable independiente (x). Teorías de capacidad de carga.

Fue medido a través de las ecuaciones de capacidad de carga para lo cual necesitaremos diversos factores como la cohesión, ángulo de fricción, peso específico, cuyos datos los obtendremos de los diferentes ensayos de laboratorio.

Variable dependiente (y). Cimentaciones superficiales.

Fue observado de acuerdo al tipo de cimentación, el diseño de la cimentación y el diseño sísmico aplicado para lo cual se necesitará diversas informaciones de la cimentación como capacidad de carga del suelo, presión de servicio aplicado al cimiento y las cargas por sismo producto de la cortante en la base.

2.5.3. Operacionalización de variables

Tabla 12: Operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
Independiente (Teorías de Capacidad de Cargas)	La teoría capacidad de carga establecen modelos para el diseño de cimientos sobre suelos en estado natural según las teorías de diversos autores basados en datos obtenidos de ensayos de laboratorio aplicados al suelo.	Fue medido a través de las ecuaciones de capacidad de carga para lo cual necesitaremos diversos factores como la cohesión, ángulo de fricción, peso específico, cuyos datos los obtendremos de los diferentes ensayos de laboratorio.	Capacidad portante	Terzaghi Meyerhof Hansen Vesic Análisis granulométrico	Ecuación de diseño Ecuación general Ecuación general Ecuación general Clasificación
		Fue observado de acuerdo al tipo de cementación, el diseño de la cimentación y el diseño sísmico aplicado para lo cual se necesitará diversas informaciones de la cimentación como capacidad de carga del suelo, presión de servicio aplicado al cimientto y las cargas por sismo producto de la cortante en la base.	Tipos de cimentaciones superficiales	Cimentaciones aisladas Cimentaciones corridas Cimentaciones circulares Losas de cimentación Peso total de la estructura	Según su forma TN(toneladas)
		Diseño de cimentaciones superficiales	Datos del suelo de fundación	Según el tipo de suelo	
		Diseño sísmico	Cortante de base	TN(toneladas)	
Dependiente (Cimentaciones Superficiales)	Son aquellas que transmiten las cargas de la estructura al suelo de fundación entre ellas tenemos diferentes tipos de cementación				

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.

El método de investigación fue **Científico**, porque: contempla una serie de etapas para obtener un conocimiento válido desde una posición científica, utilizando los instrumentos hasta la comprobar la hipótesis.

Y se definió como: “se describe como un conjunto de procesos sistemáticos y a su vez empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno, es dinámica, cambiante y evolutiva y está representada por tres formas: cuantitativa, cualitativa y mixta” (Hernández et al., 2000).

De los cuales será de forma **Cuantitativa** porque esta parte de una idea que va estableciéndose y una vez establecida y delimitada, se designan o derivan a los objetivos y preguntas de para nuestra investigación, después se revisan las literaturas y se pasa a constituir el marco o una vista teórica, luego

de las preguntas se establecen las hipótesis y se determinan las variables y se trazan un plan para probarlas.

Y se definió como: “utiliza la recolección de datos y el análisis de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías” (Hernández et al., 2000).

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

El tipo de investigación fue **aplicada** por qué: plantea soluciones de problemas prácticos e inmediatos con el fin de cambiar las condiciones y mejorar la realidad perteneciente al ámbito de estudio.

Y se definió como: “busca evaluar, comparar, interpretar, establecer precedentes y determinar la causalidad y sus implicaciones incluyendo la tiene como justificación avances y productos tecnológicos y las investigaciones de las que se derivan acciones” (Hernández et al., 2000).

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

El nivel de la investigación fue descriptiva y explicativa.

Fue **Descriptiva**. por qué hace una recopilación de datos que describen los acontecimientos y luego organiza, tabula y describe la recopilación de datos, así como las características de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales.

Y se definió como: “Consiste en la recopilación de datos que definen los acontecimientos y luego los organiza, clasifica, representa y describe los

datos recolectados, como las características de las teorías de capacidad de carga, y su aplicación frente a las cimentaciones superficiales, por medio de bases teóricas” (Hernández et al., 2000).

Fue **Explicativa**. Se encarga de buscar el porqué de los sucesos mediante la relación causa y efecto.

Y se definió como: “Se basa en responder las causas de eventos y fenómenos sociales o físicos como su propio nombre lo establece su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y las condiciones que manifiesta y también el porqué de la relación de dos o más variables” (Hernández et al., 2000).

3.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

La investigación fue: **No Experimental** por que las variables no sufrieron cambios y solo se trabajó en su estado natural aplicando las variables tal cual según su comportamiento.

Y se definió como: “es la que se realiza sin manipular deliberadamente las variables: lo que se hace en este tipo de investigación es observar los fenómenos tal y como se dan en un contexto natural, para después ser analizados” (Hernández et al., 2000).

El diseño de investigación fue: de **Corte Transversal** por que la recolección de los datos se realizó en un tiempo único y no en tiempos variados o consecutivos.

Y se definió como: “recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir las variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado” (Hernández et al., 2000).

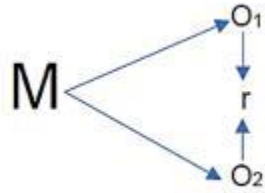
Donde:

M = Muestra

r = Relación entre variables

O1= Teorías de capacidad de carga

O2= Cimentaciones superficiales



3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA.

3.5.1. Población

La población estuvo conformada por los suelos del anexo de Cullpa Alta del sector “C” el cual se encuentra en un ámbito urbano.



Figura 13: Ubicación del sector C de Cullpa Alta

3.5.2. Muestra:

El tipo de muestra fue el **No aleatorio o dirigido**, y se define como: “Es de utilidad para determinados diseños de estudio de estudio donde se requiere una cuidadosa y controlada elección de casos con ciertas características especificadas previamente en el planteamiento del problema” (Hernández et al., 2000).

Para la investigación fue seleccionado un predio de 300m² ubicado en el anexo de Cullpa Alta entre la Av. 12 de Octubre y la Calle Silveria Garcia debido a que en los alrededores del lugar de investigación se pudo visualizar grietas y fisuras en los muros de las viviendas aledañas al lugar de ejecución del proyecto y se obtuvo la autorización por parte de los dueños del predio por ende la muestra fue no aleatorio o dirigido.

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

3.6.1. Técnicas de recolección de datos

- Observación: se usaron fuentes primarias, así como una búsqueda visual de un predio libre cercano donde se visualizó la presencia de grietas y fisuras en los muros se realizó una ficha de inspección del predio con apuntes importantes y resaltantes, se realizaron tomas fotográficas para así tener un registro de los trabajos a ejecutarse.

- Practico. Se realizó la excavación de una calicata de 1m de diámetro aproximado y de 3m de profundidad en el cual se le extraerán muestras para realizar los respectivos ensayos
- Análisis bibliográficos. Se utilizó las respectivas normas para la excavación de la calita, extracción de muestras, ensayos de laboratorio y procesamiento de datos.

3.6.2. Instrumentos de recolección de datos.

El instrumento utilizado fue la Ficha de observación en campo ya que como se indica “las fichas de observación de campo recogen datos obtenidos mediante la observación directa que contienen datos descriptivos que resulta de la investigación de campo que se realiza de la observación de la realidad social o natural” (Espinoza,2014)

3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.7.1. Campo.

- Los trabajos realizados en campo fueron la inspección visual del terreno, excavación de calicatas de 1.30 metro de diámetro y 3 metros de profundidad, la extracción de muestras para los respectivos ensayos en laboratorio siguiendo los lineamientos estipulados en las normas técnicas peruanas NTPs: E.050, 339.162.



Figura 14: Muestra 1 extraída de calicata C1



Figura 15: Muestra 1 extraída de calicata C2



Figura 16: Muestra 1 extraída de calicata C3

- El procesamiento de la información se dio a base de los datos recolectados en campo y laboratorio, para ello se elaboraron cuadros, tablas y gráficos con el apoyo de Microsoft Excel y Word, para así poder tener una mejor interpretación en los resultados a obtener de los diferentes cálculos.

3.7.2. Gabinete.

- Se realizó el procesamiento de la información con todos los datos brindados tanto del campo como los brindados por el laboratorio.
- Se elaboró los planos de ubicación del lugar de estudio del proyecto.
- Se calcularon todos los resultados de las teorías de capacidad de carga y el diseño de las cimentaciones superficiales por las distintas y diferentes fórmulas ingresadas en el Excel.



Figura 17: Ubicación de los puntos de extracción de muestras (calicatas)

3.8. TÉCNICAS Y ANÁLISIS DE DATOS.

Los datos de la investigación se analizarán con un enfoque cuantitativo, debido a que crea una base de datos y asimismo serán procesados con herramientas computacionales y fórmulas que estos son herramientas útiles para organizar, describir y analizar los datos recogidos.

Estos mismo que después de obtener los datos de campo y laboratorio se realizó su procesamiento de información con fórmulas aplicadas en el programa Excel.

La estadística inferencial se aplicó para establecer la prueba de la hipótesis que se planteó.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. GENERALIDADES

4.1.1. Resultados obtenidos de laboratorio

- En el siguiente cuadro podemos visualizar los resultados que se obtuvieron en el laboratorio de las muestras enviadas.

Tabla 13: cuadro de resumen de resultados obtenidos en laboratorio

RESULTADOS OBTENIDOS DE LABORATORIO				
MUESTRAS	CLASIFICACIÓN	ANGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN	PESO ESPECIFICO
MUESTRA 1 "C1"	GP	31.6	4.3 KPa	1.91 kg/cm ³
MUESTRA 1 "C2"	GP-GM	31.1	5.3 KPa	1.92 kg/cm ³
MUESTRA 1 "C3"	GP	31.9	4.9 KPa	1.96 kg/cm ³

- De los resultados de clasificación de suelos obtuvimos el siguiente perfil estratigráfico en los datos y condiciones de campo.

Tabla 14: Perfil estratigráfico de C1



Profundidad metros	estrato	Símbolo grafico	Clasificación SUCS	Descripción del suelo	muestreo
0.00 m 0.80 m	1			Terreno orgánico con restos de raíces y arbustos	C1
0.80 m 3.00 m	2		GP	Grava pobremente gradada con arena	C1

Tabla 15: Perfil estratigráfico C2





Profundidad metros	estrato	Símbolo grafico	Clasificación SUCS	Descripción del suelo	muestreo
0.00 m 0.80 m	1			Terreno orgánico con restos de raíces y arbustos	C2
0.80 m 3.00 m	2		GP - GM	Grava pobremente gradada con limo y arena	C2

Tabla 16: Perfil estratigráfico C3

Profundidad metros	estrato	Símbolo grafico	Clasificación SUCS	Descripción del suelo	muestreo
0.00 m 0.80 m	1			Terreno orgánico con restos de raíces y arbustos	C3
0.80 m 3.00 m	2		GP	Grava pobremente gradada con arena	C3

4.1.2. Ubicación del lugar de estudio

El lugar de estudio se encuentra ubicado el centro poblado de Cullpa Alta – sector C está ubicada entre las intersecciones de la Av. 12 de octubre y calle Silveria García el lugar de estudio cuenta con una extensión de 300 m².

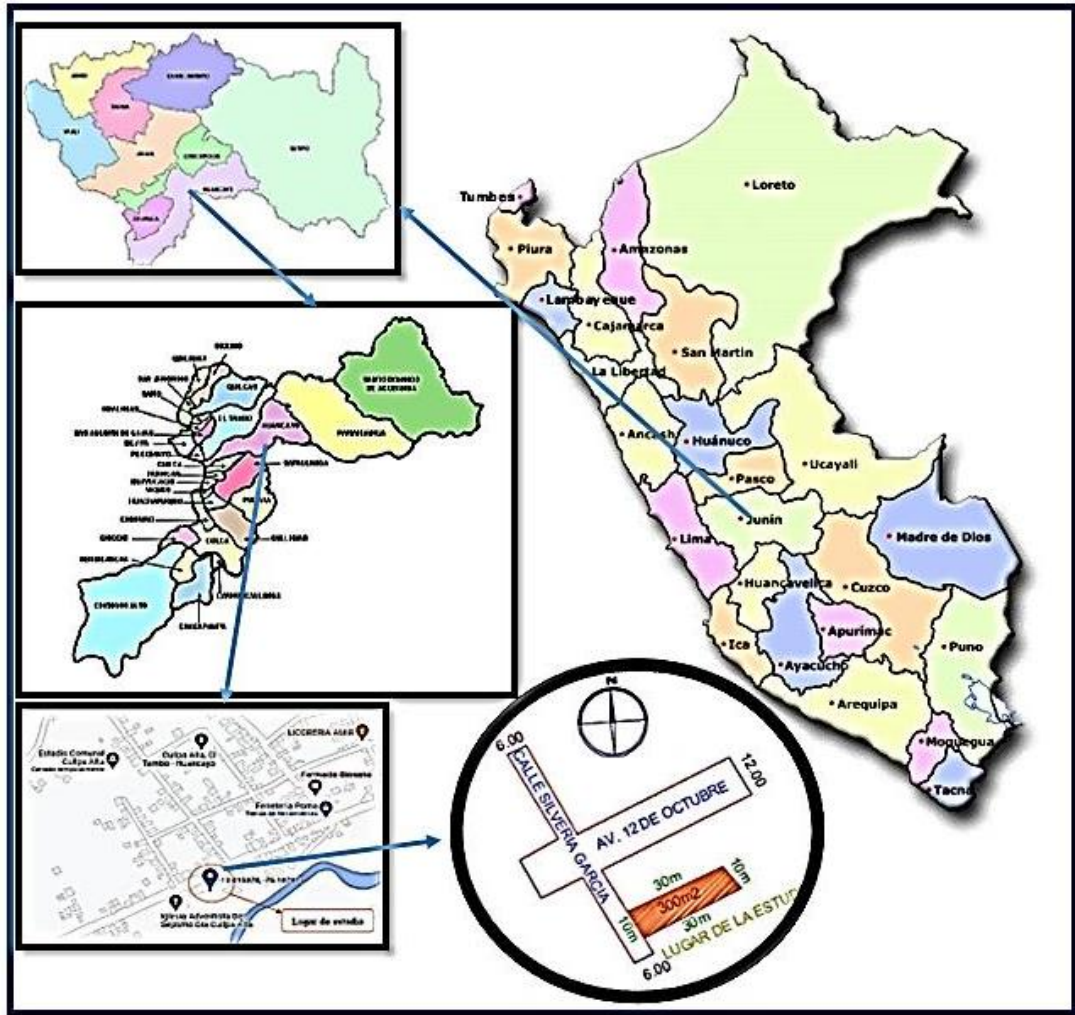


Figura 18: Ubicación geográfica de la zona de estudio

4.1.3. Plano modelo para el proyecto

Se tomó como plano modelo con un área de 21.50m de largo y 8m de ancho, esto nos servirá de apoyo para el cálculo de la **carga de servicio** del área crítica, para ello se seleccionarán las áreas de influencia de cada columna y se seleccionara el área con mayor influencia crítica.

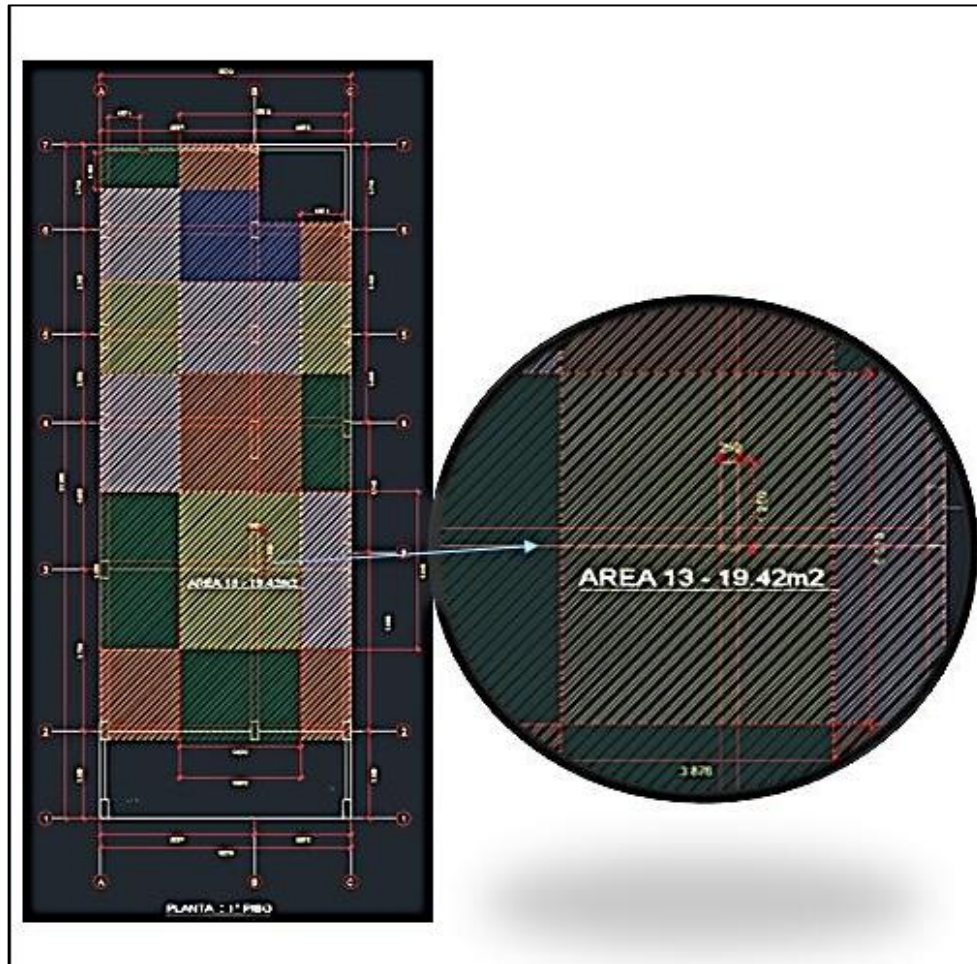


Figura 19: Plano modelo para selección de área crítica

4.2. RESULTADO DEL METRADO DE CARGAS PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

A continuación, se representan los resultados obtenidos del metrado de cargas amplificadas sísmicas y no sísmicas, cuyos resultados intervinieron en conjunto con los resultados de las teorías de capacidad portante para el diseño sísmico y no sísmicos de las cimentaciones superficiales.

4.2.1. Resultado del metrado de cargas amplificadas

Se calculó las cargas actuantes en al área critica de 19.42 m², se realizaron el calcula de cargas con las siguientes combinaciones:

Para combinaciones de carga muerta y viva:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

Para combinaciones de carga muerta y viva y accidental:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 17: Carga actuante amplificada no sísmica

CUADRO DE CARGAS ACTUANTES		
CARGA MUERTA	CARGA VIVA	PESO TOTAL ACTUANTE AMPLIFICADA
57.54 TN	15.60TN	107.07

4.2.2. Resultado del metrado de cargas sísmicas amplificadas para el diseño de las cimentaciones superficiales

- factores sísmicos para la carga sísmica

Tabla 18: Factores sísmicos

FACTORES SÍSMICOS							
Z(3)	(P)	(R)	(CT)	(S2)	(TP)	(U)	(C)
0.35	107.07	8	35	1.15	0.6	1	2.5

- Z = zona sísmica
 - P = peso total de la estructura
 - R = sistemas estructurales
 - Ct = periodo fundamental de vibración
 - S2 = factor de suelo
 - U = categoría de la edificación
 - C = factor de ampliación sísmica
 - Tp = perfil del suelo periodos
 - Carga sísmica
- $$V = (Z \times U \times S \times C / R) \times P = 13.47 \text{ tn}$$
- Carga amplificada sísmica y no sísmica

Tabla 19: Carga amplificada sísmica

Peso actuante sísmico	Peso (KG)	Peso (TN)
Carga sísmica (E)	13466.80	13.47
$U=0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$	99186.11	99.19

Tabla 20: Carga amplificada no sísmica

Peso total actuante	KG	TN
$U=1.4D + 1.7L$	107065.2	107.07

De los resultados obtenidos podemos afirmar que: “las cargas amplificadas no sísmicas obtenidas del cálculo tienen un valor mayor a diferencia de las cargas sísmicas amplificadas. Por ende, para el cálculo del

diseño de las cimentaciones superficiales intervino el mayor valor obtenido de la carga amplificada no sísmica y la carga amplificada sísmica debido a que se debe diseñar con la carga crítica actuante para poder tener una mayor seguridad en el diseño, esto concuerda con lo especificado en la hipótesis específica 3”.

4.3. RESULTADOS OBTENIDOS DEL CALCULO Y ANÁLISIS DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA

A continuación, se muestran las tablas de los resultados del cálculo y análisis de las teorías de capacidad de carga, cuyos resultados intervinieron en el diseño sísmico y no sísmico de las cimentaciones superficiales.

Tabla 21: Cuadro comparativo 1 de capacidades portantes

CUADRO COMPARATIVO 1 DE CAPACIDADES PORTANTES B=1.20				
Angulo de fricción = 31.6 / cohesión = 0.43 tn-m2 / peso específico = 1.91 tn-m3				
PROFUNDIDAD	TERZAGHI (TN)	MEYERHOF (TN)	HANSEN (TN)	VESIC (TN)
0.80 m	29.32	38.24	36.28	37.77
1.00 m	32.77	43.75	43.26	44.75
1.20 m	36.23	49.48	50.67	52.16
1.40 m	39.69	55.42	58.5	59.98
1.60 m	43.15	61.59	66.74	68.23
1.80 m	46.61	67.99	75.41	76.9
2.00 m	50.07	74.6	84.51	85.99
2.20 m	53.53	81.44	94.02	95.51
2.40 m	56.98	88.49	103.95	105.44
2.60 m	60.44	95.77	114.31	115.8
2.80 m	63.9	103.27	125.09	126.57
3.00 m	67.36	111	136.28	137.77

En el cuadro comparativo 1 se visualiza los resultados obtenidos de: “la capacidad portante por las 4 teorías de capacidad de carga en el cual los resultados obtenidos por la teoría de Terzahi son los valores más bajos”.

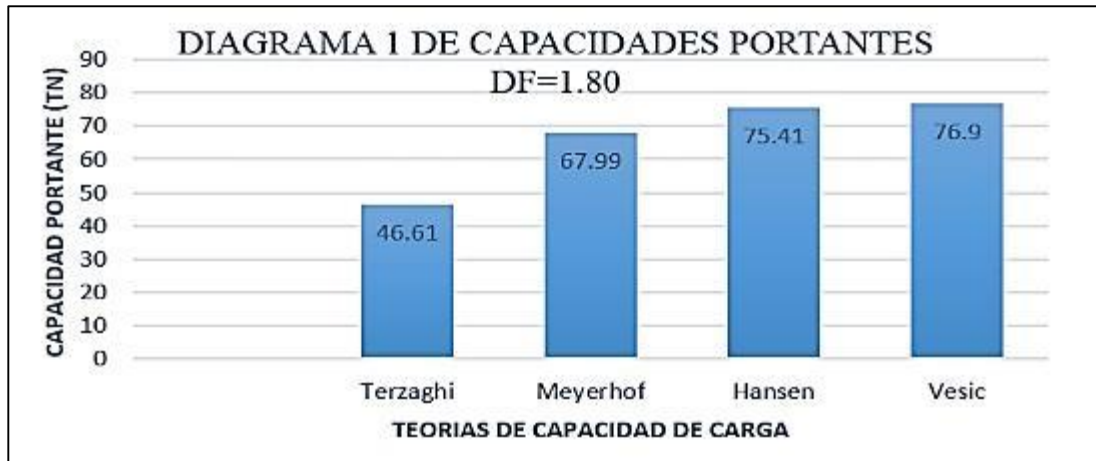


Figura 20: Diagrama 1 de capacidades portantes

El diagrama 1 “nos permitió comprender mejor los resultados obtenidos de la capacidad portante por las 4 teorías de capacidad de carga donde se aprecia que los resultados obtenidos de Terzaghi son bajos a diferencia de las otras 3 teorías”.

Tabla 22: Cuadro comparativo 2 de capacidades portantes

CUADRO COMPARATIVO 2 DE CAPACIDADES PORTANTES B=1.20				
Angulo de fricción = 31.1 / cohesión = 0.53 tn-m2 / peso específico = 1.92 tn-m3				
PROFUNDIDAD	TERZAGHI (TN)	MEYERHOF (TN)	HANSEN (TN)	VESIC (TN)
0.80 m	29.51	38.03	36.95	37.91
1.00 m	32.79	43.31	43.68	44.64
1.20 m	36.06	48.8	50.81	51.77
1.40 m	39.33	54.49	58.34	59.3
1.60 m	42.6	60.39	66.27	67.24
1.80 m	45.87	66.5	74.61	75.57
2.00 m	49.14	72.81	83.35	84.31
2.20 m	52.42	79.33	92.49	93.46
2.40 m	55.69	86.06	102.04	103
2.60 m	58.96	93	111.99	112.95
2.80 m	62.23	100.14	122.34	123.3
3.00 m	65.5	107.49	133.09	134.05

En el cuadro comparativo 2 se observa de la misma manera: “los bajos resultados obtenidos de la teoría de Terzaghi a diferencia de las otras 3 teorías, estos resultados son calculados con diferentes factores del suelo como: ángulo de fricción 31.1, cohesión 0.53 tn/m², peso específico de 1.92 tn/m³ y con un desplante de 1.80m”.

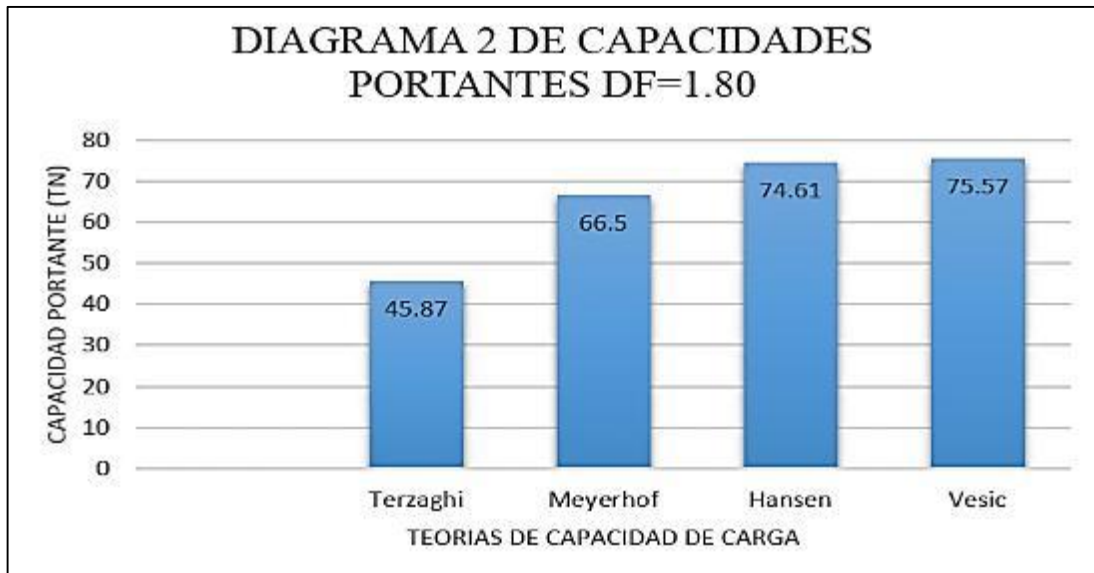


Figura 21: Diagrama 2 de capacidades portantes

En el diagrama 2 de capacidades portantes: “se puede notar el incremento de la capacidad portante en relación de las teorías de capacidad de carga dando como valor más bajo la teoría de Terzaghi y el más alto la teoría de Vesic”.

Tabla 23: Cuadro comparativo 3 de capacidades portantes

CUADRO COMPARATIVO 3 DE CAPACIDADES PORTANTES B=1.20				
Angulo de fricción = 31.9 / cohesión = 0.49 tn-m2 / peso específico = 1.96 tn-m3				
PROFUNDIDAD	TERZAGHI (TN)	MEYERHOF (TN)	HANSEN (TN)	VESIC (TN)
0.80 m	32.09	42.08	40.39	41.99
1.00 m	35.77	48.02	48.06	49.65
1.20 m	39.45	54.2	56.18	57.78
1.40 m	43.13	60.61	64.76	66.36
1.60 m	46.82	67.26	73.8	75.4
1.80 m	50.5	74.15	83.3	84.9
2.00 m	54.18	81.28	93.25	94.85
2.20 m	57.86	88.65	103.67	105.26
2.40 m	61.54	96.25	114.54	116.13
2.60 m	65.22	104.09	125.86	127.46
2.80 m	68.9	112.17	137.65	139.25
3.00 m	72.58	120.49	149.89	151.49

En el cuadro comparativo 3 de capacidades portantes se puede apreciar: “el incremento de la capacidad portante según aumenta su profundidad para cada teoría de capacidad de carga”.

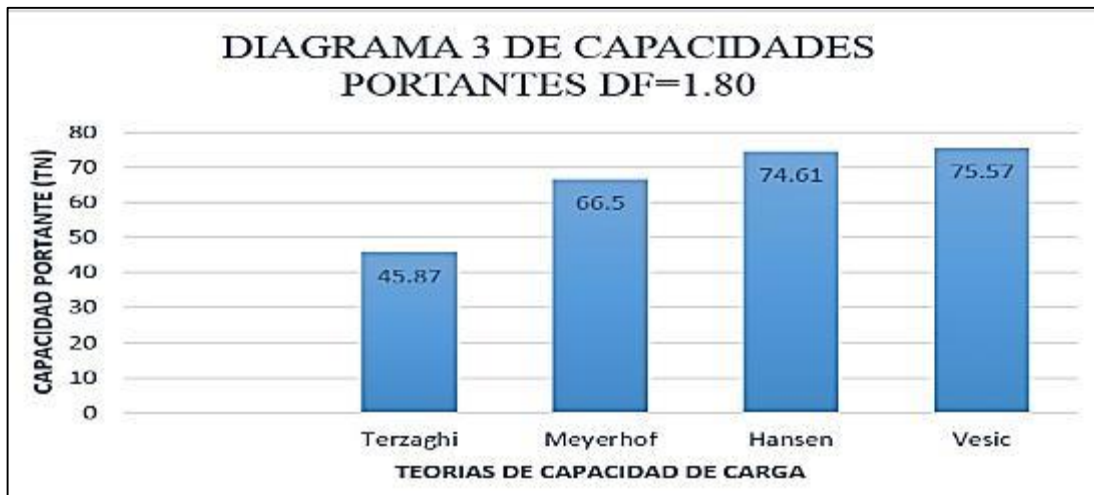


Figura 22: Diagrama 3 de capacidades portantes

Del diagrama 3 de capacidades portantes se aprecia los resultados de las capacidades portantes, el incremento que ve desde el más bajo Terzaghi hasta el más alto Vesic con un desplante de 1.80.

De los resultados obtenidos del cálculo y análisis comparativos de las teorías de capacidad portante podemos deducir: “que los resultados obtenidos por la teoría de Terzaghi son los adecuados para el diseño de cimentaciones superficiales debido a que el resultado de su capacidad portante en el más bajo obtenido de entre las 4 teorías de capacidad de carga calculadas, ya que al momento de realizar el diseño de las cimentaciones superficiales se debe trabajar con los valores críticos y desfavorables para así lograr una seguridad en el diseño. Estos resultados obtenidos de la capacidad de carga determinaran en el diseño de las cimentaciones superficiales, así como sus características geométricas, esto concuerda con lo mencionado en la hipótesis general y asimismo con la hipótesis específica 1”.

4.4. RESULTADOS DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

A continuación, se representan los resultados obtenidos del diseño de las cimentaciones superficiales en el cual “se aprecia un cuadro comparativo en el cual se puede apreciar la incidencia de los resultados de las teorías de capacidad de carga en la elección del tipo de cimentación que se da en concordancia a las condiciones de carga actuantes”.

4.4.1. Resultado análisis comparativo de las cimentaciones superficiales

Tabla 24: Cuadro comparativo 1 zapatas aisladas

CUADRO COMPARATIVO 1 ZAPATA AISLADA DF = 1.80							
TERZAGHI		MEYERHOF		HANSEN		VESIC	
capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño
46.61 tn/m2	-Volumen de zapata (1.40 x 1.40 x 0.40)	67.99 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)	75.41 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)	76.90 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)
	-Acero transversal 7Ø5/8@21cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm
	-Acero vertical 7Ø5/8@21cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm
45.87 tn/m2	-Volumen de zapata (1.40 x 1.40 x 0.40)	66.50 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)	74.61 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)	7.57 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)
	-Acero transversal 7Ø5/8@21cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm
	-Acero vertical 7Ø5/8@21cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm
50.50 tn/m2	-Volumen de zapata (1.30 x 1.30 x 0.40)	74.15 tn/m2	-Volumen de zapata (1.10 x 1.10 x 0.40)	83.3 tn/m2	-Volumen de zapata (1.00 x 1.00 x 0.40)	84.9 tn/m2	-Volumen de zapata (1.00 x 1.00 x 0.40)
	-Acero transversal 7Ø5/8@21cm		-Acero transversal 7Ø5/8@16cm		-Acero transversal 7Ø5/8@14cm		-Acero transversal 7Ø5/8@14cm
	-Acero vertical 7Ø5/8@19cm		-Acero vertical 7Ø5/8@16cm		-Acero vertical 7Ø5/8@14cm		-Acero vertical 7Ø5/8@14cm

Tabla 25: Cuadro comparativo 2 zapata combinada

CUADRO COMPARATIVO 2 ZAPATA COMBINADA DF = 1.80							
TERZAGHI		MEYERHOF		HANSEN		VESIC	
capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño
46.61 tn/m2	-Volumen de zapata (5.20 x 1.10 x 0.70)	67.99 tn/m2	-Volumen de zapata (5.20 x 0.75 x 0.80)	75.41 tn/m2	-Volumen de zapata (5.20 x 0.65 x 0.85)	76.90 tn/m2	-Volumen de zapata (5.20 x 0.65 x 0.85)
	-Acero transversal 46Ø5/8 L=1.10		-Acero transversal 48Ø5/8 L=0.75		-Acero transversal 50Ø5/8 L=0.70		-Acero transversal 50Ø5/8 L=65
	-Acero de longitud 11Ø5/8 y 9Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 10Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 9Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 9Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20
45.87 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 1.10 x 0.70)	66.50 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 0.75 x 0.80)	74.61 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 0.70 x 0.85)	75.57 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 0.70 x 0.85)
	-Acero transversal 46Ø5/8 L=1.10		-Acero transversal 48Ø5/8 L=0.75		-Acero transversal 50Ø5/8 L=0.70		-Acero transversal 50Ø5/8 L=0.70
	-Acero de longitud 11Ø5/8 y 9Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 10Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 9Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 9Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20
50.50 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 1.00 x 0.70)	74.15 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 0.70 x 0.85)	83.3 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 0.60 x 0.90)	84.9 tn/m2	Volumen de zapata (5.20 x 0.60 x 0.90)
	-Acero transversal 46Ø5/8 L=1.00		-Acero transversal 50Ø5/8 L=0.70		-Acero transversal 51Ø5/8 L=0.60		-Acero transversal 51Ø5/8 L=0.60
	-Acero de longitud 11Ø5/8 y 9Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 9Ø5/8 y 8Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 8Ø5/8 y 7Ø3/4 L=5.20		-Acero de longitud 8Ø5/8 y 7Ø3/4 L=5.20

Tabla 26: Cuadro comparativo 3 zapatas conectadas

CUADRO COMPARATIVO 3 ZAPATA CONECTADA DF = 1.80							
TERZAGHI		MEYERHOF		HANSEN		VESIC	
capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño
	-Volumen de zapata (1) (1.93 x 1.02 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.52 x 0.83 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.43 x 0.79 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.41 x 0.78 x 0.40)
	-Acero transversal 9Ø5/8 L=1.93		-Acero transversal 6Ø5/8 L=1.52		-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.43		-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.41
	-Acero de longitud 7Ø5/8 L=1.02		-Acero de longitud 6Ø5/8 L=0.83		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.79		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.78
	-Volumen de zapata (2) (1.38 x 1.38 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.10 x 1.10 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.04 x 1.04 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.03 x 1.03 x 0.40)
46.61	-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.28	67.99	-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.10	75.41	-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.04	76.90	-Acero transversal 4Ø5/8 L=1.03
tn/m2	-Acero de longitud 5Ø5/8 L=1.38	tn/m2	-Acero de longitud 5Ø5/8 L=1.10	tn/m2	-Acero de longitud 5Ø5/8 L=1.04	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=1.03
	-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)
	-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00
	-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54

Tabla 27: Cuadro comparativo 4 zapata conectada

CUADRO COMPARATIVO 4 ZAPATA CONECTADA DF = 1.80							
TERZAGHI		MEYERHOF		HANSEN		VESIC	
capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño
	-Volumen de zapata (1) (1.95 x 1.03 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.54 x 0.84 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.44 x 0.79 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.43 x 0.78 x 0.40)
	-Acero transversal 9Ø5/8 L=1.95		-Acero transversal 6Ø5/8 L=1.54		-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.44		-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.43
	-Acero de longitud 7Ø5/8 L=1.03		-Acero de longitud 6Ø5/8 L=0.84		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.79		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.78
	-Volumen de zapata (2) (1.39 x 1.39 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.12 x 1.12 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.05 x 1.05 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.04 x 1.04 x 0.40)
45.87	-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.39	66.50	-Acero transversal 4Ø5/8 L=1.12	47.61	-Acero transversal 4Ø5/8 L=1.05	75.57	-Acero transversal 4Ø5/8 L=1.04
tn/m2	-Acero de longitud 5Ø5/8 L=1.39	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=1.12	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=1.05	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=1.04
	-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)
	-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00
	-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54

Tabla 28: Cuadro comparativo 5 zapata conectada

CUADRO COMPARATIVO 5 ZAPATA CONECTADA DF = 1.80							
TERZAGHI		MEYERHOF		HANSEN		VESIC	
capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño	capacidad portante	diseño
	-Volumen de zapata (1) (1.83 x 0.97 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.44 x 0.79 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.35 x 0.75 x 0.40)		-Volumen de zapata (1) (1.33 x 0.74 x 0.40)
	-Acero transversal 8Ø5/8 L=1.83		-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.44		-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.35		-Acero transversal 4Ø5/8 L=1.43
	-Acero de longitud 7Ø5/8 L=0.97		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.79		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.75		-Acero de longitud 5Ø5/8 L=0.78
	-Volumen de zapata (2) (1.32 x 1.32 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (1.05 x 1.05 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (0.98 x 0.98 x 0.40)		-Volumen de zapata (2) (0.97 x 0.97 x 0.40)
45.87	-Acero transversal 5Ø5/8 L=1.32	66.50	-Acero transversal 4Ø5/8 L=1.05	47.61	-Acero transversal 4Ø5/8 L=0.98	75.57	-Acero transversal 4Ø5/8 L=0.97
tn/m2	-Acero de longitud 5Ø5/8 L=1.32	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=1.05	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=0.98	tn/m2	-Acero de longitud 4Ø5/8 L=0.97
	-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)		-Volumen de viga (0.50 x 0.70 x 3.15)
	-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00		-Acero de longitud 9Ø5/8 L=3.00
	-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54		-Acero en estribo 36Ø3/8 L=2.54

De los cuadros comparativos podemos mencionar que: “para la elección de su diseño incidieron los factores principales como son: los resultados de la capacidad portante del suelo, las cargas amplificadas sísmicas y no sísmicas actuantes y el distanciamiento que hay entre los cimientos, esto concuerda con lo mencionado en la hipótesis específica 2”.

- Que para el tipo de suelo y su respectiva capacidad portante obtenida es preferible usar una zapata aislada y una zapata conectada debido a que la capacidad portante del suelo presenta una buena resistencia y por seguridad sísmica para que no se produzcan desplazamientos o asentamientos se propone el uso de una viga que una las zapatas.
- No es preferible realizar una zapata combinada debido a que el suelo tiene una buena capacidad portante y el distanciamiento de zapatas es prudente y respetan sus espacios para el diseño de una zapata aislada asimismo por la geometría y la cantidad de acero resultante.
- Los diseños de las cimentaciones superficiales cumplieron los lineamientos fijados en las normas NPT: E.020 Cargas, E.030 Diseño sísmoresistente, E.060 Concreto armado.

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

HIPÓTESIS GENERAL: “El resultado del análisis de la comparación de las teorías de capacidad de carga portante determina que la teoría de Terzaghi es la más adecuada para el diseño de las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta el Tambo – Huancayo”.

Tal cual como se pudo apreciar en los resultados obtenidos del análisis de la comparación de las teorías de capacidad de carga podemos decir que: “dichos resultados satisfacen la hipótesis general planteada debido a que nos indican que los resultados de la teoría de Terzaghi son valores bajos y es preferente diseñar con esos valores por ser valores desfavorables y críticos y por ende es el más adecuado”, esto difiere mucho de lo mencionado por: Patzan (2009) quien recomienda “La ecuación de Terzaghi por que proporcionan valores mayores a las demás ecuaciones de los demás autores y no toma en cuenta factores como la forma de cimiento y otros” esta recomendación no concuerdan debido a que según los estudios y análisis de los

resultados obtenidos en esta investigación determinó que el valor obtenido por Terzaghi es el más bajo y si se considera el factor de forma.

Lo mencionado anteriormente se puede constatar en las siguientes tablas que son los resultados obtenidos en unas tesis de investigación:

Tabla 29: Resumen de datos de capacidad portante

Calicata	Desplante	Estrato	Capacidad Portante			
			Terzaghi (kg)	Meyerhof (kg)	Hansen (kg)	Vesic (kg)
C-13	1.85	3	1.65	2.45	2.71	2.76
C-14	2.00	3	1.49	2.32	2.58	2.64
C-15	2.10	3	1.49	2.35	2.62	2.68
C16	1.90	3	1.51	2.75	2.98	3.08
C17	2.05	3	1.60	2.84	3.13	3.23

Fuente: “Estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones en viviendas unifamiliares en el centro poblado de Huamanmarca”, por Sanchez. 2019, p. 72.

En la tabla 29 se puede presenciar la continuidad de los resultados que obtuvo el mencionado autor y que en comparación a los resultados obtenidos en esta investigación presentan una similitud en la continuidad de sus resultados.

Tabla 30: Resultado de la capacidad portante por Terzaghi

Estrato	Df (m)	Φ	C (kn/m ²)	γ (kn/m ³)	F. General
SM	2.10	32.34	18.63	18.63	8.24
GW	2.20	36	0	22.65	10
GW	2.30	36	0	22.65	10.36
GW	2.40	36	0	22.65	10.72
GW	2.50	36	0	22.65	11.09
GW	2.60	36	0	22.65	11.45
GW	2.70	36	0	22.65	11.81
GW	2.80	36	0	22.65	12.18
GW	3.00	36	0	22.65	12.90

Fuente: “Evaluación técnico económico utilizando geomallas y afirmado en cimentaciones superficiales, caso: lote 37 de la urb. Brisas de Oquendo – Callao”, por Chávez y Ruiz. 2019, p.54.

En la tabla 30 se puede apreciar la similitud de los resultados obtenidos por Terzaghi realizadas por la formula general, debido a que presentan un ángulo de fricción similar a la de esta investigación. Por ello dichos resultados del grafico se asemejan a los resultados obtenidos en esta investigación y que corroboran los resultados obtenidos.

Asimismo, esta investigación brinda un aporte debido que: quesada (2017) “menciona que el cálculo de capacidad portante que han propuesto Meyerhof y Hanna son demasiado conservadora por tanto no recomienda su uso para cimentaciones superficiales” en estas recomendaciones no brinda un aporte de los resultados obtenidos por la teoría de Terzaghi por lo que en esta investigación si se brindan aportes a dicha teoría y si se recomienda la teoría propuesta por Meyherof debido a que esta teoría es aplicada en condiciones más detallas y especificas del suelo.

HIPÓTESIS ESPECIFICA 1: “El resultado de la evaluación es que las teorías de capacidad de carga determinan diferentes características geométricas para las cimentaciones superficiales”.

Según los resultados obtenidos se deduce que la evaluación de las teorías de capacidad actúa como factor principal que determina las características geométricas de las cimentaciones superficiales, por lo cual satisface con lo mencionado en la hipótesis específica 1.

Asimismo, dichos resultados concuerdan con las conclusiones que nos menciona Intriago y Pérez (2019) en su investigación: “Que, de acuerdo al análisis de la capacidad de carga, las propuestas de cimentación realizadas cumplen los requerimientos del diseño estructural normados, se distribuye y transmite de mejor manera la carga hacia el suelo portante obteniendo un óptimo desempeño estructural”. Esto quiere decir en el proyecto que realizó el mencionado investigador, el análisis de la capacidad de carga determino un buen desempeño estructural y esto enfoca su geometría de diseño estructural.

HIPÓTESIS ESPECIFICA 2: “Los resultados del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga y las cargas actuantes determinan la elección del tipo de cimentación superficial”.

Según el análisis y resultados obtenidos de capacidad portante por las teorías de capacidad de carga se puede apreciar que incidieron en la elección del tipo de cimentación esto se dio acorde con los resultados obtenidos de las cargas actuantes, el distanciamiento que hay entre los cimientos y el diseño de la edificación. cumpliéndose con lo mencionado en la hipótesis específica 2.

Esto sirve como aporte a lo mencionado por Fernández (2015) quien nos dice: “que la capacidad portante de los suelos para cimientos superficiales el ensayo de SPT presenta 81 menor resultado que los resultados del corte directo” quien no nos menciona las condiciones para poder determinar el tipo de cimentación superficial.

HIPÓTESIS ESPECIFICA 3: “los resultados de las teorías de capacidad portante intervienen en conjunto con la carga sísmica en el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales”.

De los resultados que se obtuvieron podemos decir que: “los resultados de las teorías de capacidad portante en conjunto con las cargas amplificadas no sísmicas no intervinieron en diseño sísmico de las cimentaciones superficiales debido que se tuvo que diseñar con las cargas amplificadas no sísmicas por ser el mayor valor obtenido por ello se realizó y calculo con el mayor valor obtenido para darle una mayor seguridad al diseño”.

Esto difiere en lo mencionado por Paillao (2019), quien nos dice: "que para la estimación de la capacidad de soporte sísmico de fundaciones superficiales consiste en incrementar un 33 % las tensiones admisibles estáticas del suelo”. Debido a que lo mencionado es según la practica tradicional chilena para la estimación de la capacidad de soporte sísmico. Pero en este proyecto de investigación se siguió los lineamientos estipulados en las Normas Técnica Peruana E.030 de diseño sismoresistente y la E.020 de cargas.

CONCLUSIONES

1. El resultado del análisis de la comparación de las teorías de capacidad de carga nos permitió determinar que la teoría de Terzaghi es la más adecuada para el diseño de las cimentaciones superficiales debido que su valor obtenido frente a las otras teorías de capacidad de carga es un valor bajo frente a las otras 3 teorías y para el diseño de cimentaciones superficiales se requiere diseñar con el valor crítico o desfavorable para poder tener un diseño que brinde seguridad.
2. El resultado de la evaluación es que las teorías de capacidad de carga determinaron las características geométricas de las cimentaciones superficiales como: ancho de zapata, largo de zapata, peralte de zapata y viga de conexión entre zapatas siguiendo y cumpliendo los lineamientos estipulados en la norma técnica peruana E.060 de Concreto Armado.
3. Los resultados del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga determinaron en la elección del tipo de cimentación superficial acorde con las cargas actuantes, debido a que a mayor carga actuante mayor volumen de zapata y a menor capacidad de carga del suelo mayor volumen de zapata, y de acuerdo a estos factores se elige el tipo de cimentación a utilizar según la carga actuante y la capacidad de carga del suelo, para llegar a dicha conclusión se siguieron los lineamientos plasmados en las normas: E.030, E.060, E.020 y E.050.
4. Los resultados obtenidos de las teorías de capacidad portante no intervienen en conjunto con el metrado de carga sísmica en el diseño sísmico de las

cimentaciones superficiales si no con las cargas no sísmicas debido a que es el valor con un resultado mayor y por ende agregan mayor seguridad al diseño.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda analizar detalladamente los resultados obtenidos de la comparación de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, verificar los resultados que se obtienen tanto de las teorías de capacidad de carga como también del diseño de las cimentaciones debido a que cada teoría hace énfasis en las condiciones desfavorables en las que se aplicaran.
2. A fin de realizar la evaluación de los resultados de las teorías de capacidad de carga en el diseño de las cimentaciones superficiales, se recomienda los bachilleres de ingeniera civil evaluar las condiciones y verificaciones propuestas para el diseño de cimentaciones como verificación por: cortante, acero mínimo, punzonamiento según las normas técnicas peruana E.050, E.060 y como guía el libro del Ing. Roberto Morales Morales.
3. Lo que en esta investigación se recomienda a los ingenieros civiles determinar la incidencia que tienen las teorías de capacidad de carga debido a que estas intervienen en la elección del tipo de cimentación superficial a diseñar acorde con las condiciones de cargas, ya que su diseño depende de varios factores de elección según su criterio de análisis y diseño que son: la capacidad portante del suelo en el cual se desea diseñar, las cargas actuantes sobre este y el distanciamiento que hay entre cimentaciones que reciben las cargas actuantes y su ubicación.

4. Según los resultados obtenidos en esta investigación se recomienda a los ingenieros civiles que desean diseñar cimentaciones superficiales tomar en cuenta los resultados del análisis de la capacidad portante del suelo y elegir bien el mayor valor obtenido del metrado de cargas sea carga amplificada sísmica y no sísmica para el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales de proyectos similares a los de este proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRÁFICAS

AMESQUITA, J. JALIXTO, R. y PAMPAS, J. 2015. *Teorías de capacidad de carga y sus limitaciones en suelos compresibles*. Cusco: Universidad Particular Alas Peruanas, 2015,6pp.

BELTRÁN, J y DÍAZ, D. 2018. Análisis de la capacidad de carga admisible de los suelos de cimentación de, complejo arqueológico Chan Chan debido al ascenso del nivel freático. (título de ingeniero civil) Perú, Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2018, 149pp, [fecha de consulta: 14 de noviembre del 2021]. Disponible en: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/625746/Beltr%C3%A1n_CJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y.

BRAJA, D. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. 7° ed. México, 2010, 819pp. ISBN: 9876074818239.

CABRERA, E. Estudio comparativo de cimentaciones aisladas de la ciudad de cuenca diseñadas por el método de la presión admisible con los obtenidos aplicando el método de los estados límites. (título de maestría en geología aplicada y geotécnica), Ecuador, Cuenca: Universidad de Cuenca, 2010, 226pp, [fecha de consulta: 14 de noviembre del 2021]. Disponible en: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/2524/1/tm4372.pdf>

BOTIA, W. Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo (título de ingeniero civil), BOGOTÁ D.C: Universidad Militar Nueva Granada,

2015, 165pp [fecha de consulta: 14 de noviembre del 2021]. Disponible en:
<https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/6239/MANUAL%20DE%20PROCEDIMIENTOS%20DE%20ENSAYOS%20DE%20SUELOS.pdf;jsessionid=282EDFB305F0065BB98A1786A1AAA2ED?sequence=1>.

FERNÁNDEZ, W. Evaluación de la capacidad portante de los suelos de fundación de la ciudad Universitaria - Universidad Nacional de Cajamarca-2014. (título de doctor en ciencias), Perú, Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, 2015, 186pp, [fecha de consulta: 14 de noviembre del 2021]. Disponible en:
<https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/1427/TESIS%20WILFREDO%20FERNANDEZ%20%20%281%29.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

HERNÁNDEZ, R. et al. *Metodología de la investigación*. 6°. ed. México, 2014. 634pp. ISBN: 978-1-4562-2396-0.

INTRIAGO, L Y PÉREZ, D. Análisis comparativo estructural económico entre dos sistemas de cimentación para el Edificio Palacio Municipal Del Cantón Tosagua. Guayaquil (título de ingeniero civil). Guayaquil: Universidad de Guayaquil, 2019, 124pp, [fecha de consulta: 15 de noviembre del 2021]. Disponible en: <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/45317>.

MEDINA, J. Análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales. (título de ingeniero civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2002, 531pp, [fecha de consulta: 15 de noviembre del 2021]. Disponible en: <https://1library.co/document/yev5g5rz-analisis-comparativo-teorias-capacidad-portante-corte-cimentaciones-superficiales.html>

MORALES, R. *Diseño en concreto armado*. 6° ed. Lima, 2006. 334pp.

PAILLAO, D. Análisis de la capacidad de soporte sísmica de fundaciones superficiales apoyadas en suelos granulares. (título de ingeniero civil). Santiago de Chile: Universidad Andrés Bello, 2016, 115pp, [fecha de consulta: 15 de noviembre del 2021]. Disponible en: https://repositorio.unab.cl/xmlui/bitstream/handle/ria/2703/a115997_Paillao_D_Analisis_de_la_capacidad_de_soporte_2016_Tesis.pdf?sequence=1

PATZAN, N. Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes pilas perforadas (título de ingeniero civil). Guatemala: Universidad de San Marcos de Guatemala, 2009, 433pp. [fecha de consulta: 04 de noviembre de 2021]. Disponible en: http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf

QUESADA, L. Determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales. (título de ingeniero civil). Cuba. Santa Clara: Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, 2017, 88pp. [fecha de consulta: 04 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://dspace.uclv.edu.cu/bitstream/handle/123456789/8693/TD%20Liset%20Quesada%20Gonz%C3%A1lez.pdf?sequence=1&isAllowed=n>.

RAVINES, J. Capacidad portante de los suelos de fundación, mediante los métodos DPL y Corte Directo para la ciudad de José Gálvez - Celendín - Cajamarca. (título de maestro en ciencias). Perú, Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca: 2017, 169pp. [fecha de consulta: 15 de noviembre del 2021]. Disponible en: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1155>.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Diseño Sismorresistente E.030, 2016. Lima: MVCS, 2016, 33pp.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Cargas. E.020, 2006. Lima: MVCS, 2006, 22pp.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Concreto Armado. E.060, 2009. Lima: MVCS, 2009, 201pp.

SÁNCHEZ, I. Estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones superficiales en viviendas unifamiliares en el Centro Poblado de Huamanmarca. Huancayo. (título de ingeniero civil). Perú, Huancayo: Universidad Nacional del Centro del Perú: 2019, 112pp. [fecha de consulta: 15 de noviembre del 2021]. Disponible en: https://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12894/5045/T010_44984831_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y.

ÑAUPAS, H., et al. *Metodología de la investigación cuantitativa – cualitativa y redacción de la tesis*. 3° ed. Perú, 2013. 368pp. ISBN: 9789587621884.

NILSON, A. *Diseño de estructuras de concreto*. 10.° ed. Colombia, 2001. 738 PP. ISBN: 007046586x.

CHAVEZ, P. y R, CHAVEZ. Evaluación técnico económico utilizando geomallas y afirmado en cimentaciones superficiales, caso: lote 37 de la Urb. Brisas de Oquendo – callao. (título de ingeniero civil), Perú, Lima: 2019. 161pp. [fecha de consulta: 15 de noviembre del 2021]. Disponible en: <http://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/3084/CIV->

T030_46567714_T%20%20%20CH%c3%81VEZ%20PEJERREY%20DANI
EL%20ERNESTO.pdf?sequence=1&isAllowed=y

SOSA, C. Estudio comparativo de la capacidad portante admisible ara el diseño de cimentaciones superficiales por los métodos de Terzaghi Meyerhof según las características del suelo del centro poblado de Yanag del distrito de Pillco Marca – Huánuco 2020. (título de ingeniero civil), Perú, Huánuco: 2021. 212pp. [fecha de consulta: 16 de noviembre del 2021]. Disponible en: <http://repositorio.udh.edu.pe/handle/123456789/3234>

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA. Ingeniería Geotécnica. 4º tema. 2011. Cataluña, GICO UPC, 2011, 67pp.

PAGINAS WEB

MECACISA. Aparatos para ensayos de materiales (fecha de consulta: 30 de octubre del 2021). Disponible en: <https://www.mecacisa.com/es/home/>

GRUPOCIPSA. La cimentación y tipos de cimentación (fecha de consulta: 15 de noviembre de 2021). Disponible en: <https://www.cipsa.com.mx/38/noticias/la-cimentacion-y-tipos-de-cimentaciones/>.

ANEXOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

Matriz de consistencia

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGÍA
¿Cuál es el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo?	Analizar el resultado del comparativo de las teorías de capacidad de carga en las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo.	El resultado del análisis de la comparación de las teorías de capacidad de carga determina que la teoría de Terzaghi es la más adecuada para el diseño de las cimentaciones superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo.	<u>Independiente</u> Teorías de capacidad de carga.	Capacidad portante Ensayo de laboratorio	<u>MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN</u> Científico cuantitativa <u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u> Aplicada <u>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</u> Descriptiva explicativa <u>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</u> No experimental de corte transversal <u>POBLACIÓN Y MUESTRA</u> Población: Suelos del sector C de Cullpa Alta Muestra: no aleatorio o dirigido, un predio de 300m2. <u>TÉCNICAS E INSTRUMENTOS</u> Técnica: observación, práctico, análisis bibliográfico. Instrumento: ficha de observación
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECIFICA			
¿Qué resultado se obtiene al realizar el comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño de las cimentaciones superficiales?	Evaluar el resultado que se obtiene al realizar el comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño de las cimentaciones superficiales.	El resultado de la evaluación es que las teorías de capacidad de carga determinan diferentes características geométricas para las cimentaciones superficiales.		Tipos de cimentaciones superficiales	
¿Cuál es el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en la elección del tipo de cimentaciones superficiales?	Determinar el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en la elección del tipo de cimentaciones superficiales.	Los resultados del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga y las cargas actuantes determinan la elección del tipo de cimentación superficial.	<u>Dependiente</u> Cimentaciones superficiales	Diseño de cimentaciones superficiales	
¿Qué resultados produce el análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales?	Establecer el resultado del análisis comparativo de las teorías de capacidad de carga en el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales.	Los resultados de las teorías de capacidad portante intervienen en conjunto con la carga sísmica en el diseño sísmico de las cimentaciones superficiales.		Diseño sísmico	

ANEXO 2: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Matriz de operacionalización de variables

VARIABLES	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
Independiente (Teorías de capacidad de cargas)	La teoría capacidad de carga establecen modelos para el diseño de cimientos sobre suelos en estado natural según las teorías de diversos autores basados en datos obtenidos de ensayos de laboratorio aplicados al suelo.	Será medida a través de las ecuaciones de capacidad de carga para lo cual necesitaremos diversos factores como la cohesión, ángulo de fricción, peso específico, cuyos datos los obtendremos de los diferentes ensayos de laboratorio.	Capacidad portante Ensayos de laboratorio	Terzaghi Meyerhof Hansen Vesic Análisis granulométrico Ensayo de peso específico Ensayo triaxial	Ecuación de diseño Ecuación general Ecuación general Ecuación general clasificación tn/m3 Por muestra
Dependiente (Cimentaciones)	Son aquellas que transmiten las cargas de la estructura al suelo de fundación entre ellas tenemos diferentes tipos de cementación	Será observado de acuerdo al tipo de cementación, el diseño de la cimentación y el diseño sísmico aplicado para lo cual se necesitará diversas informaciones de la cimentación como capacidad de carga del suelo, presión de servicio aplicado al cimiento y las cargas por sismo producto de la cortante en la base.	Tipos de cimentaciones superficiales Diseño de cimentaciones superficiales Diseño sísmico	Cimentaciones aisladas cimentaciones corridas Cimentaciones circulares Losas de cimentación Peso total de la estructura Datos del suelo de fundación Cortante de base	Según su forma TN(toneladas) según el tipo de suelo TN(toneladas)

ANEXO 3: RESULTADOS DE LABORATORIO

NORMA DE REFERENCIA:

ASTM D 2216 19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-21-085 001

SOLICITUD N° : 21-085
 PROYECTO : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021"
 UBICACIÓN DEL PROYECTO: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
 CLIENTE: EDISON WILLIAM SALOME LAVADO
 DIRECCIÓN DEL CLIENTE: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
 SONDAJE : C-1*
 MUESTRA : M-01*
 PROFUNDIDAD (m) : 3*
 ZONA / SECTOR : CULLPA ALTA SECTOR C*
 CANTERA / PROGRESIVA: ---*
 LUGAR DE MUESTREO: AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVER GARCÍA*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	21-085 001	TIPO :	SUELO	CONDICION:	ALTERADA	Fecha de ensayo:	2021-11-20
FORMA DE LA PARTIELLA:	SUBREDONDEADA						

DATOS DEL ENSAYO

Descripción de Muestra	Ensayo N°1
Masa tara	g 286.40
Masa tara + suelo húmedo	g 5 754.90
Masa tara + suelo seco	g 5 585.00
Masa tara + suelo seco constante 1 (g)	5 585.00
Masa tara + suelo seco constante 2 (g)	5 585.00
Humedad %	1.8
Verificación del Peso Mínimo y Tamaño máximo de la muestra de ensayo (Tabla N° 1- ASTM D-2216)	T.M. = 5 Grima
Método Ensayo	A
Resultado (%)	5

Si el método A el resultado se aproxima al entero.
 Si el método es B el resultado se redondea al 0.1%.

Nota:

- T.M.: Tamaño máximo del suelo (pasa 100%).
- La temperatura de secado es 110°C ± 5°C.
- No se usó ningún tipo de materia (sólida) de la muestra de ensayo.
- La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificación).

Observaciones: ---

Fecha de Emisión : 2021-11-28
 Fecha de Recepción : 2021-11-17
 Lugar de Ensayo : LABORATORIO DE SUELOS



* Los datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.
 Los resultados corresponden a los ensayos realizados en la muestra que se indica en el informe. El informe INACAL DA es válido para los ensayos que se indican en el informe.
 El informe de Sotelo & Asociados puede ser utilizado para fines de referencia, pero no debe ser utilizado para fines de toma de decisiones.
 Los ensayos acreditados del presente informe de ensayo se realizaron en el laboratorio de Sotelo & Asociados del INACAL - DA, en cumplimiento de lo establecido en el artículo 16 del Decreto Supremo N° 001-2018-PE, que aprueba el Reglamento de la Ley N° 29571, Ley N° 29572 y Ley N° 29573.
 Instituto de Normas Acreditadas

Procedimiento: S-C1 Código: GS-F-1 Versión: 05 Fin del informe página: 2 de 2

NORMA DE REFERENCIA:

ASTM D-2918-15 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: G6-F1-21-085 002

SOLICITUD N° : 21-085
PROYECTO : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021"
UBICACIÓN DEL PROYECTO: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
CLIENTE: EDISON WILLIAM SALOME LAVADO
DIRECCIÓN DEL CLIENTE: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO

BONDAJE : C-2°
MUESTRA : M-01°
PROFUNDIDAD (m) : 3'

ZONA / SECTOR : CULLPA ALTA SECTOR C°
CANTILERA / PROGRESIVA: ---°
LUGAR DE MUESTREO: AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCÍA*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA: 21-085 002 **TIPO:** SUELO **CONDICION:** ALTRAMA **Fecha de ensayo:** 2021-11-23

FORMA DE LA MUESTRA: SUREFONDEADA

DATOS DEL ENSAYO

Descripción de Muestra	Ensayo N°1
Masa tara	g 296.00
Masa tara + suelo húmedo	g 5 426.10
Masa tara + suelo seco	g 5 200.00
Masa tara + suelo seco constante 1 (g)	5 200.00
Masa tara + suelo seco constante 2 (g)	5 200.00
Humedad %	4,8
Verificación del Peso Mínimo y Tamaño máximo de la muestra de ensayo (Tabla N° 1 - ASTM D-2918)	T.M - 3 Cumple
Método Ensayo	A
Resultado (%)	5

Si se aplicó el método A al resultado se aplicó el ensayo.
Si el método es B el resultado se reportará el 0.0 %

Nota:

T.M.: Tamaño máximo del suelo (pasa 100S)
La temperatura de secado es (110°C -) 3°C
Muestra con humedad que se usó (e-4-0) de la muestra de ensayo.
La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificación).

Observaciones: ---

Fecha de Emisión : 2021-11-23
Fecha de Recepción : 2021-11-17
Lugar de Ensayo : LABORATORIO DE SUELOS



* Los datos de esta prueba de laboratorio son válidos únicamente para el cliente.
Los resultados obtenidos en los ensayos de este laboratorio son válidos únicamente para el cliente. El Laboratorio Sotelo & Asociados no es responsable.
El Laboratorio Sotelo & Asociados no es responsable de los errores de impresión o de cualquier otro tipo de error que pueda ocurrir en este informe.
Los datos de este informe de ensayo son válidos únicamente para el cliente. El Laboratorio Sotelo & Asociados no es responsable de los errores de impresión o de cualquier otro tipo de error que pueda ocurrir en este informe.

Procedimiento: S-31 Código: G6-F1-1 Versión: 03 / 10 del informe página: 1 de 1

NORMA DE REFERENCIA:

ASTM D 2216-19 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-21-085 003

SOLICITUD N° : 21-085
 PROYECTO : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TENDIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, GULLPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021"
 UBICACIÓN DEL PROYECTO: GULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
 CLIENTE: EDISON WILLIAM SALOME LAVADO
 DIRECCIÓN DEL CLIENTE: GULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
 SONDAJE : C-3*
 MUESTRA : M-01*
 PROFUNDIDAD (m) : 3*
 ZONA / SECTOR : GULLPA ALTA SECTOR C*
 CANTERA / PROGRESIVA: ---*
 LUGAR DE MUESTREO: AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCÍA*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	21-085-003	TIPO	SUELO	CONDICION:	ALTERADA	Fecha de ensayo:	2021-11-28
FORMA DE LA PARTÍCULA	SUBREDONDEADA						

DATOS DEL ENSAYO

Descripción de Masas	Ensayo N°1
Masa tara	271.90
Masa tara + suelo húmedo	5 085.90
Masa tara + suelo seco	5 235.00
Masa tara + suelo seco constante 1 (g)	5 235.00
Masa tara + suelo seco constante 2 (g)	5 235.00
Humedad %	5.1
Verificación del Peso Mínimo y Tamaño máximo de la muestra de ensayo (Tabla N° 1 - ASTM D-2216)	T.M. = 2 Cumple
Método Ensayo	A
Resultado (%)	5

Si el método A se usó para determinar la humedad:
 Si el método es el método de evaporación a 105°C

Nota:

T.M.: Tamaño máximo de suelo (grasa 100%)
 La temperatura de secado es 103°C ± 5°C
 No se colóquie ningún material (suelo) de la muestra a secar más.
 La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de arena (estabilizaciones)

Observaciones: ---

Fecha de Emisión : 2021-11-28
 Fecha de Recepción : 2021-11-17
 Lugar de Ensayo : LABORATORIO DE SUELOS



* Los datos de este informe son válidos para el uso que se indica en el título.
 Los cálculos de capacidad de carga se han realizado sobre las masas propias de cada perfil de suelo, de acuerdo a los datos suministrados en el informe.
 El laboratorio Sotelo & Asociados, S.A. no se responsabiliza por los resultados obtenidos en el presente informe, por los errores de interpretación de los datos.
 Los datos de este informe son válidos para el uso que se indica en el título de este informe, no se debe utilizar para otros fines.
 Formato de IMP-1-1-02

NORMAS DE REFERENCIA:

- * ASTM D69, 3 / D691M - 17 Standard Test Methods for Particle Size Distribution of Soils Using Sieve Analysis
- * ASTM D153 (E 2017S1) Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plastic Index of Soils
- * ASTM D2487 2017 - Standard Procedure for Classification of Soils for Engineering Purposes - Unified Soil Classification System
- * Las normas técnicas peruanas se encuentran dentro del Manual de procedimientos.

INFORME DE ENSAYO: GS-F8-21-085 001

SOLICITUD N°:	21-085	ZONA / SECTOR:	CULLPA ALTA SECTOR C*
PROYECTO:	"ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TÉCNICAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN DIRECCIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021"	CANTERA / PROGRESIVA:	---
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	GULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO	LUGAR DE MUESTREO:	AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCÍA
CLIENTE:	GRUPO WILLIAM SANCHEZ LAVADO		
DIRECCIÓN DEL CLIENTE:	GULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO		
CONDICIÓN:	C-4*		
MUESTRA:	M-21*		
PROFUNDIDAD (m):	3*		

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	21-085-001	Tipo de muestra:	SUELO	Condición de la muestra:	ALTERADA	Fecha de muestreo:	2021-11-23
FORMA DE LA PARTÍCULA:	SUBREDONDADEADA	Fecha de recepción:	2021-11-17	Fecha de ensayo:	2021-11-25	Lugar de ensayo:	LIMÓN - DISTRITO SURCO

DATOS DEL ENSAYO

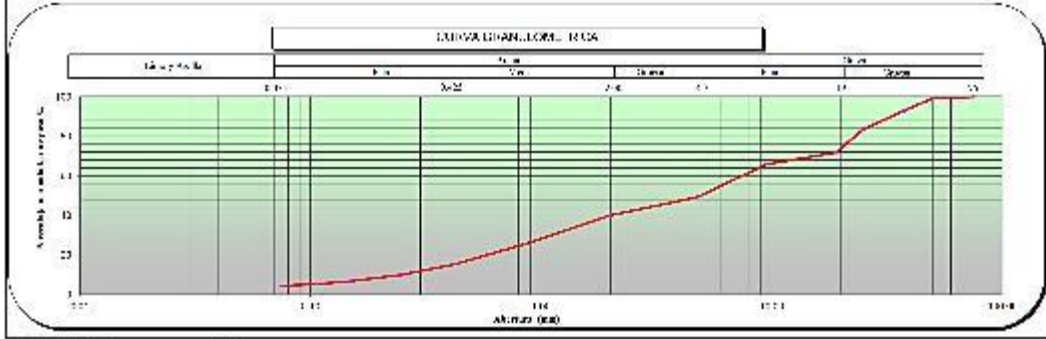
Granulometría por Tamizado: ASTM D6913 / D6913M*			
Tipo Tamizado	Grado	Resultado	A
Fractionamiento			
Tamiz N°	---	Tamiz %	---
Q ₂₀ %	---	%PR	---
Malla			
Denominación del Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	
3 in	75.0	100	
2 in	50.0	99	
1 1/2 in	37.5	93	
1 in	25.0	83	
3/4 in	19.0	72	
3/8 in	9.50	66	
No. 4	4.75	49	
No. 10	2.00	31	
No. 20	0.850	25	
No. 40	0.425	12	
No. 60	0.250	10	
No. 100	0.150	7	
No. 140	0.106	5	
No. 200	0.075	4	



Límites de Consistencia: ASTM D 4318-2017**			
Límite Líquido (LL)	NP	CALCULO DE LL	NO SE PUEDE DETERMINAR
Límite Plástico (LP)	NP	CALCULO DE LP	NO SE PUEDE DETERMINAR
Índice Plástico (IP)	NP	CALCULO DE IP	NO SE PUEDE DETERMINAR
Preparación en el Laboratorio	Intacto	Cantidad de humedad	100%
Condición de la muestra	NO	Intacta	NO

Clasificación: ASTM D2487-2017	
Símbolo de Grupo	GP
Nombre de Grupo	Grasa pobremente graduada con arena

Distribución Granométrica			
5.00mm	Grasa (Gravel)	24.7	49.9
	Sand (Fina)	22.7	
75.00mm	Arena Gruesa	9.1	44.7
	Arena Fina	24.7	
	Arena Fina	10.5	
75.00mm			6.4
Grado de Retención	Gr	Grado de Retención	100
Coeficiente de Uniformidad	U	Coeficiente de Uniformidad	1.7



OBSERVACIONES:

* Los datos de límites de la muestra son proporcionados por el cliente.
 ** Los límites de consistencia (LL, LP, IP) se determinan en el laboratorio de ensayos de suelos. El laboratorio de ensayos de suelos de SOTELO & ASOCIADOS es un laboratorio acreditado por el Organismo Peruano de Acreditación (INACAL) con el número de registro LE-121. El laboratorio de ensayos de suelos de SOTELO & ASOCIADOS es un laboratorio acreditado por el Organismo Peruano de Acreditación (INACAL) con el número de registro LE-121. El laboratorio de ensayos de suelos de SOTELO & ASOCIADOS es un laboratorio acreditado por el Organismo Peruano de Acreditación (INACAL) con el número de registro LE-121.

Procedimiento: P-10 Código: S-10 Versión: 10 Págs del Informe: página 1 de 2

NORMAS DE REFERENCIA:

- ASTM D 2957a / 1069 1066 - 11. Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Shrinkage Limit of Fine-grained Soils
- ASTM D 2486-20 (11). Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Shrinkage Limit of Soils
- ASTM D 2487-20 (7). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

* Las normas de ensayo se refieren a la versión de la fecha de emisión.

INFORME DE ENSAYO: GS-F0-21-005 002

SOLICITUD N°: 21-005
PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES. CULLPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021 *
USCACION DEL PROYECTO: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
CLIENTE: EDBON WILLIAN BALON LAVADO
DIRECCION DEL CLIENTE: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO

SOLICITANTE: E-21
MUESTRA: M-017
PROFUNDIDAD (m): 5"
ZONA / SECTOR: CULLPA ALTA SECTOR 12
CANTIDAD / PROGRESIVA: 17
LUGAR DE MUESTREO: AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCIA

DATOS DE LA MUESTRA:

CÓDIGO MUESTRA:	21-005 002	Tipo de muestra:	SUELO	Condición de muestreo:	ALIQUOTA	Fecha de ensayo:	2021-11-01
FORMA DE LA MUESTRA:	SUBCÓNCRETA	Fecha de recepción:	2021-11-17	Forma de transporte:	2021-11-20	Lugar de ensayo:	LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DEL ENSAYO:

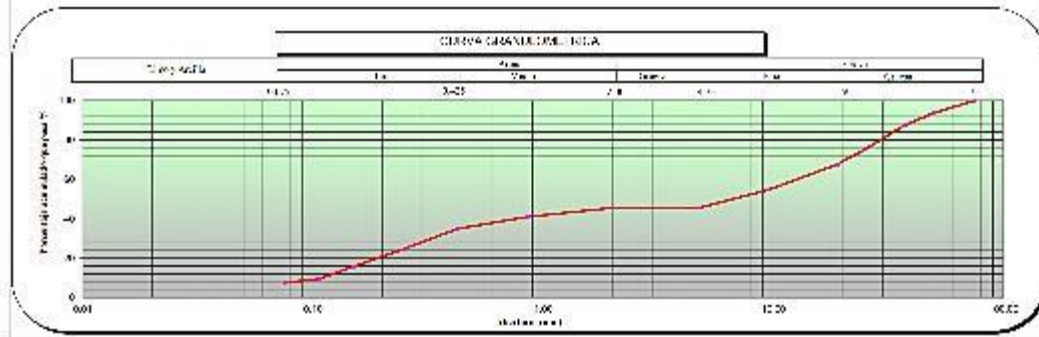
Granulometría por Tamizado: ASTM D 6913 / D 6913M *			
Tipo Tamizado	Surge	Método	A
Fraccionamiento			
Tamiz N°		Tamiz N°	
APR		OPR	
Mala			
Denominación del Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	
3 1/2"	75.0	100	
2 1/2"	50.0	94	
1 1/2"	37.5	85	
1 1/8"	26.0	75	
3/4"	19.0	65	
3/8"	9.50	55	
No. 4	4.75	45	
No. 10	2.00	40	
No. 20	0.850	41	
No. 40	0.425	38	
No. 60	0.250	35	
No. 100	0.150	30	
No. 140	0.106	28	
No. 200	0.075	27	



Límites de Consistencia: ASTM D 4318-2017 ⁽¹⁾			
Límite Líquido (LL)	NP	Método de Casagrande	Indicador
Límite Plástico (LP)	NP	Método de Casagrande	Índice
Índice Plástico (IP)	NP	Método de Casagrande	Índice
Índice de flujo (IF)	Indicador	Método de Casagrande	Índice
Índice de flujo (IF)	NP	Método de Casagrande	Índice

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	32.4	64.4
	Grava Fina	22.7	
% Arena	Arena Gruesa	5.1	33.2
	Arena Media	10.0	
	Arena Fina	27.3	
% Fines			7.4
Tamaño Máximo de Grava	0.075	Tamaño Máximo de Arena	0.075
Coeficiente de Uniformidad	1.0	Coeficiente de Curvatura	0.0

Clasificación: ASTM D 2487-2017	
Símbolo de Grupo	GM - GM
Nombre de Grupo	Grava predominantemente graduada con limo y arena



OBSERVACIONES:

Los resultados de los ensayos de laboratorio son válidos siempre que se cumplan con las condiciones de ensayo.
Los resultados de los ensayos de campo son válidos siempre que se cumplan con las condiciones de ensayo.
Los resultados de los ensayos de laboratorio son válidos siempre que se cumplan con las condiciones de ensayo.
Los resultados de los ensayos de campo son válidos siempre que se cumplan con las condiciones de ensayo.

NORMAS DE REFERENCIA:

- ASTM D6913 / D6913M - 17, Standard Test Method for Particle Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis
- ASTM D4318 2017E1, Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
- ASTM D2492 2012, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- Los métodos de ensayo se realizaron de acuerdo al laboratorio acreditado.

INFORME DE ENSAYO: G3-F8-21-085 003

NO. ESTUDIO N°:	SI-165	ZONA / SECTOR:	CULLPA ALTA SECTOR C'
PROYECTO:	"ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TÉCNICAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN DIRECCIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA EL TANBO - HUANCAYO 2021"	CANTERA / PROGRESIVA:	-
DIRECCIÓN DEL PROYECTO:	CULLPA ALTA - EL TANBO - HUANCAYO	LUGAR DE MUESTREO:	AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCÍA
CLIENTE:	FORSON SMI LIMA S.A. (SMT LAMADO)		
UNIFICIÓN DEL USUARIO:	CULLPA ALTA - EL TANBO - HUANCAYO		
SONDAJE:	C-3*		
TUBERÍA:	N. 01*		
PROFUNDIDAD (m):	3*		

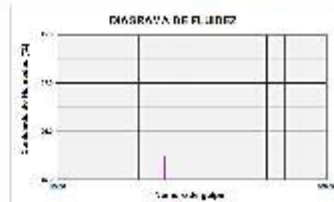
DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	SI-165-003	Tipo de muestra:	SUELO	Condición de la muestra:	ALTERADA	Fecha de ensayo:	2021-11-23
FORMA DE LA PARTÍCULA:	SUBREDONDA	Fecha de Recepción:	2021-11-17	Fecha de Envío a:	2021-11-20	Lugar de ensayo:	LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DEL ENSAYO

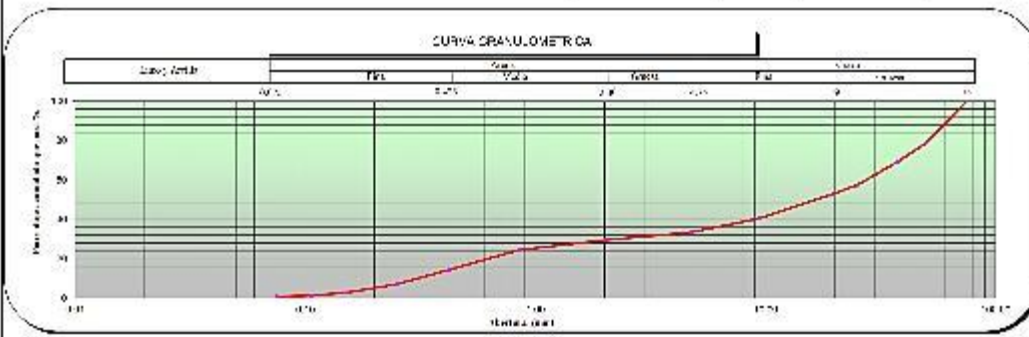
Graduación por Tamizado ASTM D6913 / D6913M *			
Tipo Tamizado	Simp. ϕ	Método	A
Fraccionamiento			
Tamiz N°	---	Tamiz N°	---
N.P.E.	---	% P.R.	---
Malla			
Denominación del Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa	
3 in	75.0	100	
2 in	50.0	79	
1.182 in	37.5	69	
1 in	25.0	57	
3/4 in	19.0	47	
3/8 in	9.5	43	
N. 40	4.75	35	
N. 40	4.75	29	
N. 60	0.850	24	
N. 40	0.425	14	
N. 60	0.250	7	
N. 100	0.150	3	
N. 140	0.106	1	
N. 200	0.075	1	

Clasificación ASTM D2487-2017	
Símbolo de Grupo	GP
Número de Grupo	Grava pobremente graduada con arena



Límites de Consistencia ASTM D 4318-2017 ¹⁾			
Límite Líquido (LL)	NP	Condición de humedad	Método
Límite Plástico (LP)	NP	Condición de humedad	Método
Índice Plástico (PI)	NP	Tamaño de muestra	Método
Plasticidad para fines	Humedad	Condición de humedad	Método
Índice de actividad	NP	Condición de humedad	Método

Distribución Graduométrica			
14 Grava	Grava Gruesa	77.4	62.7
	Grava Fina	10.5	
8 Arena	Arena Gruesa	24.7	32.8
	Arena Media	15.0	
	Arena Fina	13.7	
15 Arcilla			6.7
Índice de actividad de grupo	Cl. M	Grava y arena > 75µ	11.4
Coeficiente de uniformidad	U ₁	Grava y arena > 75µ	2.0



OBSERVACIONES

Los datos de identificación de la muestra son: campo de obra y fecha de muestreo.
 Los resultados de los ensayos de laboratorio de esta muestra se encuentran en el informe de laboratorio de suelos y aguas.
 Los datos de los ensayos de laboratorio de esta muestra se encuentran en el informe de laboratorio de suelos y aguas.
 Los ensayos de laboratorio de esta muestra se realizaron de acuerdo al método de ensayo de laboratorio de suelos y aguas de INACAL-DA.
 Los ensayos de laboratorio de esta muestra se realizaron de acuerdo al método de ensayo de laboratorio de suelos y aguas de INACAL-DA.
 Los ensayos de laboratorio de esta muestra se realizaron de acuerdo al método de ensayo de laboratorio de suelos y aguas de INACAL-DA.





LABORATORIO SOTELO & ASOCIADOS

Plaza de México 760
Calle México 104
Mérida 97100

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

PROYECTO:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TENDENCIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA EL TÁNAMO - (JUNIO 2021)
UBICACION:	EDIFICIO DE 16 M. TÁNAMO - YUCATAN
CLIENTE:	INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO - IMCEM
DIRECCIÓN DEL PROYECTO:	CULLPA ALTA - EL TÁNAMO - YUCATAN
MUESTRA:	M3-01
PROFUNDIDAD (m):	3.83
TIPO DE MUESTRA:	JUNTA DE MUESTRA: CULLPA ALTA SECTOR C CANTERA/PROGRESORA: -- TIPO DE MUESTRA: EN ESTADO NATURAL - FASE I DE CIMENTACION

CONDICIONES DE LA MUESTRA

CONDICIONES:	TIPO DE	TIPO DE	TIPO DE	TIPO DE	TIPO DE
--------------	---------	---------	---------	---------	---------

OPCION DEL ENSAYO

OPCION:	Método	OPCION:	Método
OPCION:	OPCION:	OPCION:	OPCION:

DATOS DEL EFECTIVAMENTE

Especimen	Especimen 01		Especimen 02		Especimen 03	
	Tarea	Peso	Tarea	Peso	Tarea	Peso
0100	2.00	2.30	2.02	2.00	2.00	2.02
0120	2.08	2.31	2.18	2.06	2.08	2.09
0140	2.25	2.32	2.30	2.10	2.10	2.15
0160	1.90	1.91	-	1.91	1.91	-

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Área (cm²)	Volumen (cm³)	Alte. (cm)	Área (cm²)	Volumen (cm³)	Alte. (cm)	Área (cm²)	Volumen (cm³)	Alte. (cm)
1.00	1.10	1.10	1.00	1.10	1.10	1.00	1.10	1.10
2.00	2.20	2.20	2.00	2.20	2.20	2.00	2.20	2.20
3.00	3.30	3.30	3.00	3.30	3.30	3.00	3.30	3.30
4.00	4.40	4.40	4.00	4.40	4.40	4.00	4.40	4.40
5.00	5.50	5.50	5.00	5.50	5.50	5.00	5.50	5.50
6.00	6.60	6.60	6.00	6.60	6.60	6.00	6.60	6.60
7.00	7.70	7.70	7.00	7.70	7.70	7.00	7.70	7.70
8.00	8.80	8.80	8.00	8.80	8.80	8.00	8.80	8.80
9.00	9.90	9.90	9.00	9.90	9.90	9.00	9.90	9.90
10.00	11.00	11.00	10.00	11.00	11.00	10.00	11.00	11.00
11.00	12.10	12.10	11.00	12.10	12.10	11.00	12.10	12.10
12.00	13.20	13.20	12.00	13.20	13.20	12.00	13.20	13.20
13.00	14.30	14.30	13.00	14.30	14.30	13.00	14.30	14.30
14.00	15.40	15.40	14.00	15.40	15.40	14.00	15.40	15.40
15.00	16.50	16.50	15.00	16.50	16.50	15.00	16.50	16.50
16.00	17.60	17.60	16.00	17.60	17.60	16.00	17.60	17.60
17.00	18.70	18.70	17.00	18.70	18.70	17.00	18.70	18.70
18.00	19.80	19.80	18.00	19.80	19.80	18.00	19.80	19.80
19.00	20.90	20.90	19.00	20.90	20.90	19.00	20.90	20.90
20.00	22.00	22.00	20.00	22.00	22.00	20.00	22.00	22.00
21.00	23.10	23.10	21.00	23.10	23.10	21.00	23.10	23.10
22.00	24.20	24.20	22.00	24.20	24.20	22.00	24.20	24.20
23.00	25.30	25.30	23.00	25.30	25.30	23.00	25.30	25.30
24.00	26.40	26.40	24.00	26.40	26.40	24.00	26.40	26.40
25.00	27.50	27.50	25.00	27.50	27.50	25.00	27.50	27.50
26.00	28.60	28.60	26.00	28.60	28.60	26.00	28.60	28.60
27.00	29.70	29.70	27.00	29.70	29.70	27.00	29.70	29.70
28.00	30.80	30.80	28.00	30.80	30.80	28.00	30.80	30.80
29.00	31.90	31.90	29.00	31.90	31.90	29.00	31.90	31.90
30.00	33.00	33.00	30.00	33.00	33.00	30.00	33.00	33.00
31.00	34.10	34.10	31.00	34.10	34.10	31.00	34.10	34.10
32.00	35.20	35.20	32.00	35.20	35.20	32.00	35.20	35.20
33.00	36.30	36.30	33.00	36.30	36.30	33.00	36.30	36.30
34.00	37.40	37.40	34.00	37.40	37.40	34.00	37.40	37.40
35.00	38.50	38.50	35.00	38.50	38.50	35.00	38.50	38.50
36.00	39.60	39.60	36.00	39.60	39.60	36.00	39.60	39.60
37.00	40.70	40.70	37.00	40.70	40.70	37.00	40.70	40.70
38.00	41.80	41.80	38.00	41.80	41.80	38.00	41.80	41.80
39.00	42.90	42.90	39.00	42.90	42.90	39.00	42.90	42.90
40.00	44.00	44.00	40.00	44.00	44.00	40.00	44.00	44.00
41.00	45.10	45.10	41.00	45.10	45.10	41.00	45.10	45.10
42.00	46.20	46.20	42.00	46.20	46.20	42.00	46.20	46.20
43.00	47.30	47.30	43.00	47.30	47.30	43.00	47.30	47.30
44.00	48.40	48.40	44.00	48.40	48.40	44.00	48.40	48.40
45.00	49.50	49.50	45.00	49.50	49.50	45.00	49.50	49.50
46.00	50.60	50.60	46.00	50.60	50.60	46.00	50.60	50.60
47.00	51.70	51.70	47.00	51.70	51.70	47.00	51.70	51.70
48.00	52.80	52.80	48.00	52.80	52.80	48.00	52.80	52.80
49.00	53.90	53.90	49.00	53.90	53.90	49.00	53.90	53.90
50.00	55.00	55.00	50.00	55.00	55.00	50.00	55.00	55.00

Pr. de Soporte: SOTELO
 Fecha: 2021-06-20
 Lugar: Laboratorio de SUELOS
 No. de Hoja: 1
 De un total de: 10



Tel: (+52) 364 330 1250-3075, Cel: 561121400, 124511413, 2114, 43614054, 43614054, 43614054, 43614054
 www.sotelolab.com

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

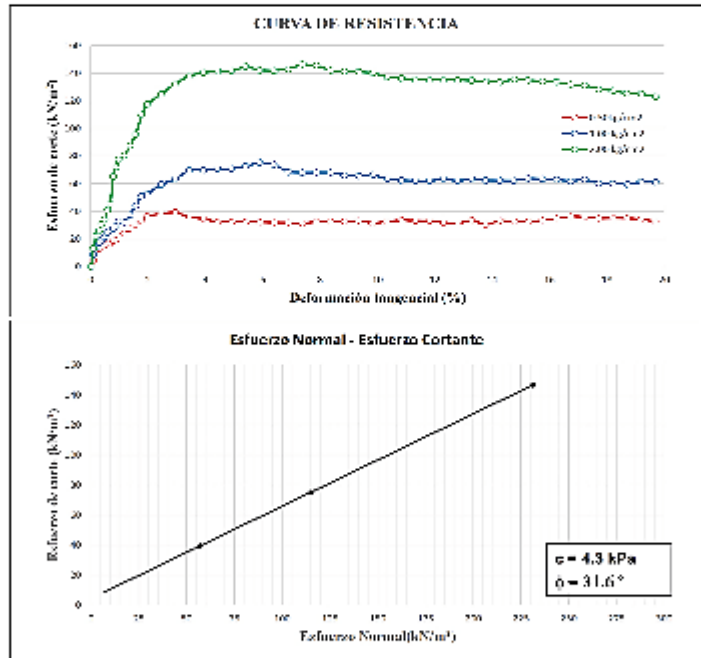
SOLICITE N°: HSA-21-025
 PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES CULUPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021"
 UBICACIÓN: CULUPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
 CLIENTE: EDSON WILLIAM SALOME LAVADO
 DIRECCIÓN DEL CLIENTE: CULUPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
 SONDAJE: C-1
 MUESTRA: RA-01
 PROFUNDIDAD (m): 3.00
 ZONA / SECTOR: CULUPA ALTA SECCION C
 CANTERA: PROGRESIVA
 LUGAR DE MUESTREO: AV. 15 DE OCTUBRE Y CALLE SI VERGA GARCÍA

DATOS DE LA MUESTRA

CORREO ELECTRONICO:	21.224.131	SECCION:	010112	ESTACION:	02 - PROGRESIVA	PROYECTO: HUANCAYO	20/11/21
---------------------	------------	----------	--------	-----------	-----------------	--------------------	----------

GRAFICOS

MUESTRA: No. 4 N° 4
 SENS: GP
 INSTRUMENTO: REVOI DE SADA



Contacto en _____

Fecha Recepción: 2021-11-17
 Fecha Emisión: 2021-11-24
 Lugar de Origen: LABORATORIO DE SUELOS
 Revisado por: H.S.A.
 Revisado por: H.S.A.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3180-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

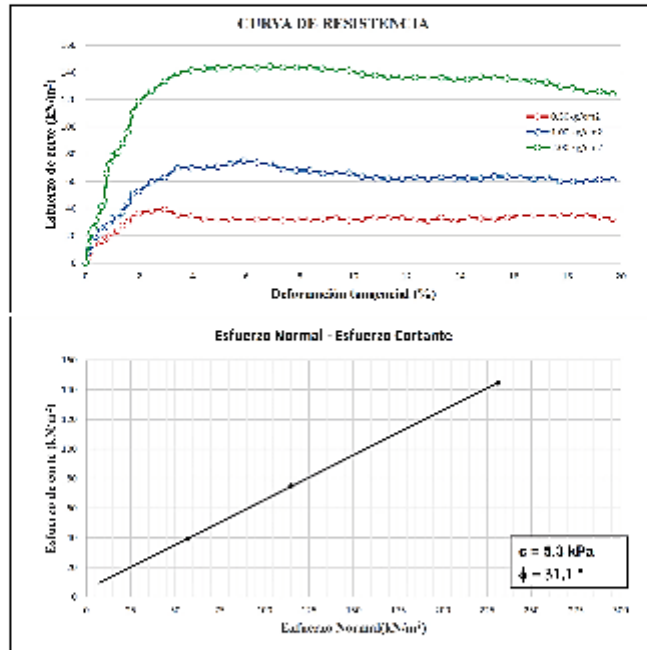
SOLICITUD N°: IBA-04-005
 PROYECTO: ANALISIS COMPARATIVO DE LAS TIPOLOGIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN OBRAS DE OBRAS SUPERFICIALES, CUILPA ALTA EL TAYBU - HUANGAYO
 UBICACION: CUILPA ALTA - EL TAYBU - HUANGAYO
 CLIENTE: FUNDACION MARIANO DE LA ROSA
 DIRECCION DEL CLIENTE: CUILPA ALTA - EL TAYBU - HUANGAYO
 ZONA / SECCION: CUILPA ALTA SECTOR C
 SUMINISTRO: C-2
 CANTERA / PROGRESINA: LUGAR DE MUESTREO: AV. 12 DE OTOÑO Y CALLE SILVERIA GARCIA
 MUESTRA: NA 11
 PROFUNDIDAD (m): 3.00

DATOS DE LA MUESTRA

CUARDAPUNTA:	314.E.03	MS	22-12	QUAYAS	RENOVACION	PROYECTO 4134702	2011-11-02
--------------	----------	----	-------	--------	------------	------------------	------------

GRABADOS

SE GRAFICA: No. 4 RM
 SE GRAFICA: GP RM
 SE GRAFICA: RM ROLUBALIA



Comentarios: _____

F. de Recopilo: 02/11/11
 F. de Orinal: 02/11/08
 Lugar de Trabajo: LABORATORIO DE SUELOS
 Realizado por: RBA
 Revisado por: RBA



LABORATORIO SOTELO & ASOCIADOS

Procedimiento: P-01
Código: GS-F-14
Versión: 01

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

SOLICITUD N°: HSA-21-089
PROYECTO: ANALISIS COMPARATIVO DE LAS FORMAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN OMBENTACIONES SUPERFICIALES, CULLPA ALTA EL TAMBO - HUANCAYO 2021
UBICACION: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
CLIENTE: EDISON WILLIAN SALOME LARADO
DIRECCION DEL CLIENTE: CULLPA ALTA - EL TAMBO - HUANCAYO
SONDAL: C-3
MUESTRA: MA-21
PROFUNDIDAD (m): 5.08
ZONA / SECTOR: CULLPA ALTA SECTOR C
CANTERA / PROGRESIVA: --
LUGAR DE MUESTREO: AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCIA

DETALLE DE LA MUESTRA

Table with 6 columns: CODIGO MUESTRA, LUGAR, TIPO, ESTADO, CANTERA DE MUESTRA, ALTORES, PROFUNDIDAD, and FECHA DE ENSAYO.

DATOS DEL ENSAYO

MUESTRA: Mac. < 6/74
SONDAL: BDNOLDEADA
ESCALA: GP
VELOCIDAD: 0.28 mm/min

Table with 4 main columns: ESPECIMEN 01, ESPECIMEN 02, ESPECIMEN 03. Sub-headers include: Esfuerzo Normal (kPa), Esfuerzo, and Final. Values range from 57.09 to 251.27.

Main data table with 8 columns: Esfuerzo Normal (kPa), Deformación lateral (%), Esfuerzo Normal (kPa), Deformación lateral (%), Esfuerzo Normal (kPa), Deformación lateral (%), Esfuerzo Normal (kPa), Deformación lateral (%). Rows contain numerical data for various specimens.

A. de Recopilo: 2021-11-11
P. de Planillo: 2021-11-25
E. de Ejecución: 1/000047080 DE S-071-05
Realizado por: S.R.A.
Revisado por: S.R.A.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

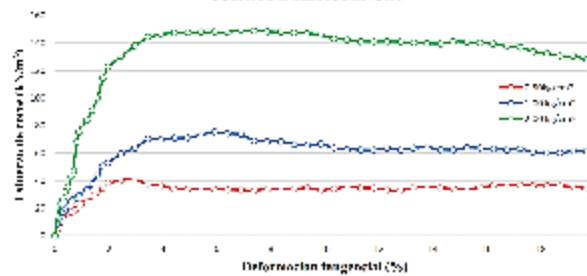
SOLICITUD N°: MS4-21-305
 PROYECTO: ANALISIS COMPARATIVO DE LAS TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES CILINDRICAS EN TIEMPO Y HUANCAJO 2021
 UBICACION: GULLIPA ALTA - EL TAYBO - HUANCAYO
 CLIENTE: BURON Y LUIAN SALOVE LAVADO
 DIRECCION DEL CLIENTE: GULLIPA ALTA - EL TAYBO - HUANCAYO
 SONDAJE: 0-3
 MUESTRA: MS-01
 PRO-UNIDAD (ml): 3.00
 IDMA / SECTOR: GULLIPA ALTA SECTOR C
 CANTERA / PROGRESIVA: —
 LUGAR DE OBTENCION: AV. 12 DE OCTUBRE Y CALLE SILVERIA GARCIA

DATOS DE LA MUESTRA							
CODIGO MUESTRA	2945-90	TIPO	SUELO	CONDICION	REPOSICION	FECHA DE ENSAYO	2021-12

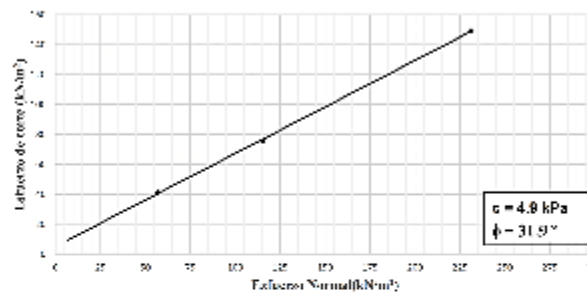
GRAFICOS

MUESTRA: M1 < M2
 MUESTRA: OP
 ESTADO: REVOLUCIONADA

CURVA DE RESISTENCIA



Esfuerzo Normal - Esfuerzo Cortante



Observaciones:

Fecha Emisión de: 2021-11-17
 Fecha Revisión de: 2021-11-08
 Responsable Emisión: LABORATORIO SOTELO & ASOCIADOS

Realizado por: S.D.A.
 Revisado por: H.S.A.

ANEXO 4: CERTIFICADOS DE ACREDITACIÓN Y ALCANCES DE
ACREDITACIÓN



PERÚ

Ministerio
de la Producción

Instituto Nacional de Calidad
INACAL

Dirección de Acreditación

"Decreto de la Calidad de Comunidades para Mujeres y Niños"
"4to. del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"

San Isidro, 09 de abril de 2021.

CÉDULA DE NOTIFICACIÓN N° 172-2021-INACAL/DA

Señora

Yenny Giraldo Pizarro

Representante Legal

Sotelo & Asociados S.A.C.

Calle Boulevard N° 182, Oficina 401, Urb. Hogares de Morisco Choc

Santiago de Surco.-

Asunto : Prórroga de la Vigencia de Acreditación – SOTELO & ASOCIADOS S.A.C.

Referencia : Carta N° S&A 00155-2021
Exp. 0263-2020-DA

Cumplo con notificar lo siguiente: **VISTO:**

La carta enviada por el Laboratorio de Ensayo SOTELO & ASOCIADOS S.A.C. recibida el 24 de marzo de 2021, con la cual solicita la extensión de la vigencia de su acreditación.

Y CONSIDERANDO que:

1. Mediante Decreto Supremo N°044-2020-PCM del 15 de marzo del 2020 se declaró el Estado de Emergencia Nacional y aislamiento social obligatorio y según Decreto de Urgencia N°029-2020 del 20 de marzo del 2020 se estableció la suspensión del cómputo de plazos de inicio y tramitación de los procedimientos administrativos y procedimientos de cualquier índole, y mediante el Decreto de Urgencia N° 053-2020 estos plazos fueron extendidos, en virtud al marco de lo establecido en el literal b) del numeral 12.2 del artículo 12° el INACAL mediante Resolución de Presidencia Ejecutiva N° 034-2020-INACAL/PE aprobó el Listado de trece (13) procedimientos administrativos a cargo de la Dirección de Acreditación, cuya tramitación no se encuentra sujeta a la suspensión del cómputo de plazos de inicio y tramitación.
2. La vigencia de la acreditación de SOTELO & ASOCIADOS S.A.C. como Laboratorio de Ensayo, culmina el 20 de abril de 2021.
3. SOTELO & ASOCIADOS S.A.C. ha presentado su solicitud de renovación de la acreditación con fecha 18 de diciembre de 2020.

COMUNÍQUESE a **SOTELO & ASOCIADOS S.A.C.**, como Laboratorio de Ensayo que: se otorga la extensión de la vigencia de la acreditación hasta el término de su proceso de renovación, plazo que no debe exceder los 180 días calendario desde su vencimiento.

Lo que notifico a usted conforme a Ley.

Atentamente,

ALEJANDRA RODRÍGUEZ ALEGRÍA

Directora

Dirección de Acreditación

ACR/AV/ECO



BICENTENARIO
PERU 2021

Calle Las Camelias N° 817 - San Isidro, Lima -Peru
Teléfono (511) 613 8620
www.inacal.gob.pe

Establecimientos autorizados para el comercio electrónico en el ámbito de la Calidad, conforme al Decreto Supremo N° 017-2018-PC, del 03 de febrero del 2018, y la Decisión Directiva N° 001-2018-DA/DA, del 03 de febrero del 2018. Su inscripción e inscripción se encuentran en el portal de servicios al ciudadano: www.inacal.gob.pe

ALCANCE DE LA ACREDITACIÓN DE LABORATORIOS DE ENSAYO

SOTELO & ASOCIADOS S.A.C.

Ubicado en : Sector 2, Grupo 16, Mz .B, Lote 1A, Villa el Salvador, Lima
 Proceso : Acreditación
 Expediente N° : 0037-2017-DA
 Informe Ejecutivo N° : 0118-2018-DA
 Vigencia de la Acreditación : Del 2018-04-21 al 2021-04-20
 Acreditado con la Norma : NTP-ISO/IEC 17025:2006
 Código de Registro : LE – 121
 Fecha de Actualización : 2018-04-23

Laboratorio : SOTELO & ASOCIADOS
 Campo de Prueba : FISICOS

N°	Tipo Ensayo	Norma Referencia	Año	Título
1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO EN AGREGADOS	ASTM C136 / C136M - 14	2014	Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates
Producto(s): AGREGADOS				
2	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO EN SUELOS	NTP 339.128 (Revisado 2014)	1999	SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico
Producto(s): SUELO				
3	CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHTO	AASHTO M 140	2012	Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes
Producto(s): SUELO				
4	CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS	ASTM D 2487- 11	2011	Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
Producto(s): SUELO				
5	CONTENIDO DE HUMEDAD EN ROCA	ASTM D 2216 - 10	2010	Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass
Producto(s): ROCA				
6	CONTENIDO DE HUMEDAD EN SUELOS Y AGREGADOS	ASTM D 2216 - 10	2010	Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass
Producto(s): AGREGADOS				
Producto(s): SUELO				

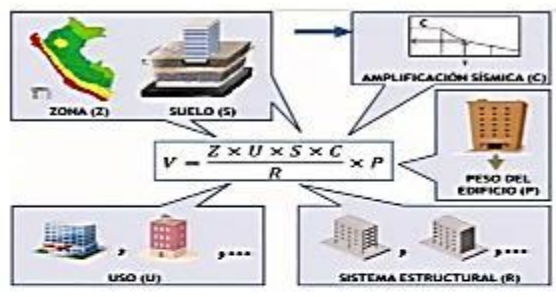
ALCANCE DE LA ACREDITACIÓN DE LABORATORIOS DE ENSAYO

7	LÍMITE LÍQUIDO DEL SUELO	ASTM D 4318 - 10	2010	Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
				Producto(s): SUELO
8	LÍMITE PLÁSTICO DEL SUELO	ASTM D 4318 - 10	2010	Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
				Producto(s): SUELO
9	PASANTE DE LA MALLA N°200	ASTM C 117 - 13	2013	Standard Test Method for Material Finer than 75-µm (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing
				Producto(s): AGREGADOS SUELO

ANEXO 5: RESULTADOS

CARGAS

datos	
numero de pisos	4
resistencia f_c	210 kg/cm ²
uso	vivienda multifamiliar
zona 3 (Z)	0.35
ubicación comunes factor U	1
suelos intermedios (S2)	1.15
periodo del suelo (Tp)	0.6
coeficiente de reducción portico "R"	8
altura total del edificio (hn)	20.95
porticos de concreto armado (ct)	35
coeficiente de vibración	0.50
factor de amplificación sísmica "v"	2.5
fuerza cortante en la base de la estructura "v" (TN)	13.47
aligerado 20cm	0.3 tn
acabado	0.1tn
tabiquería	0.1tn
peso del concreto	2.4
sobrecarga s/c	0.2tn
peso total de la estructura (P)	107.07



ubicación de zona		factor de zona (Z)		perfil del suelo periodos Tp y Tl																												
ZONA	CIUDAD	Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z" <table border="1"> <tr><th>ZONA</th><th>Z</th></tr> <tr><td>4</td><td>0.45</td></tr> <tr><td>3</td><td>0.35</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.25</td></tr> <tr><td>1</td><td>0.10</td></tr> </table>		ZONA	Z	4	0.45	3	0.35	2	0.25	1	0.10	Tabla N° 4 PERIODOS "T_p" Y "T_l" Perfil de suelo <table border="1"> <tr><th></th><th>S₁</th><th>S₂</th><th>S₃</th><th>S₄</th></tr> <tr><td>T_p (s)</td><td>0.3</td><td>0.4</td><td>0.6</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>T_l (s)</td><td>3.0</td><td>2.5</td><td>2.0</td><td>1.5</td></tr> </table>					S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	T _p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0	T _l (s)	3.0	2.5	2.0	1.5
	ZONA			Z																												
	4			0.45																												
	3			0.35																												
	2			0.25																												
	1			0.10																												
				S ₁	S ₂	S ₃	S ₄																									
	T _p (s)			0.3	0.4	0.6	1.0																									
T _l (s)	3.0	2.5	2.0	1.5																												
VALLE	VALLE	VALLE	VALLE	VALLE																												
SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA																												
SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA																												
SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA																												
SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA																												
SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA	SIERRA																												

periodo de vibración (CT)	factor (U)	sistema estructural portico de concreto (R)																				
4.5.4 Período Fundamental de Vibración El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión: $T = \frac{h_n}{C_v}$ Donde: C _v = 20 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean uniaxiales. a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos de acero con uniones resistentes a momentos, sin amortiguamiento. C _v = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:																						
Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U" <table border="1"> <tr><th>CATEGORÍA</th><th>DESCRIPCIÓN</th><th>FACTOR U</th></tr> <tr><td>B</td><td>Edificaciones donde se minimizan pérdidas de personas tales como oficinas, hoteles, establecimientos comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos por seguridad, o que guardan documentos valiosos como museos y bibliotecas.</td><td>1.5</td></tr> <tr><td>C</td><td>Edificaciones como son: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales que no tienen acciones o cargas adicionales de incendio o riesgo de contaminación.</td><td>1.0</td></tr> </table>			CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	B	Edificaciones donde se minimizan pérdidas de personas tales como oficinas, hoteles, establecimientos comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos por seguridad, o que guardan documentos valiosos como museos y bibliotecas.	1.5	C	Edificaciones como son: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales que no tienen acciones o cargas adicionales de incendio o riesgo de contaminación.	1.0											
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U																				
B	Edificaciones donde se minimizan pérdidas de personas tales como oficinas, hoteles, establecimientos comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos por seguridad, o que guardan documentos valiosos como museos y bibliotecas.	1.5																				
C	Edificaciones como son: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales que no tienen acciones o cargas adicionales de incendio o riesgo de contaminación.	1.0																				
Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES <table border="1"> <tr><th>Sistema Estructural</th><th>Coefficiente Básico de Reducción R₁ (1)</th></tr> <tr><td>Acero:</td><td></td></tr> <tr><td>Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)</td><td>8</td></tr> <tr><td>Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)</td><td>7</td></tr> <tr><td>Pórticos Centrales Resistentes a Momentos (CMF)</td><td>6</td></tr> <tr><td>Pórticos Especiales Concretos Armados (CECA)</td><td>6</td></tr> <tr><td>Pórticos Centrales Concretos Armados (CCCA)</td><td>6</td></tr> <tr><td>Pórticos Centrales Concretos Armados Antisísmicos (CCCA-A)</td><td>6</td></tr> <tr><td>Concreto Armado:</td><td></td></tr> <tr><td>Pórticos</td><td>8</td></tr> </table>			Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R ₁ (1)	Acero:		Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7	Pórticos Centrales Resistentes a Momentos (CMF)	6	Pórticos Especiales Concretos Armados (CECA)	6	Pórticos Centrales Concretos Armados (CCCA)	6	Pórticos Centrales Concretos Armados Antisísmicos (CCCA-A)	6	Concreto Armado:		Pórticos	8
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R ₁ (1)																					
Acero:																						
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8																					
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7																					
Pórticos Centrales Resistentes a Momentos (CMF)	6																					
Pórticos Especiales Concretos Armados (CECA)	6																					
Pórticos Centrales Concretos Armados (CCCA)	6																					
Pórticos Centrales Concretos Armados Antisísmicos (CCCA-A)	6																					
Concreto Armado:																						
Pórticos	8																					

factor del suelo (S)	factor de amplificación sísmica																									
Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S" <table border="1"> <tr><th>ZONA \ SUELO</th><th>S₁</th><th>S₂</th><th>S₃</th><th>S₄</th></tr> <tr><td>Z₄</td><td>0.80</td><td>1.00</td><td>1.05</td><td>1.10</td></tr> <tr><td>Z₃</td><td>0.80</td><td>1.00</td><td>1.15</td><td>1.20</td></tr> <tr><td>Z₂</td><td>0.80</td><td>1.00</td><td>1.20</td><td>1.40</td></tr> <tr><td>Z₁</td><td>0.80</td><td>1.00</td><td>1.80</td><td>2.00</td></tr> </table>	ZONA \ SUELO	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10	Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20	Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40	Z ₁	0.80	1.00	1.80	2.00	3.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones: $T < T_c \quad C = 2.5$ $T_c < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_c - T_L}{T - T_L}\right)$
ZONA \ SUELO	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄																						
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10																						
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20																						
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40																						
Z ₁	0.80	1.00	1.80	2.00																						

CARGA MUERTA			CARGA POR M2 (e.020)	TOTAL (metrado * peso)	PESO EN TN	
TIPO	METRADO	UND	PESO KG/M2	KGF/M	TN/M	
Area de losa	19.50	m2	300	5848.884	5.8	POR PISO
Tabiqueria	17.71	m2	100	1770.6	1.8	
Acabado	17.71	m2	100	1770.6	1.8	
COLUMNA						
h	b	a	cantidad	peso kgf/m2	KGF/M	TN/M
2.6	1.25	0.25	1	2400	1950.00	1.95
				TOTAL	1950.00	1.95
VIGA						
TIPO	H	B	L	cantidad	peso Kgf/m	tn/m
viga s	0.50	0.25	5.03	1	1509	1.51
viga p	0.55	0.30	3.876	1	1534.9	1.53
			Kgf/m	tn/m		
PESO TOTAL DE CARGA MUERTA EN 4 PISOS			57535.92	57.54		

CARGA VIVA	AREA DE INFLUENCIA CRITICA	UND	SOBRECARGA USO VIVIENDA KG/M2	KGF/M	TN/M
PESO TOTAL DE CARGA VIVA EN 4 PISOS	19.50	m2	200	15597.02	15.60

PESO TOTAL ACTUANTE =	KG	TN
U = 1.4 D + 1.7 L	107065.2	107.07

Con vigueta 0.10 m de ancho y 0.40 m entre ejes		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m²)
0.17	0.05	2.6 (260)
0.20	0.05	3.0 (300)
0.25	0.05	3.5 (350)
0.30	0.05	4.2 (420)

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W) \cdot 6$$

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.87 E)$$

PESO ACTUANTE SISMICO	PESO (KG)	PESO (TN)
CARGA SISMICA (E)	13466.80	13.47
U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87 E)	99186.11	99.19

CAPACIDAD PORTANTE

TERZAGHI

31.6		
factores de capacidad de carga		
Nq=	27.16	
Nc=	42.52	
Ny=	24.739	
Kpy=	59.07	
factores de capacidad de carga		
31.1		
Nq=	25.56	
Nc=	40.71	
Ny=	23.037	
Kpy=	56.735	
factores de capacidad de carga		
31.9		
Nq=	28.17	
Nc=	43.65	
Ny=	25.829	
Kpy=	60.538	
e=	12.932	27.17
	0.476	

31.6		TEORIA DE TERZAGHI		angulo de friccion	31.6	
				C= cohercion del suelo = 4.3 kpa	0.43	TN/m2
				γ= peso especifico del suelo=	1.91	TN/m3
para cimientto cuadrado:		1.3*c * Nc + q*Nq+0.4*γ*B*Ny		sobrecarga en base de cimienttacion q= γ * Df =	3.44	
capacidad de carga maxima o limite		139.83	TN/m2	Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8	
capacidad de carga admisible qadm		46.61	TN/m2	ancho de zapata B =	1.2	
factor de seguridad		3		factores de capacidad de carga	Nq =	27.16
					Nc =	42.52
					Ny =	24.74
					kpy=	59.07
117.1	22.68	CALCULO DE "B"				
=	$\frac{PS}{AZ}$	=	$\frac{qu}{fs}$			
=	$\frac{107.07}{B^2}$	=	$\frac{117.1+18.90B}{3}$			
=	321.21	=	117.1 x B^2 + 18.90 x B^3			
B	=	1.48	1.5			
31.1		TEORIA DE TERZAGHI		angulo de friccion	31.1	
				C= cohercion del suelo = 5.3 kpa	0.53	TN/m2
				γ= peso especifico del suelo=	1.92	TN/m3
para cimientto cuadrado:		1.3*c * Nc + q*Nq+0.4*γ*B*Ny		sobrecarga en base de cimienttacion q= γ * Df =	3.456	
capacidad de carga maxima o limite		137.62	TN/m2	Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8	
capacidad de carga admisible qadm		45.87	TN/m2	ancho de zapata B =	1.2	
factor de seguridad		3		factores de capacidad de carga	Nq =	25.56
					Nc =	40.71
					Ny =	23.04
					kpy=	56.74

116.4		21.23		CALCULO DE "B"	
=	$\frac{PS}{AZ}$	=	$\frac{qu}{fs}$		
=	$\frac{107.07}{B^2}$	=	$\frac{116.4 + 17.69B}{3}$		
=	321.21	=	$116.4 \times B^2 + 17.69 \times B^3$		
B	=	1.49	1.5		
31.9					
TEORIA DE TERZAGHI				angulo de friccion	31.9
				C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49 TN/m2
				γ= peso especifico del suelo=	1.96 TN/m3
para cimiento cuadrado: $1.3 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot Ny$				sobrecarga en base de cimentacion $q = \gamma \cdot Df =$	3.528
capacidad de carga maxima o limite				Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8
151.49 TN/m2				ancho de zapata	1.2
capacidad de carga admisible q_{adm}				factores de	$Nq =$
50.50 TN/m2				capacidad de carga	$Nc =$
factor de seguridad					$Ny =$
3					$kpy =$
					60.54
127.2		24.30		CALCULO DE "B"	
=	$\frac{PS}{AZ}$	=	$\frac{qu}{fs}$		
=	$\frac{107.07}{B^2}$	=	$\frac{127.2 + 20.25B}{3}$		
=	321.21	=	$127.2 \times B^2 + 20.25 \times B^3$		
B	=	1.433	1.5		

MEYERHOF

factores de capacidad de carga								
31.6	Nq=	22.117	31.1	Nq=	20.87	31.9	Nq=	22.906
	Nc=	34.325		Nc=	32.938		Nc=	35.193
	Ny=	20.564		Ny=	18.882		Ny=	21.647
factores de capacidad de forma								
31.6	Sq=	1.32	31.1	Sq=	1.313	31.9	Sq=	1.324
	Sc=	1.64		Sc=	1.627		Sc=	1.648
	Sy=	1.32		Sy=	1.313		Sy=	1.324
KP cambia solo con el algulo de friccion	Kp=	3.201		Kp=	3.136		Kp=	3.241
	B=	1.2		B=	1.2		B=	1.2
	L=	1.2		L=	1.2		L=	1.2
	B/L=	1		B/L=	1		B/L=	1
factores de profundidad								
31.6	dq=	1.268	31.1	dq=	1.266	31.9	dq=	1.270
	dc=	1.537		dc=	1.531		dc=	1.540
	dy=	1.268		dy=	1.266		dy=	1.270
	Kp=	3.201		Kp=	3.136		Kp=	3.241
	Df=	1.8		Df=	1.8		Df=	1.8
	B=	1.2		B=	1.2		B=	1.2
	Df/B=	1.50		Df/B=	1.50		Df/B=	1.50
factores de inclinacion de carga								
31.6	iq=	1.000	31.1	iq=	1.000	31.9	iq=	1.000
	ic=	1.000		ic=	1.000		ic=	1.000
	iy=	1.000		iy=	1.000		iy=	1.000
	Kp=	3.201		Kp=	3.136		Kp=	3.241
	inclinacion			0				

31.0			
TUBO DE MUYO+PUP			
para cilindro con fondo, cuadrado, cilíndrico $c = b^2 \cdot S^2 \cdot d^2 = q^2 \cdot h \cdot S^2 \cdot d^2 \cdot 0.5 \cdot \pi \cdot B^2 \cdot N^2 \cdot S^2 \cdot d^2$			
capacidad de carga máxima admisible (kg)	203.06	TN/m2	
capacidad de carga admisible (qudm)	67.99	TN/m2	
factor de seguridad	3		
104.51	30.46		
-	$\frac{P5}{A2}$	=	$\frac{cu}{Is}$
=	$\frac{107.67}{B^2}$	=	$\frac{172.46 + 34.27B}{3}$
+	321.21	=	$173.49 + B^2 + 34.27 \times B^2$
B	=	1.22	1.3

31.1			
TUBO DE MUYO+PUP			
para cilindro con fondo, cuadrado, cilíndrico $c = b^2 \cdot S^2 \cdot d^2 = q^2 \cdot h \cdot S^2 \cdot d^2 \cdot 0.5 \cdot \pi \cdot B^2 \cdot N^2 \cdot S^2 \cdot d^2$			
capacidad de carga máxima admisible (kg)	109.50	TN/m2	
capacidad de carga admisible (qudm)	66.90	TN/m2	
factor de seguridad	3		
101.35	36.35		
+	$\frac{P5}{A2}$	=	$\frac{cu}{Is}$
=	$\frac{107.67}{B^2}$	=	$\frac{171.40 + 31.39B}{3}$
+	321.21	=	$171.40 + B^2 + 31.39 \times B^2$
B	=	1.22	1.3

ángulo de fricción		31.5	
De cohesión del suelo = 4 g/seg		0.45	TN/m2
γ = peso específico del suelo		1.81	TN/m3
carga en base de cimentación q _y * D _l =		1.44	
D _l = profundidad de desplante de la cimentación =		1.8	
ancho de zapata		B =	1.2
lado de zapata		L =	1.2
N _q		12.12	
N _c		34.33	
N _y		10.56	
R _q		3.203	

factores de forma		S _q =	1.32	S _q y S _y tienen el mismo valor
		S _c =	1.64	
		S _y =	1.32	

factores de profundidad		d _q =	1.27	d _q y d _l tienen el mismo valor
		d _c =	1.54	
		d _y =	1.27	

factor de inclinación de carga		i _q =	1.00	d _q y d _l tienen el mismo valor
		i _c =	1.00	
		i _y =	1.00	
inclinación de carga en grados			0	

ángulo de fricción		31.1	
De cohesión del suelo = 2 g/seg		0.24	TN/m2
γ = peso específico del suelo		1.82	TN/m3
carga en base de cimentación q _y * D _l =		1.456	
D _l = profundidad de desplante de la cimentación =		1.8	
ancho de zapata		B =	1.2
lado de zapata		L =	1.2
N _q		10.07	
N _c		32.04	
N _y		18.89	
R _q		3.110	

factores de forma		S _q =	1.313	S _q y S _y tienen el mismo valor
		S _c =	1.625	
		S _y =	1.313	

factores de profundidad		d _q =	1.27	d _q y d _l tienen el mismo valor
		d _c =	1.53	
		d _y =	1.27	

factor de inclinación de carga		i _q =	1.00	d _q y d _l tienen el mismo valor
		i _c =	1.00	
		i _y =	1.00	
inclinación de carga en grados			0	

31.9	TEORIA DE MEYERHOF	
para cimiento corrido, cuadrado, circular:	$c + Nc \cdot Sc \cdot dc + q \cdot Nq \cdot Sq \cdot dq + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot Ny \cdot Sy \cdot dy$	
capacidad de carga maxima o limite (qu)	222.46	TN/m2
capacidad de carga admisible (qadmi)	74.15	TN/m2
factor de seguridad	3	

$$179.66 = \frac{PS}{AZ} = \frac{42.81}{fs}$$

$$= \frac{107.07}{B^2} = \frac{188.50 + 37.19B}{3}$$

$$= 321.21 = \frac{188.50 \times B^2 + 37.19 \times B^3}{3}$$

$$B = 1.17 \quad 1.3$$

angulo de friccion	31.9	
C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49	tn/m2
y= peso especifico del suelo=	1.96	tn/m3
sobrecarga en base de cimentacion q= y * Df =	3.528	
Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8	
ancho de zapata B =	1.2	
lado de zapata L=	1.2	
factores de capacidad de carga	Nq=	22.91
	Nc =	35.19
	Ny =	21.65
Kp=		0

factores de forma	Sq=	1.324	Sq y Sy tiene el mismo valor
	Sc=	1.648	
	Sy=	1.324	

factores de profundidad	dq=	1.27	dq y dy tiene el mismo valor
	dc=	1.54	
	dy=	1.27	

factor de inclinacion de carga	iq=	1.00	dq y dy tiene el mismo valor
	ic=	1.00	
	iy=	1.00	
inclinacion de carga en grados		15	

HANSEN

factores de capacidad de carga						igual a MEYERHOF igual a MEYERHOF
31.6	Nq= 22.117 Nc= 34.325 Ny= 19.486	31.1	Nq= 20.87 Nc= 32.938 Ny= 19.789	31.9	Nq= 22.906 Nc= 35.193 Ny= 20.453	
factores de capacidad de forma						B= 1.2 L= 1.2 B/L= 1
31.6	Sq= 1.615 Sc= 1.644 Sy= 0.6	31.1	Sq= 1.603 Sc= 1.634 Sy= 0.6	31.9	Sq= 1.662 Sc= 1.651 Sy= 0.6	
factores de profundidad						Df= 3 B= 1.2 Df/B= 2.50
31.6	dq= 1.695 dc= 2.000 dy= 1.000 K= 2.50	31.1	dq= 1.423 dc= 1.600 dy= 1.000 K= 1.50	31.9	dq= 1.414 dc= 1.600 dy= 1.000 K= 1.50	
factores de inclinación de carga						inclinacion 0 Af=BxL= 1.44 H= 0 V= 0
31.6	iq= 1.000 ic= 1.000 ly= 1.000	31.1	iq= 1.000 ic= 1.000 ly= 1.000	31.9	iq= 1.000 ic= 1.000 ly= 1.000	
	C= Ca=Cu= 0.43 cot(31.6)= 1.6254 inclinacion = 0		C= Ca=Cu= 0.53 cot(31.1)= 1.6577 inclinacion = 0		C= Ca=Cu= 0.49 cot(31.9)= 1.606 inclinacion = 0	
factores de terreno						Df= 3 B= 1.2 Df/B= 2.5
31.6	gq= 1.000 gc= 1.000 gy= 1.000	31.1	gq= 1.000 gc= 1.000 gy= 1.000	31.9	gq= 1.000 gc= 1.000 gy= 1.000	
	beta= 0 tan (beta)= 0		beta= 0 tan (beta)= 0		beta= 0 tan (beta)= 0	
factores de base inclinada						
31.6	bq= 1.000 bc= 1.000 by= 1.000	31.1	bq= 1.000 bc= 1.000 by= 1.000	31.9	bq= 1.000 bc= 1.000 by= 1.000	
	inclinacion = 0		inclinacion = 0		inclinacion = 0	

31.9	TEORIA DE HANSEN		<table border="1"> <tr><td>angulo de friccion</td><td>31.9</td></tr> <tr><td>C= cohesion del suelo = 4.9 kpa</td><td>0.49 tn/m2</td></tr> <tr><td>γ= peso especifico del suelo=</td><td>1.96 tn/m3</td></tr> <tr><td>sobrecarga en base de cimentacion q= γ * Df =</td><td>3.528</td></tr> <tr><td>Df= profundidad de desplante de la cimentacion=</td><td>1.8 m</td></tr> <tr><td>ancho de zapata B =</td><td>1.2 m</td></tr> <tr><td>lado de zapata L=</td><td>1.2 m</td></tr> <tr><td>Nq=</td><td>22.91</td></tr> <tr><td>Nc =</td><td>35.19</td></tr> <tr><td>Ny =</td><td>20.45</td></tr> <tr><td>Kp=</td><td>0</td></tr> <tr><td>Sq=</td><td>1.662 B =</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>Sc=</td><td>1.65086807 L =</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>Sy=</td><td>0.6 B/L =</td><td>1</td></tr> <tr><td>para continuas Sq,Sc,Sy=</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>dq=</td><td>1.41 Df=</td><td>3</td></tr> <tr><td>dc=</td><td>1.60 B=</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>dy=</td><td>1.00 Df/B=</td><td>2.5</td></tr> <tr><td>K=</td><td>1.50</td><td></td></tr> <tr><td>iq=</td><td>1.00 inclinacion=</td><td>0</td></tr> <tr><td>ic=</td><td>1.00 AF= BxL=</td><td>1.44</td></tr> <tr><td>iy=</td><td>1.00 H=</td><td>0</td></tr> <tr><td>inclinacion de carga en grados</td><td>0</td><td>V=</td><td>0</td></tr> <tr><td>gq=</td><td>1 Df=</td><td>3</td></tr> <tr><td>gc=</td><td>1 B=</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>gy=</td><td>1 Df/B=</td><td>2.5</td></tr> <tr><td>beta=</td><td>0</td><td></td></tr> <tr><td>bq=</td><td>1 inclinacion=</td><td>0</td></tr> <tr><td>bc=</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>by=</td><td>1</td><td></td></tr> </table>		angulo de friccion	31.9	C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49 tn/m2	γ= peso especifico del suelo=	1.96 tn/m3	sobrecarga en base de cimentacion q= γ * Df =	3.528	Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8 m	ancho de zapata B =	1.2 m	lado de zapata L=	1.2 m	Nq=	22.91	Nc =	35.19	Ny =	20.45	Kp=	0	Sq=	1.662 B =	1.2	Sc=	1.65086807 L =	1.2	Sy=	0.6 B/L =	1	para continuas Sq,Sc,Sy=	1		dq=	1.41 Df=	3	dc=	1.60 B=	1.2	dy=	1.00 Df/B=	2.5	K=	1.50		iq=	1.00 inclinacion=	0	ic=	1.00 AF= BxL=	1.44	iy=	1.00 H=	0	inclinacion de carga en grados	0	V=	0	gq=	1 Df=	3	gc=	1 B=	1.2	gy=	1 Df/B=	2.5	beta=	0		bq=	1 inclinacion=	0	bc=	1		by=	1	
angulo de friccion	31.9																																																																																			
C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49 tn/m2																																																																																			
γ= peso especifico del suelo=	1.96 tn/m3																																																																																			
sobrecarga en base de cimentacion q= γ * Df =	3.528																																																																																			
Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8 m																																																																																			
ancho de zapata B =	1.2 m																																																																																			
lado de zapata L=	1.2 m																																																																																			
Nq=	22.91																																																																																			
Nc =	35.19																																																																																			
Ny =	20.45																																																																																			
Kp=	0																																																																																			
Sq=	1.662 B =	1.2																																																																																		
Sc=	1.65086807 L =	1.2																																																																																		
Sy=	0.6 B/L =	1																																																																																		
para continuas Sq,Sc,Sy=	1																																																																																			
dq=	1.41 Df=	3																																																																																		
dc=	1.60 B=	1.2																																																																																		
dy=	1.00 Df/B=	2.5																																																																																		
K=	1.50																																																																																			
iq=	1.00 inclinacion=	0																																																																																		
ic=	1.00 AF= BxL=	1.44																																																																																		
iy=	1.00 H=	0																																																																																		
inclinacion de carga en grados	0	V=	0																																																																																	
gq=	1 Df=	3																																																																																		
gc=	1 B=	1.2																																																																																		
gy=	1 Df/B=	2.5																																																																																		
beta=	0																																																																																			
bq=	1 inclinacion=	0																																																																																		
bc=	1																																																																																			
by=	1																																																																																			
	para cimiento corrido, cuadrado, circular: $c * Nc * Sc * dc * ic * gc * bc + q * Nq * Sq * dq * iq * gg * bq + 0.5 * \gamma * B * Ny * Sy * dy * iy * gy * by$																																																																																			
capacidad de carga maxima o limite (qu)	249.90	TN/m2																																																																																		
capacidad de carga admisible (qadmi)	83.30	TN/m2																																																																																		
factor de seguridad	3																																																																																			
	235.46	14.43																																																																																		
=	$\frac{PS}{AZ}$	=	$\frac{qu}{fs}$																																																																																	
=	$\frac{107.07}{B^2}$	=	$\frac{250 + 12.03B}{3}$																																																																																	
=	321.21	=	250 x B^2 + 12.03 x B^3																																																																																	
B	=	1.1 m	1.2 m																																																																																	

VESIC

factores de capacidad de carga						igual a MEYERHOF igual a MEYERHOF
31.6	Nq= 22.117 Nc= 34.325 Ny= 25.982 tang(31.6)= 0.6152	31.1	Nq= 20.87 Nc= 32.938 Ny= 23.963	31.9	Nq= 22.906 Nc= 35.193 Ny= 27.251 tang(31.9)= 0.622	
factores de capacidad de forma						
31.6	Sq= 1.615 Sc= 1.644 Sy= 0.6	31.1	Sq= 1.603 Sc= 1.634 Sy= 0.6	31.9	Sq= 1.662 Sc= 1.651 Sy= 0.6	B= 1.2 L= 1.2 B/L= 1
factores de profundidad						
31.6	dq= 1.695 dc= 2.000 dy= 1.000 K= 2.5	31.1	dq= 1.658 dc= 1.933 dy= 1.000 K= 2.33333333	31.9	dq= 1.690 dc= 2.000 dy= 1.000 K= 2.5	Df= 3 B= 1.2 Df/B= 2.50
factores de inclinación de carga						
31.6	iq= 1.000 ic= 1.000 iy= 1.000	31.1	iq= 1.000 ic= 1.000 iy= 1.000	31.9	iq= 1.000 ic= 1.000 iy= 1.000	Inclinacion 0 Al=BxL= 1.44 H= 0 V= 0
	C= Ca=Cu= 0.43 cot(31.6)= 1.6254 inclinacion = 0 m 1.5		C= Ca=Cu= 0.53 cot(31.1)= 1.6577 inclinacion = 0 m 1.5		C= Ca=Cu= 0.49 cot(31.9)= 1.606 inclinacion = 0 m 1.5	B= 1.2 L= 1.2 B/L= 1
factores de terreno						
31.6	gq= 1.000 gc= 1.000 gy= 1.000	31.1	gq= 1.000 gc= 1.000 gy= 1.000	31.9	gq= 1.000 gc= 1.000 gy= 1.000	Df= 3 B= 1.2 Df/B= 2.5
	beta= 0 tan(beta)= 0		beta= 0 tan(beta)= 0		beta= 0 tan(beta)= 0	
factores de base inclinada						
31.6	bq= 1.000 bc= 1.000 by= 1.000	31.1	bq= 1.000 bc= 1.000 by= 1.000	31.9	bq= 1.000 bc= 1.000 by= 1.000	
	inclinacion = 0 tan(31.6)= 0.615		inclinacion = 0 tan(31.1)= 0.603		inclinacion = 0 tan(31.9)= 0.622	

31.0		TORNAL DE VEIE		vrijednost		31.6	
para dimensiojn sa opreznostu dometu:		$v = M\sqrt{f_c}f_{ctd}/\gamma_{fctd} + \alpha\sqrt{M}f_{ctd}/\gamma_{fctd} + \beta\sqrt{0.5}f_{ctd}M/\gamma_{fctd} + \gamma\sqrt{M}f_{ctd}/\gamma_{fctd}$		Dezavencija del uje $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
kapacitet de carga maximo a 5 m de (kg)		423.92		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
kapacitet de carga aditivna (kg/m2)		227.77		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
faktor de sigurnost		5		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
		315.42		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 45		= 44		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 47		= 46		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 107.07		= 226 - 18.998		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 89		= 3		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 221.21		= 228.073 + 14.00 + 0.73		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
8		= 1.25 m		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
		1.2 m		Dezavencija del uje na 5 m $p = 4.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000

31.1		TORNAL DE VEIE		vrijednost		31.1	
para dimensiojn sa opreznostu dometu:		$v = M\sqrt{f_c}f_{ctd}/\gamma_{fctd} + \alpha\sqrt{M}f_{ctd}/\gamma_{fctd} + \beta\sqrt{0.5}f_{ctd}M/\gamma_{fctd} + \gamma\sqrt{M}f_{ctd}/\gamma_{fctd}$		Dezavencija del uje $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
kapacitet de carga maximo a 5 m de (kg)		228.89		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
kapacitet de carga aditivna (kg/m2)		126.80		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
faktor de sigurnost		5		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
		358.93		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 15		= 16		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 42		= 41		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 107.07		= 226.96 + 12.006		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 89		= 3		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
= 221.21		= 228.96 + 0.73 + 0.73		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
8		= 1.26		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000
		1.2		Dezavencija del uje na 5 m $p = 5.0\text{ kPa}$		0.00	1/1000

31.9				angulo de friccion	31.9		
	TEORIA DE VESIC			C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49	tn/m2	
				y= peso especifico del suelo=	1.96	tn/m3	
				sobrecarga en base de cimentacion q= y * Df =	5.88		
para cimiento corrido, cuadrado, circular:	$c * Nc * Sc * dc * ic * gc * bc + q * Nq * Sq * dq * iq * gq * bq + 0.5 * y * B * Ny * Sy * dy * iy * gy * by$			Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	3		
capacidad de carga maxima o limite (qu)	454.47		TN/m2	ancho de zapata	B =	1.2	
capacidad de carga admisible (qadm)	151.49		TN/m2	lado de zapata	L =	1.2	
factor de seguridad	3			factores de capacidad de carga	Nq =	22.91	
					Nc =	35.19	
					Ny =	27.25	
		435.24	16.02	Kp=		0	
=	$\frac{PS}{AZ}$	=	$\frac{qu}{fs}$	factores de forma	Sq=	1.662	B = 1.2
=	$\frac{107.07}{B^2}$	=	$\frac{250 + 16.02B}{3}$		Sc=	1.65086807	L = 1.2
=	321.21	=	$250 \times B^2 + 16.02 \times B^3$	para continuas	Sy=	0.6	B/L = 1
B	=	1.1	1.2	factores de profundidad	Sq, Sc, Sy=	1	
					dq=	1.69	Df= 3
					dc=	2.00	B= 1.2
					dy=	1.00	Df/B= 2.5
					K=	2.50	
				factor de inclinacion de carga	iq=	1.00	inclinacion= 0
					ic=	1.00	AF= BxL= 1.44
				iclinacion de carga en grados	iy=	1.00	H= 0
						0	V= 0
				factores del terreno	gq=	1	Df= 3
					gc=	1	B= 1.2
					gy=	1	Df/B= 2.5
					beta=	0	
				factores de base inclinada	bq	1	inclinacion= 0
					bc	1	
					by	1	

DISEÑO
ZAPATA AISLADA

31.9	TEORIA DE HANSEN		<table border="1"> <tr><td>angulo de friccion</td><td>31.9</td><td></td></tr> <tr><td>C= cohesion del suelo = 4.9 kpa</td><td>0.49</td><td>tn/m2</td></tr> <tr><td>y= peso especifico del suelo=</td><td>1.96</td><td>tn/m3</td></tr> <tr><td>sobrecarga en base de cimentacion q= y * Df =</td><td>3.528</td><td></td></tr> <tr><td>Df= profundidad de desplante de la cimentacion=</td><td>1.8</td><td>m</td></tr> <tr><td>ancho de zapata B =</td><td>1.2</td><td>m</td></tr> <tr><td>lado de zapata L=</td><td>1.2</td><td>m</td></tr> <tr><td>Nq=</td><td>22.91</td><td></td></tr> <tr><td>Nc =</td><td>35.19</td><td></td></tr> <tr><td>Ny =</td><td>20.45</td><td></td></tr> <tr><td>Kp=</td><td>0</td><td></td></tr> <tr><td>Sq=</td><td>1.662</td><td>B = 1.2</td></tr> <tr><td>Sc=</td><td>1.65086807</td><td>L = 1.2</td></tr> <tr><td>Sy=</td><td>0.6</td><td>B/L = 1</td></tr> <tr><td>Sq,Sc,Sy=</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>dq=</td><td>1.41</td><td>Df= 3</td></tr> <tr><td>dc=</td><td>1.60</td><td>B= 1.2</td></tr> <tr><td>dy=</td><td>1.00</td><td>Df/B= 2.5</td></tr> <tr><td>K=</td><td>1.50</td><td></td></tr> <tr><td>iq=</td><td>1.00</td><td>Inclinacion= 0</td></tr> <tr><td>ic=</td><td>1.00</td><td>AF= BxL= 1.44</td></tr> <tr><td>iy=</td><td>1.00</td><td>H= 0</td></tr> <tr><td>ig=</td><td>1</td><td>Df= 3</td></tr> <tr><td>gc=</td><td>1</td><td>B= 1.2</td></tr> <tr><td>gy=</td><td>1</td><td>Df/B= 2.5</td></tr> <tr><td>beta=</td><td>0</td><td></td></tr> <tr><td>bq</td><td>1</td><td>inclinacion= 0</td></tr> <tr><td>bc</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>by</td><td>1</td><td></td></tr> </table>	angulo de friccion	31.9		C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49	tn/m2	y= peso especifico del suelo=	1.96	tn/m3	sobrecarga en base de cimentacion q= y * Df =	3.528		Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8	m	ancho de zapata B =	1.2	m	lado de zapata L=	1.2	m	Nq=	22.91		Nc =	35.19		Ny =	20.45		Kp=	0		Sq=	1.662	B = 1.2	Sc=	1.65086807	L = 1.2	Sy=	0.6	B/L = 1	Sq,Sc,Sy=	1		dq=	1.41	Df= 3	dc=	1.60	B= 1.2	dy=	1.00	Df/B= 2.5	K=	1.50		iq=	1.00	Inclinacion= 0	ic=	1.00	AF= BxL= 1.44	iy=	1.00	H= 0	ig=	1	Df= 3	gc=	1	B= 1.2	gy=	1	Df/B= 2.5	beta=	0		bq	1	inclinacion= 0	bc	1		by	1	
angulo de friccion	31.9																																																																																									
C= cohesion del suelo = 4.9 kpa	0.49	tn/m2																																																																																								
y= peso especifico del suelo=	1.96	tn/m3																																																																																								
sobrecarga en base de cimentacion q= y * Df =	3.528																																																																																									
Df= profundidad de desplante de la cimentacion=	1.8	m																																																																																								
ancho de zapata B =	1.2	m																																																																																								
lado de zapata L=	1.2	m																																																																																								
Nq=	22.91																																																																																									
Nc =	35.19																																																																																									
Ny =	20.45																																																																																									
Kp=	0																																																																																									
Sq=	1.662	B = 1.2																																																																																								
Sc=	1.65086807	L = 1.2																																																																																								
Sy=	0.6	B/L = 1																																																																																								
Sq,Sc,Sy=	1																																																																																									
dq=	1.41	Df= 3																																																																																								
dc=	1.60	B= 1.2																																																																																								
dy=	1.00	Df/B= 2.5																																																																																								
K=	1.50																																																																																									
iq=	1.00	Inclinacion= 0																																																																																								
ic=	1.00	AF= BxL= 1.44																																																																																								
iy=	1.00	H= 0																																																																																								
ig=	1	Df= 3																																																																																								
gc=	1	B= 1.2																																																																																								
gy=	1	Df/B= 2.5																																																																																								
beta=	0																																																																																									
bq	1	inclinacion= 0																																																																																								
bc	1																																																																																									
by	1																																																																																									
para cimiento corrido, cuadrado, circular:	$c * Nc * Sc * dc * ic * gc * bc + q * Nq * Sq * dq * iq * ga * bq + 0.5 * y * B * Ny * Sy * dy * iy * gy * by$																																																																																									
capacidad de carga maxima o limite (qu)	249.90	TN/m2																																																																																								
capacidad de carga admisible (qadmi)	83.30	TN/m2																																																																																								
factor de seguridad	3																																																																																									
	235.46	14.43																																																																																								
=	$\frac{PS}{A2}$	= $\frac{qu}{fs}$																																																																																								
=	$\frac{107.07}{B^2}$	= $\frac{250 + 12.03B}{3}$																																																																																								
=	321.21	= $250 + B^2 + 12.03 \times B^3$																																																																																								
B	= 1.1 m	1.2 m																																																																																								

JERZAGHI

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/C piso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yt =	46.61	TN/M2
desplazamiento	DF =	1.8	M	resistencia del acero	Fy =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.91	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hf =	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c =	210	KG/CM2

Barra núm.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm²	Perímetro cms.
	pulg.	cms.			
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

H*D =	$\frac{PS}{n \cdot F_c}$	=	1741.43	cm ²	=	41.73	cm
USAR	H =	0.45	m	D =	0.45	m	

Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$$H \cdot D = \frac{P}{n \cdot F_c}$$

- Donde: D : Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 b : La otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acorde a la Tabla Nº 01)
 Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla Nº 01)

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Yn =	Yt - Ym * hf - S/C	=	42.10	TN/M2
------	--------------------	---	-------	-------

AREA DE ZAPATA

Azap =	P/Yn	=	1.74	M2	raíz 1.32
					Bx1 = 1.35
					Hx2 = 1.35

T y S PARA CUMPLIR LV1 = LV2

T =	Dx1 + (D-Bx2)	=	1.35		
S =	Bx2 + (D-Bx2)	=	1.35		
USAR =	Hx1	m	Hx2	m	AREA DE ZAPATA
	1.35		1.35		

Lv1 = Lv2 =	(Bx1-D)/2	=	0.45	CONFORME
	(Bx2-D)/2	=	0.45	

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU =	PG / Azap	=	58.75	TN/m2
-------	-----------	---	-------	-------

SEGÚN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPÓN - TABLA Nº 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"	
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10	PG. n = 0.30
Tipo C1, para los Para los 4 últimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10	PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Porticos Interiores	P = 1.25	PG. n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50	PG. n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA E2 DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO		CONDICION DE DISEÑO: $V_u \leq V_c$	
	1	$V_u / \phi = 1.01 \text{ (FCU)} \cdot W_u \cdot (0.40 - d) \cdot (0.40 + d)$ $B_o = D_{mayor} \cdot D_{menor} = 1$	2
		$V_c = 0.27(2.14 \cdot B) \cdot F_c \cdot (1/2) \cdot h_o^2$ menor igual que $1.06 \cdot F_c \cdot (1/2) \cdot b_o \cdot h_o$ $V_c = 1.06 \cdot F_c \cdot (1/2) \cdot b_o \cdot h_o$	2
		$b_o = 2 \cdot (D+d) + 2 \cdot (B+d) = 1.80 + 4d^2$ $1.0078 = 58.75 \cdot (0.16 + 0.80d + d^2)$	$D = 0.45$ $B = 0.45$ $h_o = (0.40 + d)$ $b_o = 0.16 + 0.80d + d^2$
		resolviendo con calculadora d = 0.197 m	0.3 m 30 cm
		USAR $h = 7.5 \text{ cm}$	$d_{prom} = 27.66$ $d_{prom} = 30.91$ o 5/8 = 1.59 cm (D)
verificamos por corte		DISEÑO POR FLEXION	
$V_u = (W_u \cdot Bz) \cdot (L - d) = 11.90$ $v_u = V_u / 0.85 = 14.00$ $V_c = 0.5 \cdot F_c \cdot (1/2) \cdot b \cdot z \cdot d = 31.11$	3	$M_u = (W_u \cdot S) \cdot L \cdot (2/3) = 8.03 \text{ m}$ $A_s = (M_u) / (\phi \cdot F_y \cdot (d - a/2)) = 7.64 \text{ cm}^2$ $a = A_s \cdot \gamma / 0.85 \cdot F_c \cdot b = 1.33 \text{ cm}$	4
V_u aunque que V_u CONFORME			
VERIFICACION DE ACERO MINIMO		EN DIRECCION TRASVERSAL	
$A_{smin} = \rho_{req} \cdot b \cdot d = 7.51 \text{ cm}^2$ $usar = 7.51 \text{ cm}^2$ $m = A_s / A_o = 6.26$ varillas $s = (b - 2e) / (n - 1) = 0.197 \text{ m} = 20 \text{ cm}$	5	$A_{st} = A_{smin} \cdot Bz1 / Bz2 = 7.51$ $a = A_s / A_o = 6.26$ 7 varillas $s = (b - 2e) / (n - 1) = 0.197$ 20 cm 7 varillas de 5/8 a cada 20 cm	6

TERZAGHI

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD	=	57.54	TN	peso del piso	S/Cpiso	=	0.5	TN/M2
carga viva	PL	=	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Y1	=	45.87	TN/M2
desplante	DF	=	1.8	M	fuerza del acero	Fy	=	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym	=	1.92	TN/M3	p de servicio sin mayor	PS	=	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c	=	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n	=	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hf	=	2.1	M	p de servicio sin mayor	p	=	73.14	TN
carga amplificada	PG	=	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c	=	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm²	Perímetro circ.
	pulg.	cms.			
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*D = $\frac{PS}{n^2 Fv}$ = 1741.43 cm² = 41.73 cm

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Yn = Yt - Ym * hf - S/C = 41.34 TN/M2

AREA DE ZAPATA

Azap = P/Yn = 1.77 M2 Rz1 = 1.35
Rz2 = 1.35

T y S PARA CUMPLIR L1 = L2

T = Bz1 + (D-B)/2 = 1.35
S = Bz2 + (D-B)/2 = 1.35

USAR	Bz1	Bz2	AREA DE ZAPATA
	1.35	1.35	m

L1 = L2 = (Bz1-D)/2 = 0.45 CONFORME
(Bz2-B)/2 = 0.45

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU = PG / Azap = 58.75 TN/m2

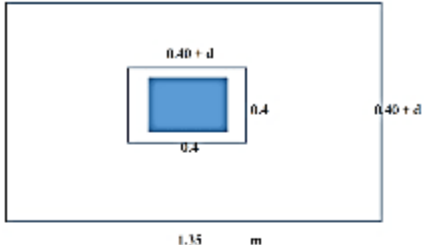
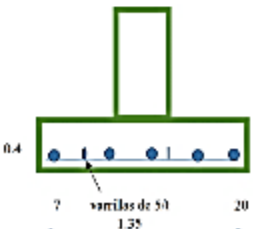
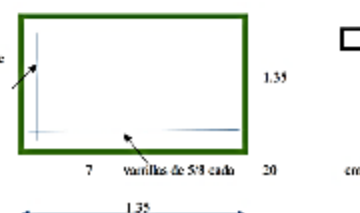
Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$bD = \frac{P}{n^2 Fc}$

- Donde: D : Dimension de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
b : La otra dimensión de la sección de la columna
P : Carga Total que soporta la columna (Acuerdo a la Tabla Nº 01)
Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
n : Coeficiente de diseño, que depende del tipo de columna (ver tabla Nº 01)

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA Nº 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACION	PESO "P"
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30
Tipo C1, para los Para los 4 últimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Exteriores de Porticos Interiores	P = 1.25 PG. n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA h) DE LA ZAPATA POR PINZONAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO Vu _f - Vc																																										
 <p style="text-align: center;">1.35 m</p>	<div style="text-align: right; margin-bottom: 10px;">2</div> $Vu_o = 1.6(PU - W_u) * (0.40 - d) * (0.40 + d) \dots\dots\dots 1$ $U_c = D_{mayor} / D_{menor} = 1$ $Vc = 0.27(2 + 4B) * Fc * (1/2) * h_o * d \text{ menor igual que } 1.06 * Fc * (1/2) * h_o * d$ $Vc = 1.06 * Fc * (1/2) * b_o * d \dots\dots\dots 2$ $h_o = 2 * (D - d) + 2 * (B - d) = 1.30 + 4d$ <div style="margin-left: 100px;"> $1 \dots\dots\dots 2 \text{ con B y D } \begin{matrix} D = 0.45 \\ B = 0.45 \end{matrix}$ $= (0.40 + d) * (0.40 + d)$ $= 10.16 + 0.80d + d^2$ </div> $107.08 = 58.75 * (0.16 + 0.80d + d^2) = 0.85 * 1.06 * 210 * (1/2) * 10 * (1.30 + 4d^2)$ <p>resolviendo con calculadora d = 0.197 m 0.3 m 30 cm</p> <div style="margin-left: 100px;"> $\text{USAR } \phi = 7.5 \text{ cm}$ $R = 7.5 \text{ cm}$ </div> <div style="margin-left: 100px;"> $d_{prom} = 27.66$ $d_{prom} = 30.91 \text{ } \phi 5/8 = 1.59 \text{ cm (D)}$ </div>																																										
<p style="text-align: center;">verificación por corte</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Vu_o = (W_u * B_o) * (L_o - d)</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">=</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">11.90</td> <td style="width: 10%; text-align: right;">3</td> </tr> <tr> <td>V_u = Vu_o * 0.85</td> <td style="text-align: right;">=</td> <td style="text-align: right;">14.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_c = 0.53 * Fc * (1/2) * B_o * d</td> <td style="text-align: right;">=</td> <td style="text-align: right;">31.11</td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center; background-color: yellow;">V_c mayor que V_u CONFORME</p>	Vu _o = (W _u * B _o) * (L _o - d)	=	11.90	3	V _u = Vu _o * 0.85	=	14.00		V _c = 0.53 * Fc * (1/2) * B _o * d	=	31.11		<p style="text-align: center;">DISEÑO POR FLEXION</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">MU = (W_u * S) * L_o / 2</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">=</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">8.03 m</td> <td style="width: 10%; text-align: right;">4</td> </tr> <tr> <td>As = (Mu / (phi * Y * d)) * (a / 2) * 1</td> <td style="text-align: right;">=</td> <td style="text-align: right;">7.64 cm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>a = As * Fy / 0.85 * Fc * b</td> <td style="text-align: right;">=</td> <td style="text-align: right;">1.33 cm</td> <td></td> </tr> </table>	MU = (W _u * S) * L _o / 2	=	8.03 m	4	As = (Mu / (phi * Y * d)) * (a / 2) * 1	=	7.64 cm ²		a = As * Fy / 0.85 * Fc * b	=	1.33 cm																			
Vu _o = (W _u * B _o) * (L _o - d)	=	11.90	3																																								
V _u = Vu _o * 0.85	=	14.00																																									
V _c = 0.53 * Fc * (1/2) * B _o * d	=	31.11																																									
MU = (W _u * S) * L _o / 2	=	8.03 m	4																																								
As = (Mu / (phi * Y * d)) * (a / 2) * 1	=	7.64 cm ²																																									
a = As * Fy / 0.85 * Fc * b	=	1.33 cm																																									
<p style="text-align: center;">VERIFICACION DE ACERO MINIMO</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">As_{min} = P_{temp} * b * d =</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">7.51</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">cm²</td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> <tr> <td>usar =</td> <td style="text-align: right;">7.51</td> <td style="text-align: right;">cm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n = As / A_o =</td> <td style="text-align: right;">6.26</td> <td style="text-align: right;">?</td> <td style="text-align: right;">varillas</td> </tr> <tr> <td>s = h₂ - 2 * o - h - 1</td> <td style="text-align: right;">0.197</td> <td style="text-align: right;">m</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">20</td> <td style="text-align: right;">cm</td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 20 cm</p> <div style="margin-left: 100px; border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">phi_{tem} =</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">0.0214</td> </tr> <tr> <td>A efectiva =</td> <td style="text-align: right;">1.2</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td style="text-align: right;">0.275</td> </tr> <tr> <td>n 5/8 cm =</td> <td style="text-align: right;">0.0159</td> </tr> <tr> <td>m - 1 =</td> <td style="text-align: right;">6</td> </tr> </table> </div>	As _{min} = P _{temp} * b * d =	7.51	cm ²		usar =	7.51	cm ²		n = As / A _o =	6.26	?	varillas	s = h ₂ - 2 * o - h - 1	0.197	m			20	cm		phi _{tem} =	0.0214	A efectiva =	1.2	r =	0.275	n 5/8 cm =	0.0159	m - 1 =	6	<p style="text-align: center;">EN DIRECCION TRANSVERSAL</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">As_t = As_{min} * B₂ / B₂ =</td> <td style="width: 30%; text-align: right;">7.51</td> <td style="width: 30%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> <tr> <td>n = As / A_o =</td> <td style="text-align: right;">6.26</td> <td style="text-align: right;">7 varillas</td> <td></td> </tr> <tr> <td>s = h₂ - 2 * o - h - 1</td> <td style="text-align: right;">0.197</td> <td style="text-align: right;">20 cm</td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 20 cm</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>0.4 m</p> <p>7 varillas de 5/8</p> <p>20 cm</p> <p>1.35 m</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>7 varillas de 5/8 cada 20 cm</p> <p>1.35 m</p> <p>0.4 m</p> <p>7 varillas de 5/8 cada 20 cm</p> <p>1.35 m</p> </div> </div>	As _t = As _{min} * B ₂ / B ₂ =	7.51			n = As / A _o =	6.26	7 varillas		s = h ₂ - 2 * o - h - 1	0.197	20 cm	
As _{min} = P _{temp} * b * d =	7.51	cm ²																																									
usar =	7.51	cm ²																																									
n = As / A _o =	6.26	?	varillas																																								
s = h ₂ - 2 * o - h - 1	0.197	m																																									
	20	cm																																									
phi _{tem} =	0.0214																																										
A efectiva =	1.2																																										
r =	0.275																																										
n 5/8 cm =	0.0159																																										
m - 1 =	6																																										
As _t = As _{min} * B ₂ / B ₂ =	7.51																																										
n = As / A _o =	6.26	7 varillas																																									
s = h ₂ - 2 * o - h - 1	0.197	20 cm																																									
<p style="text-align: center;">5</p>	<p style="text-align: center;">6</p>																																										

TERZAGLIO

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PII =	57.54	TN	peso del piso	S/C _{plsa} =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Y ₁ =	50.5	TN/M2
desplazamiento	DI =	1.8	M	fluencia del acero	F _y =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Y _m =	1.96	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F' _c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	h _f =	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F' _c =	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm ²	Perímetro cms.
	pulg.	cms.			
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*D = $\frac{PS}{n \cdot F_c}$ = 1341.43 cm² = 41.73 cm

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Y_n = Y₁ - Y_m * h_f - S/C = 45.88 TN/M2

AREA DE ZAPATA

A_{zsp} = P/Y_n = 1.59 M2 raz = 1.26

T y S PARA CUMPLIR LV1 = LV2

T = Bx1 + (D-B)y2 = 1.3
S = Bx2 + (D-B)y2 = 1.3

USAR	$\frac{LZ1}{1.3}$	m	$\frac{LZ2}{1.3}$	m	AREA DE ZAPATA
------	-------------------	---	-------------------	---	----------------

Lv1 - Lv2 = (BZ1-D)/2 = 0.425 CONFORME
(DZ2-D)/2 = 0.425

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU = PG / A_{zsp} = 63.36 TN/m2

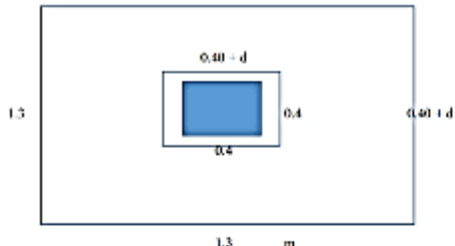
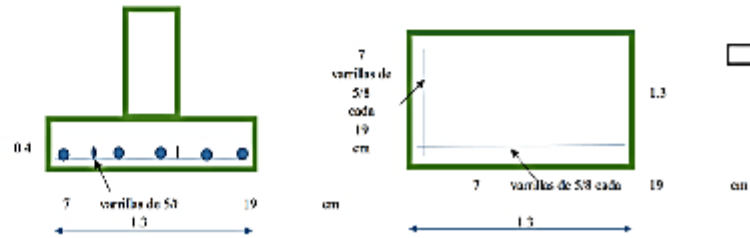
Formula Para el Dimensionamiento de Columna:

$B \cdot D = \frac{P}{n \cdot F_c}$

- Donde: D : Dimension de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
b : La otra dimensión de la sección de la columna
P : Carga Total que soporta la columna (Acordo a la Tabla Nº 01)
F_c : Resistencia del Concreto a la compresión simple
n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla Nº 01)

SEGÚN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPÓN - TABLA Nº 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"	PG.
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 n = 0.30	PG.
Tipo C1, para los Para los 4 últimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 n = 0.25	PG.
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Porticos Interiores	P = 1.25 n = 0.25	PG.
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 n = 0.20	PG.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR PUNZAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO $V_u \neq V_c$										
 <p style="text-align: center;">1.3 m</p>	$V_u = 1.0(PL - Wu)(0.40 + d) \leq 1.0(0.40 + d) \quad 1$ $B_c = \text{Dimensión Base} = 1 \quad 2$ $V_c = 0.2(14.0)^2(1/2) * b_o * d \text{ menor igual que } 1.06 * F_c(1/2) * b_o * d$ $V_c = 1.06 * F_c(1/2) * b_o * d \quad 2$ $b_o = 2 * (D/2) + (D - d) = 1.00 + 1.4d^2$ $1.06 * F_c(1/2) * b_o * d = 1.06 * 14.0^2(1/2) * (1.00 + 1.4d^2) * d$ $107.08 = 83.38 * (0.16 + 0.80d + d^2)$ <p>resolviendo con calculadora: $d = 0.197 \text{ m} \quad 0.3 \text{ m} \quad 30 \text{ cm}$</p> <p>USAR $h = 0.4 \text{ m}$ $d_{prom} = 27.66 \text{ cm}$</p> <p>$R = 7.5 \text{ cm}$ $d_{prom} = 30.91 \text{ cm}$ $\phi 5/8 = 1.59 \text{ cm (D)}$</p>										
<p style="text-align: center;">verificación por corte</p> $V_u = (W_u * B_c)(L - d) = 10.30$ $v_u = V_u / 0.85 = 12.11$ $V_c = 0.53 * F_c(1/2) * B_c * d = 29.95$ <p style="background-color: yellow; text-align: center;">No mayor que V_u CONCURSAL</p>	<p style="text-align: center;">DISEÑO POR FLEXION</p> $M_u = (W_u * S)(L^2)/2 = 7.44 \text{ m}$ $A_s = (M_u) / (f_y * y)(d - e/2) = 7.07 \text{ cm}^2$ $x = A_s * y / 0.85 * f_c * b = 1.28 \text{ cm}$										
<p style="text-align: center;">VERIFICACION DE ACERO MINIMO</p> $A_{smin} = \rho_{req} * b * d = 7.21 \text{ cm}^2$ <p>usar $= 7.23 \text{ cm}^2$</p> $n = A_s / A_o = 6.29 \quad 7 \text{ varillas}$ $s = h / (2 * e) - 1 = 0.189 \text{ m} = 19 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 19 cm</p>	<p style="text-align: center;">EN DIRECCION TRANSVERSAL</p> $A_{st} = A_{smin} * D_z1 / D_z2 = 7.21$ $n = A_{st} / A_o = 6.29 \quad 7 \text{ varillas}$ $s = h / (2 * e) - 1 = 0.189 \text{ m} = 19 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 19 cm</p>										
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>ρ_{min}</td><td>$= 0.0018$</td></tr> <tr><td>$A \text{ efectiva}$</td><td>$= 1.15$</td></tr> <tr><td>τ</td><td>$= 0.075$</td></tr> <tr><td>$\phi 5/8 \text{ cm}$</td><td>$= 0.0759$</td></tr> <tr><td>$e-1$</td><td>$= 6$</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">5</p>	ρ_{min}	$= 0.0018$	$A \text{ efectiva}$	$= 1.15$	τ	$= 0.075$	$\phi 5/8 \text{ cm}$	$= 0.0759$	$e-1$	$= 6$	 <p style="text-align: center;">6</p>
ρ_{min}	$= 0.0018$										
$A \text{ efectiva}$	$= 1.15$										
τ	$= 0.075$										
$\phi 5/8 \text{ cm}$	$= 0.0759$										
$e-1$	$= 6$										

MEYERHOFF

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/C piso = 0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yt = 67.99	TN/M2
desplante	DF =	1.8	M	fluencia del acero	Fy = 4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.91	TN/M3	p de servicio sin magnificar * 1.25	PS = 91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c =	0.21	TN/CM2	factor de diseño de columna centrada	n = 0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hc =	2.1	M	p de servicio sin magnificar	p = 73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c = 210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro pug.	Diámetro cms.	Peso kg/m	Area cm ²	Perímetro cms.
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

$$B^2 D = \frac{PS}{n \cdot F_c} = 1741.43 \text{ cm}^2 \quad 41.73 \text{ cm}$$

$$\text{USAR } D = 0.45 \text{ m} \quad D = 0.45 \text{ m}$$

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$Y_n = Y_t + Y_m \cdot h_c - S/C = 63.48 \text{ TN/M}^2$$

AREA DE ZAPATA

$$\text{Azap} = P/Y_n = 1.15 \text{ M}^2 \quad \text{mín. } 1.07$$

T y S PARA CUMPLIR LV1 = LV2

$$T = Bx1 + (D-B)/2 = 1.1$$

$$S = Hx2 + (D-B)/2 = 1.1$$

USAR =	Bx1	Bx2	AREA DE ZAPATA
	1.1	1.1	

$$LV1 = LV2 = (Bx1-D)/2 = 0.325 \quad \text{CONFORME}$$

$$(Bx2-D)/2 = 0.325$$

REACCION NETA DEL TERRENO

$$\text{WNU} = PG / \text{Azap} = 88.49 \text{ TN/m}^2$$

Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$$B^2 D = \frac{P}{n \cdot F_c}$$

Donde: D : Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 b : la otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acorde a la Tabla N° 01)
 Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente de diseño, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACION	P =	n =	PG.
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	1.10	0.30	PG.
Tipo C1, para los Para los 4 últimos pisos superiores	Columna Interior	1.10	0.25	PG.
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Partidos Interiores	1.05	0.25	PG.
Tipo C4	Columna de Esquina	1.50	0.20	PG.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR PUNZAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$
1	2
	$V_u = 1.6(PU - W_u)(0.40 - d) = \dots\dots\dots 1$ $B_c = D_{mayor} D_{menor} = 1$ $V_c = 0.27(2 + 4B) F_c (1/2) * b_o * d \text{ menor igual que } 1.06 F_c (1/2) * b_o * d$ $V_c = 1.06 F_c (1/2) * b_o * d = \dots\dots\dots 2$ $b_o = 2 * (D + d) + 2 * (B + d) = 1.80 + 4d/2$ $1.0728 = 88.49 * (0.16 + 0.80d + d^2) = 0.85 * 1.06 * 210 * (1/2) * 10 * (1.60d + 4d^2)$ <p>resolviendo con calculadora d = 0.197 m 0.5 m 30 cm</p> <p>USAR h = 0.4 ϕ_{min} = 27.86</p> <p>R = 7.5 cm ϕ_{min} = 30.91 o 5/8 = 1.59 cm (D)</p>
verificamos por corte	DISEÑO POR FLEXION
3	4
$V_u = (W_u * B_c) * (L - d) = 2.43$ $V_n = V_u / 0.85 = 2.86$ $V_c = 0.53 F_c (1/2) * B_c * d = 25.35$ <p style="background-color: yellow; text-align: center;">Vc mayor que Vn CONFORME</p>	$M_u = (W_u * S * L^2) / 2 = 5.14 \text{ m}$ $A_s = (M_u) / (\phi * F_y * (d - a/2)) = 4.89 \text{ cm}^2$ $s = A_s / (7 * 0.85 * F_c * b) = 1.05 \text{ cm}$
VERIFICACION DE ACERO MINIMO	EN DIRECCION TRANSVERSAL
5	6
$A_{smin} = \rho_{temp} * b * d = 6.12 \text{ cm}^2$ $A_{sreq} = 6.12 \text{ cm}^2$ $n = A_s / A_u = 6.44 \text{ varillas}$ $s = b * (1 - 2r - 0r - 1) = 0.156 \text{ m} = 16 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>	$A_s = A_{smin} * B_c1 * B_c2 = 6.12$ $s = A_s / A_u = 6.44 \text{ 7 varillas}$ $s = b * (1 - 2r - 0r - 1) = 0.156 \text{ 16 cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>

MEYERHOF

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S _C piso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Y ₁ =	66.5	TN/M2
desplazamiento	DF =	1.8	M	fluencia del acero	F _y =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Y _m =	1.92	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	P _S =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F' _c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	h _f =	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F' _c =	210	KG/CM2

Barra	Diámetro	Peso	Area	Perimetro
núm.	pulg.	cms.	cm ²	cms.
3	3/8	0.98	0.559	2.99
4	1/2	1.27	0.993	3.99
5	5/8	1.59	1.562	4.99
6	3/4	1.91	2.235	5.98
7	7/8	2.22	3.042	6.98
8	1	2.54	3.973	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*D = $\frac{PS}{n \cdot F_c}$ = 1741.43 cm² = 41.73 cm

Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$bD = \frac{P}{n \cdot F_c}$

- Donde: b : Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 D : La otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acorde a la Tabla N° 01)
 F_c : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente sismico, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Y_n = Y₁ - Y_m * h_f - S/C = 61.97 TN/M2

AREA DE ZAPATA

A_{zop} = P/Y_n = 1.18 M2 raíz = 1.09

T y S PARA CUMPLIR LV1 = LV2

T = Bz1 + (D-B)/2 = 1.1
 S = Bz2 + (D-B)/2 = 1.1

USAR	DZ1	DZ2
	1.1	1.1

AREA DE ZAPATA

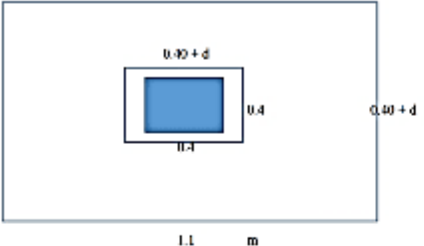
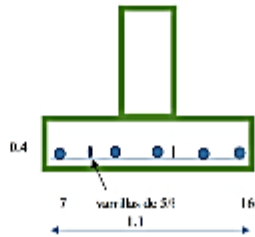
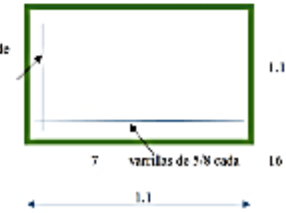
Lv1 = Lv2 = (DZ1-D)/2 = 0.325 CONFORME
 (DZ2-D)/2 = 0.325

REACCION NETA DEL TERRENO

WNC = PG / A_{zop} = 88.49 TN/m2

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C1, para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PL n = 0.30
Tipo C2, para los últimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PL n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Exteriores de Pisos Interiores	P = 1.25 PL n = 0.25
Tipo C1	Columna de Esquina	P = 1.50 PL n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA h_2 DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2</div>
	$V_u = 1.4(P_L W_u) / (0.40 + d) = \dots\dots\dots 1$ $B_c = D_{apoyo} / D_{columna} = \dots\dots\dots 1$ $V_c = 0.27(2 + B_c) F_c (1/2) * b_o * d \text{ menor igual que } 1.06 F_c (1/2) * b_o * d$ $V_c = 1.06 F_c (1/2) * b_o * d \dots\dots\dots 2$ $b_o = 2 * (D + d) + 2 * (B + d) = 1.80 + 4d^2$ $\dots\dots\dots 2 \quad \text{con B y D} \quad D = 0.45$ $\dots\dots\dots 2 \quad \dots\dots\dots D = 0.45$ $\dots\dots\dots 2 \quad \dots\dots\dots * (0.40 - d) * (0.40 - d)$ $\dots\dots\dots 2 \quad \dots\dots\dots * (0.16 - 0.30d + d^2)$ $107.08 = 84.49 * (0.16 - 0.30d + d^2) \quad \leftarrow \dots\dots\dots 0.85 * 1.06 * 210 * (1/2) * 10 * (1.80d + 4d^2)$ <p>resolviendo con calculadora $d = 0.197 \text{ m} \quad 0.3 \text{ m} \quad 30 \text{ cm}$</p> <p>USAR $h = 0.4 \quad d_{prom} = 27.66$</p> <p>$R = 7.5 \text{ cm} \quad d_{prom} = 30.91 \quad \text{a } 5\% = 1.59 \text{ cm (D)}$</p>
verificación por corte	DISEÑO POR FLEXIÓN
$V_u = (W_u * B_c) / (L_c + d) = 2.43$ $v_u = V_u / 0.85 = 2.86$ $V_c = 0.53 F_c (1/2) * B_c * d = 25.35$ <p style="background-color: yellow; text-align: center;">V_c mayor que V_u CONFORME</p>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4</div> $M_U = (W_u * S) * L_c / (2) = 5.14 \text{ m}$ $A_s = (M_U / \phi * F_y * (d / a(2))) = 4.89 \text{ cm}^2$ $a = A_s * F_y / 0.85 * F_c * b = 1.05 \text{ cm}$
VERIFICACION DE ACERO MINIMO	FN DIFUSION TRANSVERSAL
$A_{smin} = \rho_{emp} * b * d = 6.12 \text{ cm}^2$ $usec = 6.12 \text{ cm}^2$ $n = A_s / A_{smin} = 6.44 \quad \text{varillas}$ $s = b(z_1 - 2r - \phi) / n - 1 = 0.156 \text{ m}$ 16 cm <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>	$A_s = A_{smin} * U_x / U_{x2} = 6.12$ $n = A_s / A_{smin} = 6.44 \quad 7 \text{ varillas}$ $s = b(z_1 - 2r - \phi) / n - 1 = 0.156 \quad 16 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6</div>

MEYERHOF

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD	=	57.54	TN	peso del piso	S/Cpiso	=	0.5	TN/M2
carga viva	PL	=	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yc	=	74.15	TN/M2
desplante	DF	=	1.8	M	fluencia del acero	Fy	=	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym	=	1.96	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS	=	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c	=	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n	=	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hF	=	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p	=	73.14	TN
carga amplificada	PG	=	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c	=	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm ²	Perímetro cms.
	pu/g.	cms.			
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

H'D = $\frac{PS}{n \cdot Fc}$ = 1741.43 cm² = 41.73 cm

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Yn = $Yc - Ym \cdot hF - S/C$ = 69.53 TN/M2

AREA DE ZAPATA

Azap = P/Yn = 1.05 M2 miz 1.01

T y S PARA CUMPLIR LV1 = LV2

T = $Bz1 + (D-B)/2$ = 1.1

S = $Bz2 + (D-B)/2$ = 1.1

USAR	Bz1	Bz2	AREA DE ZAPATA
	1.1	1.1	m

Lv1 = Lv2 = $\frac{(Bz1-D)^2}{(Bz2-B)^2}$ = 0.325 CONFORME

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU = $PG / Azap$ = 88.49 TN/m2

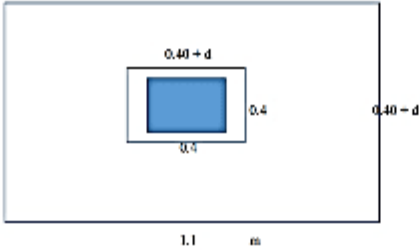
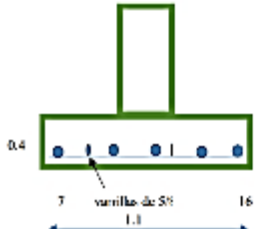
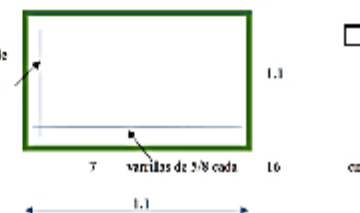
Formúla Para el Dimensionamiento de Columnas:

$b \cdot D = \frac{P}{n \cdot Fc}$

- Dónde: D : Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 b : la otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acuerdo a la Tabla Nº 01)
 Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla Nº 01)

SEGÚN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPÓN - TABLA Nº 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO *P
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30
Tipo C1, para los Para los 4 últimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Exteriores de Partidas Interiores	P = 1.25 PG. n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA h DE LA ZAPATA POR PLNZONAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO Vu > Vc		
1	2		
	$V_u/b = 1.0(P_u - W_u) / (0.40 + d) = \dots\dots\dots 1$ $b_c = D_{req}/D_{concr} = \dots\dots\dots 1$ $V_c = 0.27(2 + B/B_c) F_c^{1/2} (1/2) * b_o * d \text{ menor igual que } 1.06 F_c^{1/2} (1/2) * b_o * d$ $V_c = 1.06 F_c^{1/2} (1/2) * b_o * d \dots\dots\dots 2$ $b_o = 2 * (D + d) + 1 * (B + d) = \dots\dots\dots 1.80 + 4d^2$ $1.06 F_c^{1/2} (1/2) * b_o * d = 107.08 \dots\dots\dots 2$ $107.08 = 88.49 * (0.16 + 0.30d + d^2) = 0.85 * 1.06 * 210^{1/2} (1/2) * (1.60d + 4d^2)$ <p>resolviendo con calculadora d = 0.297 m 0.3 m 30 cm</p> <p>USAR h = 0.4 d(geom) = 27.66</p> <p>R = 7.5 cm d(geom) = 30.91 o 5/8 = 1.59 cm (D)</p>		
verificación por corte	DISEÑO POR FLEXION		
$V_{du} = (W_{iu} * B_c) * (L_o - d) = \dots\dots\dots 2.43$ $v_u = V_{du} / 0.85 = \dots\dots\dots 2.86$ $V_c = 0.52 * F_c^{1/2} * B_c * d = \dots\dots\dots 25.35$ <p style="background-color: yellow; text-align: center;">Vc mejor que Vu CONFORME</p>	3	$M_u = (W_{iu} * S) * L_o / (2) = \dots\dots\dots 5.14 \text{ m}$ $A_s = (M_u) / (\phi * F_y * (d - \alpha/2)) = \dots\dots\dots 4.89 \text{ cm}^2$ $s = A_s * F_y / 0.85 * F_c * b = \dots\dots\dots 1.05 \text{ cm}$	4
VERIFICACION DE ACERO MINIMO	EN DIRECCION TRANSVERSAL		
$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 6.12 \text{ cm}^2$ $s_{ar} = 6.12 \text{ cm}^2$ $n = A_s / A_{smin} = 6.44 \text{ varillas}$ $s = b * (2 - \alpha/n) = 0.156 \text{ m} = 16 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>	5	$A_s = A_{smin} * B_c / B_c = 6.12$ $n = A_s / A_{smin} = 6.44 \text{ 7 varillas}$ $s = b * (2 - \alpha/n) = 0.156 \text{ 16 cm}$ <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>  	6

HANSEN

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/Cpiso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yr =	75.41	TN/M2
desplante	DF =	1.8	M	fluencia del acero	Fy =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.91	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hf =	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c =	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm²	Perímetro cms.
	pulg.	cms.			
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.873	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.88
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

H*D = $\frac{PS}{n \cdot F_c}$ = 1741.45 cm² = 41.73 cm

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Ya = Yl - Ym * hf - S/C = 70.90 TN/M2

AREA DE ZAPATA

Azap = $\frac{P \cdot Ya}{n}$ = 1.00 M2 mic 1.02

T y S PARA CUMPLIR LV1 - LV2

T = $\frac{Bz1 + (D-B)z2}{S}$ = 1.1
 S = $\frac{Bz2 + (D-B)z2}{T}$ = 1.1

USAR =	Bz1	m	Bz2	m
	1.1		1.1	

AREA DE ZAPATA

Lv1 - Lv2 = $\frac{(Bz1-D)z2}{(Dz2-D)z2}$ = 0.325 CONFORME

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU = $\frac{PG}{Azap}$ = 88.49 TN/m2

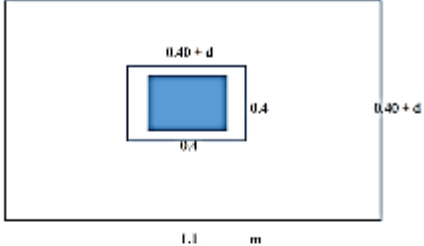
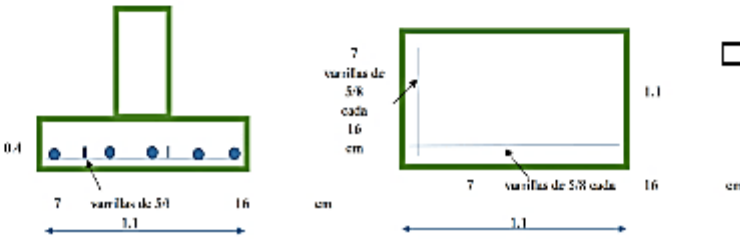
Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$H \cdot D = \frac{P}{n \cdot F_c}$

- Donde:
- D : Dimension de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 - b : la otra dimensión de la sección de la columna
 - P : Carga Total que soporta la columna (Acorde a la Tabla N° 01)
 - Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 - n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACION	PESO "P"
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30
Tipo C1, para los Para los 4 ultimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Exteriores de Pórticos Interiores	P = 1.25 PG. n = 0.25
Tipo C4	Columnas de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$
 <p>1.1 m</p>	$V_u = \frac{1}{4}(P_u - W_u)(0.40 + d)^2 (0.40 + d)$ $V_c = 1.06 \sqrt{f_c'} (1/2) * b_o * d$ $b_o = 2 * (D - d) + 2 * (B + d) = 1.80 + 4d/2$ <p>resolviendo con calculadora $d = 0.197 \text{ m} \approx 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$</p> <p>USAR $h = 0.4 \text{ m}$ $d_{pcom} = 27.66 \text{ cm}$ $R = 7.5 \text{ cm}$ $d_{pcom} = 30.81 \text{ cm} \approx 5/8 \text{ } \phi = 1.59 \text{ cm (D)}$</p>
VERIFICACION POR CORTE	DISEÑO POR FLEXION
$V_u = \frac{1}{4}(W_u * B_o)^2 (L_o - 2)$ $V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} (1/2) * B_o * d$ <p>V_c mayor que V_u CONFORME</p>	$M_U = \frac{1}{8}(W_u * S)^2 L_o^2$ $A_s = \frac{M_U}{\phi * F_y * (d - a/2)}$ $a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F_c' * b}$
VERIFICACION DE ACERO MINIMO	EN DIRECCION TRANSVERSA
$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 6.12 \text{ cm}^2$ $A_{sprov} = 6.12 \text{ cm}^2$ $n = \frac{A_s}{A_o} = 6.44 \text{ varillas}$ $s = \frac{b * (2 - \phi) - 1}{n - 1} = 0.156 \text{ m} = 16 \text{ cm}$ <p>7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>	$A_e = A_{smin} * B_o / 1.33 * 2 = 6.12$ $n = \frac{A_s}{A_o} = 6.44 \text{ } \rightarrow \text{7 varillas}$ $s = \frac{b * (2 - \phi) - 1}{n - 1} = 0.156 \text{ } \rightarrow \text{16 cm}$ <p>7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p> 

HANSEN

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/Cpiso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yt =	34.61	TN/M2
desplante	DF =	1.8	M	fluencia del acero	fy =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.92	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	Ps =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna ocntrica	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hf =	2.1	M	p servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c =	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro pulg.	Diámetro cms.	Peso kg/m	Area cm²	Perímetro cms.
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.88	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*D = $\frac{PS}{n \cdot F_c}$ = 1741.43 cm² = 41.73 cm

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Yn = Yt - Ym * hf - S/C = 70.08 TN/M2

AREA DE ZAPATA

Azap = P/Yn = 1.04 M2

T y S PARA CUMPLIR LV1 = LV2

T = Hx1 - (D-Hx2) = 1.1

S = Hx2 - (D-Hx2) = 1.1

USAR =	Hx1	Hx2
	1.1	1.1

AREA DE ZAPATA

LV1 = LV2 = (Hx1-D)/2 = 0.325 CONFORME: (Hx2-Hx2) = 0.325

REACCION NETA DEL TERRENO

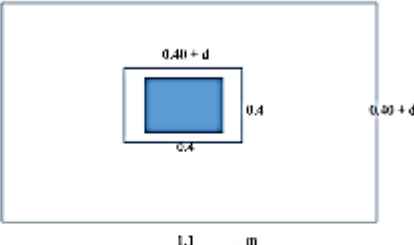
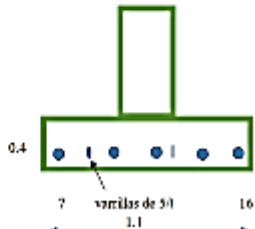
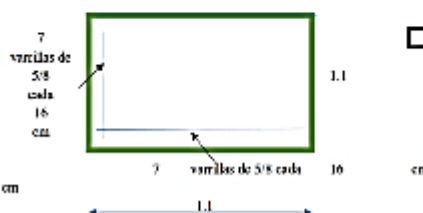
WNU = PG / Azap = 88.49 TN/m2

Formula Para el Dimensionamiento de Columna:

$bD = \frac{P}{n \cdot F_c}$ Donde: D : Dimension de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 b : La otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acuerdo a la Tabla N° 01)
 Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

TIPO DE COLUMNA	UBIGACION	PESO "P"
Tipo CL para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30
Tipo CL para los Para los 4 últimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Partidos Interiores	P = 1.25 PG. n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA L2 DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO Vu1 = Vc
	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 1 2 </div> <p> $Vu1 = 1.4(P1 - Wu) \cdot (0.40 + d) \cdot (0.40 + d)$ $Dc = \text{Dragar/Dimensur} = 1$ </p> <p> $Vc = 0.27(2+4B) \cdot Fc \cdot (1/2) \cdot bo \cdot d$ menor (igual que $1.06 \cdot Fc \cdot (1/2) \cdot bo \cdot d$) $Vc = 1.06 \cdot Fc \cdot (1/2) \cdot bo \cdot d$ </p> <p> $bo = 2 \cdot (D+d) + 2 \cdot (B-d) = 1.80 + 4d^2$ </p> <p> $1.0708 = 88.49 \cdot (0.16 + 0.80d + d^2)$ </p> <p> $D = 0.45$ $B = 0.45$ $bo = (0.40 + d) \cdot (0.40 + d) + (0.16 + 0.80d + d^2)$ </p> <p> $107.08 = 88.49 \cdot (0.16 + 0.80d + d^2)$ </p> <p> resolviendo con calculadora d = 0.197 m 0.3 m 30 cm </p> <p> $CSAR \quad h = 0.4 \quad d_{prom} = 27.66$ $R = 7.5 \text{ cm} \quad d_{prom} = 30.91 \quad \rho \leq \rho = 1.59 \text{ cm (D)}$ </p>
<p style="text-align: center;">Ver flexion por corte</p> <p> $Vdu = (Wm \cdot Fv) \cdot (Lx - d) = 2.43$ $Vn = Vdu / 0.85 = 2.86$ $Vc = 0.53 \cdot Fc \cdot (1/2) \cdot Bz1 \cdot d = 25.35$ </p> <p style="background-color: yellow; text-align: center;"> Vc mayor que Vn CONFORME </p>	<p style="text-align: center;">DISEÑO POR FLEXION</p> <p> $MU = (Wm \cdot S) \cdot Lx \cdot (2/3) = 5.14 \text{ m}$ $As = (Mu) / (\rho \cdot Fy \cdot d \cdot (a/2)) = 4.89 \text{ cm}^2$ $a = As \cdot Fy / 0.85 \cdot Fc \cdot b = 1.05 \text{ cm}$ </p>
<p style="text-align: center;">VERIFICACION DE ACERO MINIMO</p> <p> $Asmin = \rho_{min} \cdot b \cdot h \cdot d = 6.12 \text{ cm}^2$ $Asar = 6.12 \text{ cm}^2$ $n = As / Asar = 6.44 \text{ varillas}$ $s = bz1 - 2r - \rho z - 1 = 0.150 \text{ m} = 16 \text{ cm}$ </p> <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>	<p style="text-align: center;">EN DIRECCION TRANSVERSAL</p> <p> $Asl = Asmin \cdot Bz1 / Bz2 = 6.12$ $n = As / Asar = 6.44 \text{ 7 varillas}$ $s = bz2 - 2r - \rho z - 1 = 0.156 \text{ m} = 16 \text{ cm}$ </p> <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: auto;"> $\rho_{min} = 0.0018$ $A \text{ efectiva} = 0.95$ $r = 0.075$ $\rho \leq 0.8 \text{ cm} = 0.0159$ $\rho \leq 1 = 6$ </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> 5 6 </div>

HANSEN

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/C piso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yt =	83.3	TN/M2
desplante	DF =	1.8	M	fluencia del acero	Fy =	4200	KG/CM2
peso especifico del suelo	Ym =	1.96	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	Ps =	91.425	TN
resistencia a la compresion del concreto	F'c =	0.21	TN/CM2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	ht =	2.1	M	p servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresion del concreto	F'c =	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm ²	Perimetro cms.
	puig.	cms.			
3	3/8	0.96	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*D = $\frac{PS}{n \cdot F_c}$ = 1741.43 cm² = 41.73 cm

USAR D = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Ya = Yi - Ym * ht - S/C = 78.68 TN/M2

AREA DE ZAPATA

Azap = P/Ya = 0.93 M2

resol	0.96
Bz1	1
Bz2	1

T y S PARA CUMPLIR L.V1 = L.V2

T = $\frac{Bz1 + (D-B)/2}{1}$ = 1
 S = $\frac{Bz2 + (D-B)/2}{1}$ = 1

USAR	Bz1	Bz2	AREA DE ZAPATA
	1	1	

L.v1 = L.v2 = $\frac{(Bz1 - D)/2}{1}$ = 0.275 CONFORME
 $\frac{(Bz2 - D)/2}{1}$ = 0.275

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU = PG / Azap = 107.08 TN/m2

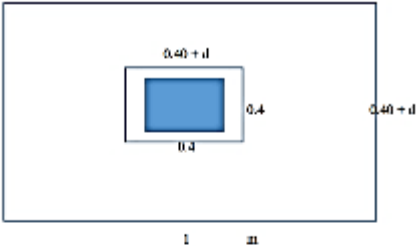
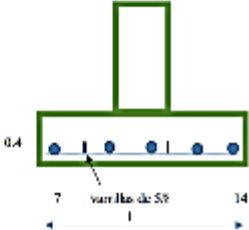
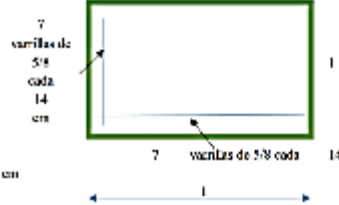
Formula Para el Dimensionamiento de Columnas

$B \cdot D = \frac{P}{n \cdot F_c}$

- Donde: D : Dimension de la seccion en la direccion del analisis sismico de la columna
 b : la otra dimension de la seccion de la columna
 P : Carga total que soporta la columna (acorde a la Tabla N° 01)
 Fc : Resistencia del concreto a la compresion simple
 n : Coeficiente sismico, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACION	RESO "P"
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30
Tipo C1, para los Para los 4 ultimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Externas de Partidos Interiores	P = 1.25 PG. n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR PLAZONAMIENTO		CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$	
		$V_u \leq 1/\phi (P_u - W_u) (0.40 - d) (0.40 + d)$ $B_c = \text{Dauger/Dauger} = 1$	
		$V_c = 0.33(2+4/B) f_c' (1/2) * h_o^3 \text{ menor igual que } 1.06 f_c' (1/2) * h_o * d$ $V_c = 1.06 f_c' (1/2) * h_o * d$	
		$h_o = 2 * (D+d) + 2 * (B+d) = 1.80 + 4d/2$	
		<p>con B y D</p> $D = 0.45$ $B = 0.45$ $h_o = 2 * (0.40 + d) + 2 * (0.40 + d) = 1.60 + 0.80d$	
		$107.05 = 107.05 * (0.16 + 0.80d - d^2) = 0.85 * 1.06 * 210 * (1/2) * 10^6 * (1.60 + 0.80d - d^2)$	
		<p>resolviendo con calculadora = 0.197 m 0.3 m 30 cm</p>	
		<p>USAR h = 0.4 d prom = 27.66</p> <p>R = 7.5 cm d prom = 30.91 a 5/8 = 1.59 cm (D)</p>	
Verificación por corte		DISEÑO POR FLEXION	
$V_u = (W_u * B_c) * (1 - d)$ $v_u = V_u / 0.85$ $V_c = 0.51 * f_c' (1/2) * h_o * d$ <p>V_c mayor que V_u CONFORME</p>		$M_u = (W_u * S) * (1 - d/2) = 4.05 \text{ m}$ $A_s = (M_u) / (f_y * (d - (d/2))) = 3.85 \text{ cm}^2$ $a = A_s * f_y / 0.85 * f_c' * b = 0.91 \text{ cm}$	
VERIFICACION DE ACERO MINIMO		EN DIRECCION TRANSVERSAL	
$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 5.56 \text{ cm}^2$ $a_{sR} = 5.56 \text{ cm}^2$ $n = A_s / A_{sR} = 6.55 \text{ varillas}$ $s = b * (2 - \rho_n) / 1 = 0.139 \text{ m} = 14 \text{ cm}$ <p>7 varillas de 5/8 a cada 14 cm</p>		$A_{st} = A_{smin} * B_1 / B_2 = 5.56$ $n = A_{st} / A_{sR} = 6.55 \text{ 7 varillas}$ $s = b * (2 - \rho_n) / 1 = 0.139 \text{ 14 cm}$ <p>7 varillas de 5/8 a cada 14 cm</p>	
<p>$\rho_{min} = 0.0018$</p> <p>$A_{efectiva} = 0.85$</p> <p>$r = 0.075$</p> <p>$\phi 5/8 \text{ cm} = 0.0159$</p> <p>$\rho_n = 6$</p>		 	

VLSIC

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muera	PD =	57.54	TN	peso del piso	S.C.piso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Y1 =	76.9	TN/M2
despunte	DF =	1.8	M	fluencia del acero	Fy =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.91	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	h' =	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c =	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm ²	Perímetro cm.
	pulg.	cms.			
3	3/8	0.98	0.589	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.88	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

$H'D = \frac{PS}{n \cdot F_c} = 1741.43 \text{ cm}^2$ 41.73 cm

USAR $H = 0.45 \text{ m}$ $D = 0.45 \text{ m}$

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$Yn = Y1 - Ym \cdot h' - S \cdot C = 72.39 \text{ TN/M2}$

AREA DE ZAPATA

$A_{zap} = P/Yn = 1.01 \text{ M2}$ raíz 1.01

T y S PARA CUMPLIR $Lv1 = Lv2$

$T = Rn1 - (D \cdot Ry)2 = 1.1$
 $S = Rn2 - (D \cdot Ry)2 = 1.1$

USAR =	B/1	m	B/2	m	AREA DE ZAPATA
	1.1		1.1		

$Lv1 = Lv2 = \frac{(B21 - D)^2}{(B22 - B)^2} = 0.225$ **CONFORME**

REACCION NETA DEL TERRENO

$WNU = PG / A_{zap} = 88.49 \text{ TN/m2}$

Formula Para el Dimensionamiento de Columna:

$H'D = \frac{P}{n \cdot F_c}$

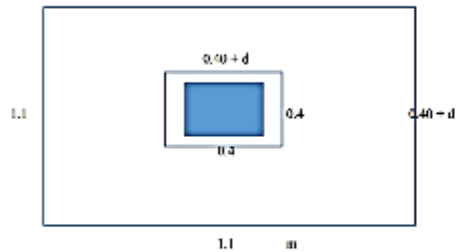
- Donde: D : Dimension de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 b : La otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acuerdo a la Tabla Nº 01)
 Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla Nº 01)

SEGÚN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPÓN - TABLA Nº 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C1, para las Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. m = 0.10
Tipo C1, para las Para los 4 últimos pisos s. periferes	Columna Interior	P = 1.10 PG. m = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Porticos Interiores	P = 1.25 PG. m = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. m = 0.20

VESIC

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR FLANQUEAMIENTO



1

CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$

$$V_u = 1.5(P_c - W_u)(0.40 - d) / (0.40 + d) = \dots\dots\dots 1$$

$$B_c = D_{mayor} / D_{menor} = 1 \quad \dots\dots\dots 2$$

$$V_c = 0.25(2 + D/B)^{1/2} F_c (1/2) * b_o * d \text{ menor igual que } 1.66 F_c (1/2) * b_o * d$$

$$V_c = 1.66 F_c (1/2) * b_o * d \quad \dots\dots\dots 2$$

$$b_o = 2 * (D+d) + 2 * (B-d) = 1.50 + 4d^2$$

$$107.08 = 88.49 * (0.16 + 0.80d + d^2) = 0.85 * 1.66 * 210 * (1/2) * 10 * (1.60d + 4d^2)$$

resolviendo con calculadora d = 0.197 m 0.3 m 30 cm

USAR h = 0.4 d prom = 27.66

B = 7.5 cm d prom = 30.91 o 5/8" = 1.59 cm (D)

2

verificacion por corte

$$V_u = (W_u * B_c) * (L_v - d) = 2.43$$

$$v_u = V_u / 0.85 = 2.86$$

$$V_c = 0.5 * F_c * (1/2) * B_c * d = 25.35$$

Vc mayor que Vu CONFORME

3

DISEÑO POR FLEXION

$$M_u = (W_u * S) * L_v / (2) = 5.14 \text{ m}$$

$$A_s = (M_u) / (\phi * F_y * (d * (a/2))) = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s * F_y / (0.85 * F_c * b) = 1.05 \text{ cm}$$

4

VERIFICACION DE ACERO MINIMO

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$a_{or} = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$n = A_s / a_{or} = 6.44 \text{ varillas}$$

$$s = b * (1 - 2 * a_{or} - 1) = 0.156 \text{ m}$$

7 varillas de 5/8 a cada 16 cm

5

EN DIRECCION TRANSVERSAL

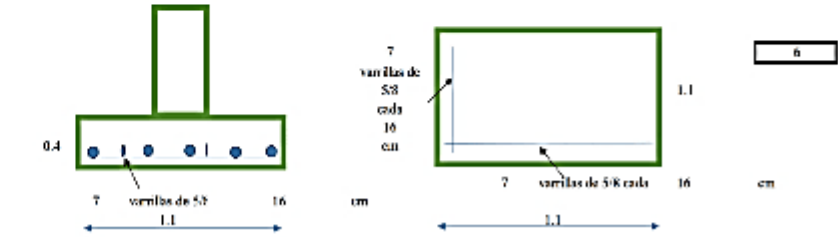
$$A_{st} = A_{smin} * B_c / B_c2 = 6.12$$

$$n = A_{st} / a_{or} = 6.44 \text{ 7 varillas}$$

$$s = b * (2 * a_{or} - 1) = 0.156 \text{ 16 cm}$$

7 varillas de 5/8 a cada 16 cm

6



VESIC

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/C piso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Y1 =	75.57	TN/M2
desplazamiento	DF =	1.8	M	fluencia del acero	Fy =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.92	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS =	91.425	TN
resistencia a la compresión del concreto	F'c =	0.31	TN/CM2	factor de diseño de columna cónica	n =	0.25	
altura hasta el nivel de piso terminado	hf =	2.1	M	p de servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresión del concreto	F'c =	210	KG/CM2

Barra núm.	Diámetro		Peso kg/m	Area cm²	Perímetro cms.
	pulg.	cms.			
3	3/8	0.98	0.589	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.975	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*ID = $\frac{PS}{n^2 F_c} = \frac{1741.43}{n^2} \text{ cm}^2$ 41.73 cm

USAR D = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Yn = $Y1 - Ym + hf - SC = 71.04 \text{ TN/M}^2$

AREA DE ZAPATA

Azap = $P/Yn = 1.03 \text{ M}^2$ $\mu_{iz} = 1.01$

T y S PARA CUMPLIR LV1 - LV2

T = $Bz1 + (D-H)Y2 = 1.1$

S = $Bz2 + (D-H)Y2 = 1.1$

USAR	Bz1	Bz2	AREA DE ZAPATA
	1.1	1.1	m

Lv1 = Lv2 = $\frac{(Bz1-D)Y2}{(Bz2-B)Y2} = 0.325$ CONFORME

REACCION NETA DEL TERRENO

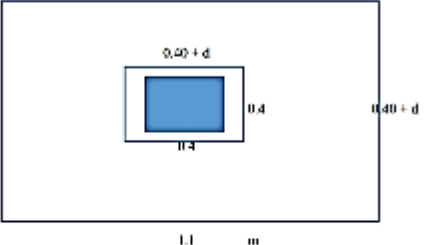
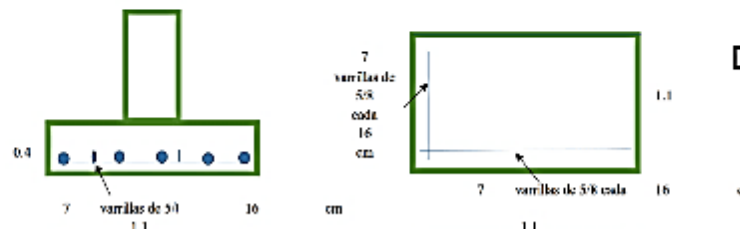
WNU = $PG / Azap = 88.49 \text{ TN/m}^2$

Formulas Para el Dimensionamiento de Columnas:

$I_{col} = \frac{P}{n^2 F_c}$ Donde: D : Dimension de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
 b : la otra dimensión de la sección de la columna
 P : Carga Total que soporte la columna (Acorde a la Tabla N° 01)
 Fc : Resistencia del Concreto a la compresión simple
 n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACION	P =	n =
Tipo U1, para las Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.70	n = 0.70
		P = 1.70	n = 0.75
Tipo U1, para las Para los 4 ultimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.70	n = 0.75
		P = 1.75	n = 0.75
Tipo C2 y C3	Columnas laterales de Porticos interiores	P = 1.75	n = 0.75
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.70	n = 0.70

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR PUNZAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$
 <p>1</p>	$V_u = 1.6(P_u - W_c)(0.40 - d) / (0.40 - d) = \dots\dots\dots 1$ $B_c = D_{mayor} / D_{menor} = 1$ $V_c = 0.27(2 + 4B_c) f_c^{1/2} b_o d \text{ menor igual que } 1.06 f_c^{1/2} b_o d$ $V_c = 1.06 f_c^{1/2} b_o d = \dots\dots\dots 2$ $b_o = 2 * (D - d) + 2 * (B - d) = 1.80 + 4d^2$ $1.0708 = 85.49 * (0.16 + 0.80d + d^2) = 0.85 * 1.06 * 2.10 * (1.2) * 10^3 * (1.80 + 4d^2)$ <p>resolviendo con calculadora d = 0.197 m 0.3 m 30 cm</p> <p>USAR h = 0.4 d prom = 27.66 R = 7.5 cm d prom = 30.91 o 5/8 = 1.29 cm (D)</p>
Verificación por corte	DISEÑO POR FLEXION
$V_u = (W_{uo} * b_c) * (L - d) = 2.43$ $v_u = V_u / 0.85 = 2.86$ $V_c = 0.53 f_c^{1/2} b_o d = 25.35$ <p>V_u mejor que V_c CONFORME</p>	$M_U = (W_{uo} * S) * L * (2/2) = 5.14 \text{ m}$ $A_s = (M_U) / (f_y * d * (a/2)) = 4.89 \text{ cm}^2$ $s = A_s / (f_y * 0.85 * f_c * b) = 1.00 \text{ cm}$
VERIFICACION DE ACERO MINIMO	EN DIRECCION TRASVERSAL
$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 6.12 \text{ cm}^2$ $u_{eq} = 6.12 \text{ cm}^2$ $s = A_s / A_u = 6.44 \text{ varillas}$ $s = b * (2 - c) * 1 = 0.156 \text{ m}$ $s = 16 \text{ cm}$ <p>7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>	$A_{st} = A_{smin} * b_1 / b_2 = 6.12$ $s = A_s / A_{st} = 6.44 \text{ 7 varillas}$ $s = b_2 * (2 - c) * 1 = 0.156 \text{ 16 cm}$ <p>7 varillas de 5/8 a cada 16 cm</p>
<p>5</p>	 <p>6</p>

VESIC

ZAPATA AISLADA DATOS

carga muerta	PD =	57.54	TN	peso del piso	S/Cpiso =	0.5	TN/M2
carga viva	PL =	15.6	TN	capacidad de carga del suelo	Yr =	84.9	TN/M2
desplante	DF =	1.8	M	fluencia del acero	Fy =	4200	KG/CM2
peso específico del suelo	Ym =	1.96	TN/M3	p de servicio sin mayorar * 1.25	PS =	91.425	TN
resistencia a la compresion del concreto	f'c =	0.21	TN/M2	factor de diseño de columna centrada	n =	0.23	
altura hasta el nivel de peso terminado	hf =	2.1	M	p servicio sin mayorar	p =	73.14	TN
carga amplificada	PG =	107.076	TN	resistencia a la compresion del concreto	f'cm =	210	KG/CM2

Barra num.	Diámetro pulg.	Diámetro cms.	Peso kg/m	Area cm²	Perímetro cms.
3	3/8	0.98	0.589	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.88	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

SOLUCION

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

B*D = $\frac{PS}{n \cdot f'c}$ = 1741.43 cm² = 41.73 cm

USAR B = 0.45 m D = 0.45 m

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

Yn = Yt - Ym * hf - S/C = 80.28 TN/M2

AREA DE ZAPATA

Azap = P/Yn = 0.91 M2 raíz = 0.95

T y S PARA CUMPLIR LV1 - LV2

T = B/1 + (D-B)/2 = 1
 S = B/2 + (D-B)/2 = 1

USAR	BZ1	BZ2
	1	1

AREA DE ZAPATA

Lv1 = Lv2 = (BZ1-D)/2 = 0.275 CONFORME
 (BZ2-B)/2 = 0.275

REACCION NETA DEL TERRENO

WNU = PG / Azap = 107.08 TN/m2

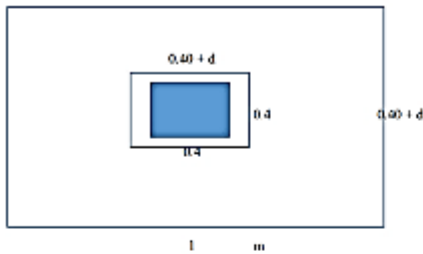
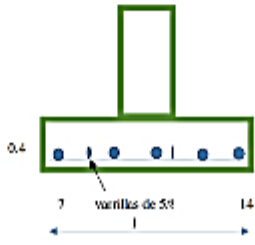
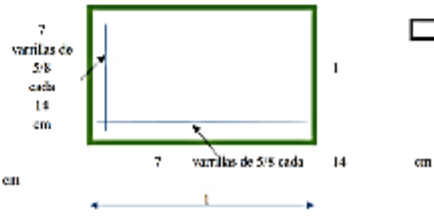
Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$b \cdot D = \frac{P}{n \cdot f'c}$

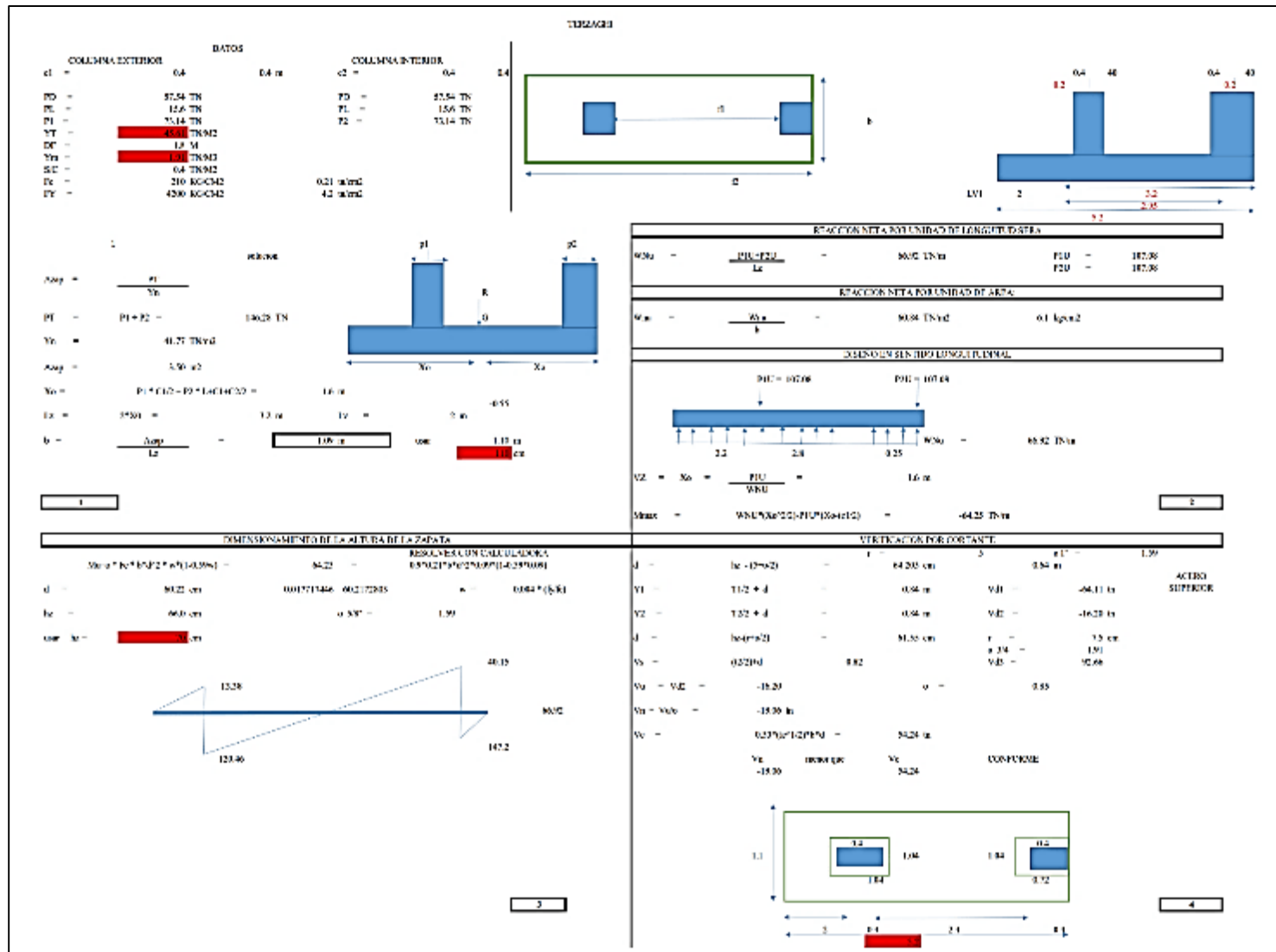
- Donde: D : Dimension de la seccion en la direccion de las fibras sismicas de la columna
 b : la otra dimension de la seccion de la columna
 P : Carga Total que soporta la columna (Acorde a la Tabla N° 01)
 f'c : Resistencia del Concreto a la compresion simple
 n : Coeficiente sismico, que depende del tipo de columna (ver tabla N° 01)

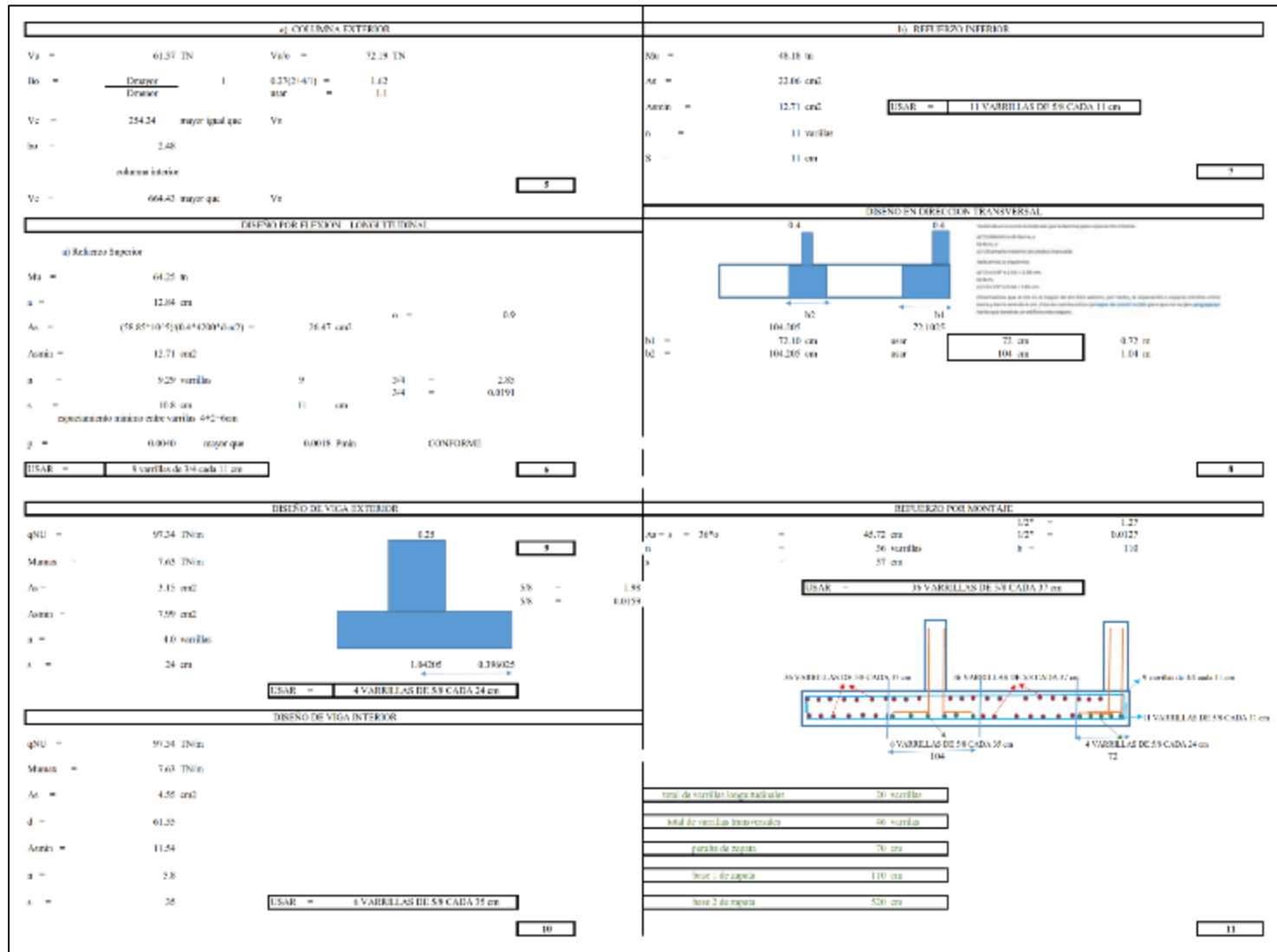
SEGUN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPON - TABLA N° 01

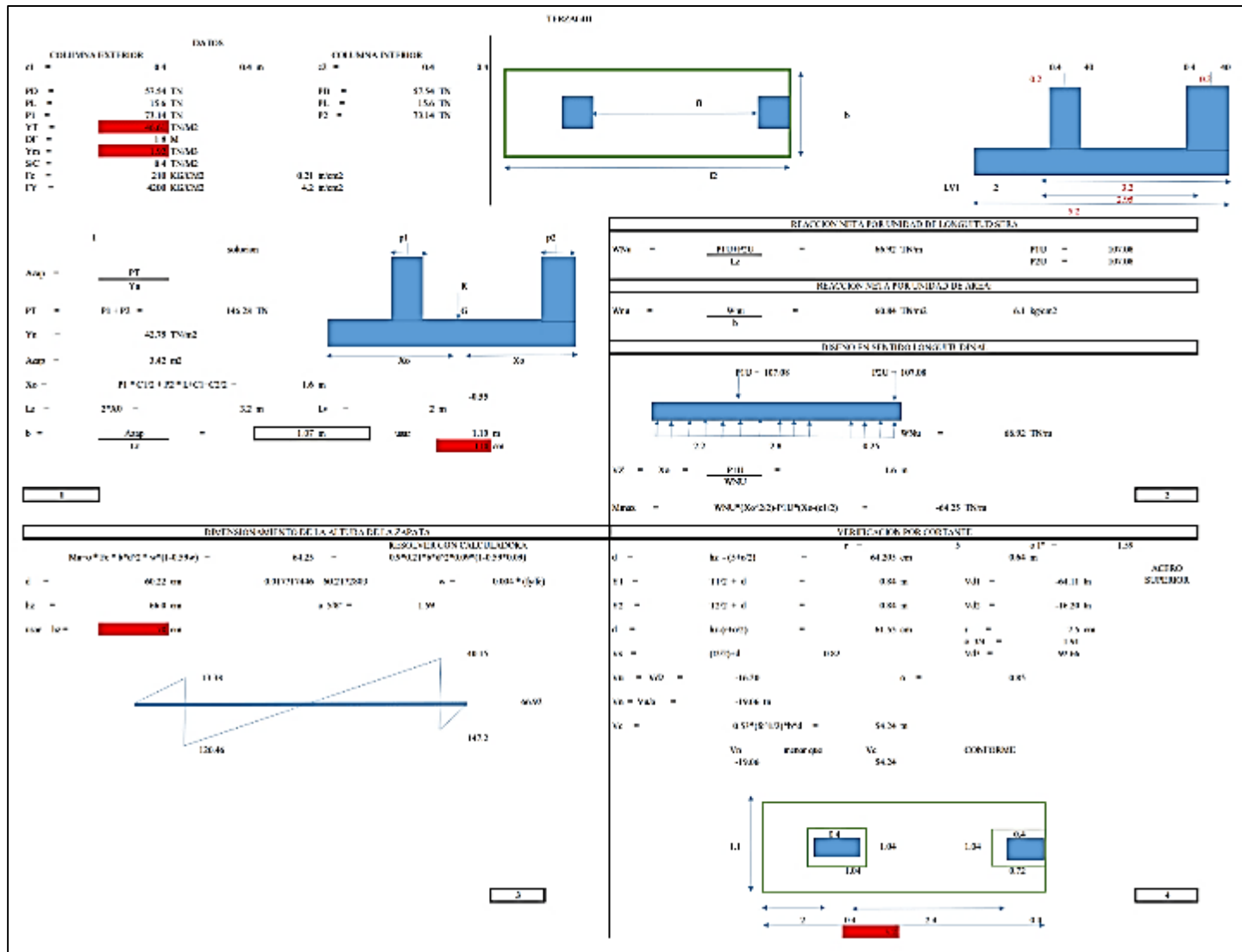
TIPO DE COLUMNA	UBICACION	P =	n =	PG.
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	1.10	0.30	
Tipo C1, para los Para los 4 ultimos pisos superiores	Columna Interior	1.10	0.25	
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Pórticos Interiores	1.25	0.25	
Tipo C4	Columna de Esquina	1.50	0.20	

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO	CONDICION DE DISEÑO $V_u \leq V_c$
	<p>$V_u = 1.4(P_u - W_u)(0.40 + d) \dots\dots\dots 1$</p> <p>$B_c = D_{mayor}/D_{menor} = 1 \dots\dots\dots 2$</p> <p>$V_c = 0.27(2 + 4.0) f_c^{1/2} b_o d$ menor (qualque $1.06 f_c^{1/2} (1/2) b_o d$)</p> <p>$V_c = 1.06 f_c^{1/2} b_o d \dots\dots\dots 2$</p> <p>$b_o = 2 * (D)(0.12 * (B + d)) = 1.80 + 4d^2$</p> <p style="text-align: center;">con B y D</p> <p>$D = 0.45$</p> <p>$B = 0.45$</p> <p>$= (0.40 + d)(0.40 + d)$</p> <p>$= (0.16 + 0.80d + d^2)$</p> <p>$107.08 = 107.08 * (0.16 + 0.80d + d^2) = 0.85 * 1.06 * 2 * 10^3 * (1/2) * 1.60d + 4d^2$</p> <p>resolviendo con calculadora $d = 0.197 \text{ m} \quad 0.5 \text{ m} \quad 50 \text{ cm}$</p> <p>USAR $h = 0.4 \quad d_{pecon} = 27.66$</p> <p>$R = 7.5 \text{ cm} \quad d_{pecon} = 50.91 \text{ o } 51 \text{ cm} = 1.59 \text{ cm (D)}$</p>
verificación por corte	DISEÑO POR FLEXION
<p>$V_u = (W_{1u} * B_c) * (L - d) = -2.68$</p> <p>$v_u = V_u / 0.85 = -3.15$</p> <p>$V_c = 0.53 * F_c^{1/2} * B_c * d = 23.04$</p> <p style="background-color: yellow;">V_c mayor que V_u CONFORME</p>	<p>$M_u = (W_{1u} * S) * L^2 / (2) = 4.05 \text{ m}$</p> <p>$A_s = (M_u) / (f_y * b * d^2) = 3.85 \text{ cm}^2$</p> <p>$\rho = A_s / (b * d) = 0.91 \text{ cm}$</p>
VERIFICACION DE ACERO MINIMO	EN DIRECCION TRANSVERSAL
<p>$A_{smin} = \rho_{temp} * b * d = 5.56 \text{ cm}^2$</p> <p>usar $= 5.56 \text{ cm}^2$</p> <p>$n = A_s / A_o = 6.55 \quad 7 \text{ varillas}$</p> <p>$s = b * (1 - 2 * \rho) / \rho = 0.139 \text{ m} = 14 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 14 cm</p>	<p>$A_s = A_{smin} * D_{c1} / D_{c2} = 5.56$</p> <p>$n = A_s / A_o = 6.55 \quad 7 \text{ varillas}$</p> <p>$s = b * (1 - 2 * \rho) / \rho = 0.139 \text{ m} = 14 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: center;">7 varillas de 5/8 a cada 14 cm</p>
	

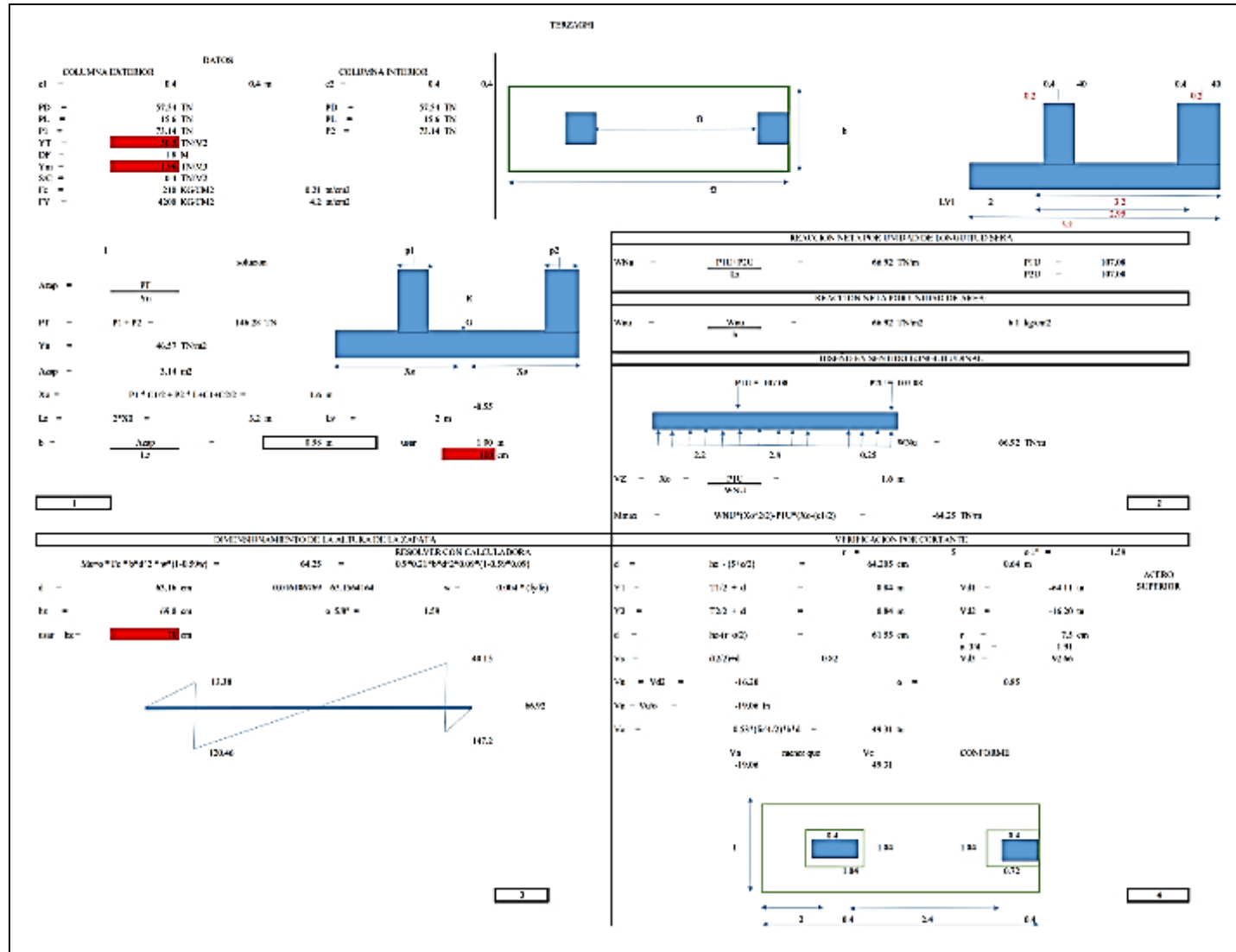
DISEÑO
ZAPATA COMBINADA







<p>a) COLUMNA EXTERIOR</p> <p>$V_{Ed} = 61.57 \text{ TN}$ $V_{Ed} = 72.19 \text{ TN}$</p> <p>$R_{Ed} = \frac{D_{max}}{D_{min}} = 1.023(=4\%) = 1.02$ $\alpha_{Rd} = 1.1$</p> <p>$V_{Ed} = 254.24 \text{ toneladas}$ V_{Ed}</p> <p>$h = 2.48$</p> <p>columna exterior</p> <p>$V_{Ed} = 66.45 \text{ toneladas}$ V_{Ed}</p> <p style="text-align: right;">5</p>	<p>b) REPETIDO INTERIOR</p> <p>$M_{Ed} = 48.18 \text{ tn}$</p> <p>$A_{s, req} = 22.06 \text{ cm}^2$</p> <p>$A_{s, min} = 12.71 \text{ cm}^2$ USAR = 11 VARRILLAS DE 28 CADA 11 cm</p> <p>$s = 11 \text{ varillas}$</p> <p>$S = 11 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: right;">6</p>
<p>DISEÑO POR FLECCIÓN LONGITUDINAL</p> <p>a) Retorno Superior</p> <p>$M_{Ed} = 64.25 \text{ tn}$</p> <p>$a = 12.54 \text{ cm}$</p> <p>$A_{s, req} = (58.55 + 0.5 \cdot 60.49 + 206.4 \cdot a^2) = 26.47 \text{ cm}^2$ $\rho = 0.9$</p> <p>$A_{s, min} = 12.71 \text{ cm}^2$</p> <p>$e = 5.29 \text{ varillas}$ 9 $14 = 2.85$</p> <p>$e = 10.8 \text{ cm}$ 11 cm $14 = 0.091$</p> <p>espaciamiento mínimo entre varillas: 4-2-6cm</p> <p>$p = 0.0340 \text{ mejor que } 0.0019 \text{ FERRA CONFIRME}$</p> <p>USAR = 9 varillas de 24 cada 11 cm</p> <p style="text-align: right;">6</p>	<p>DISEÑO EN DIRECCION TRANSVERSAL</p> <p>$M_{Ed} = 104.205$ $M_{Ed} = 72.1825$</p> <p>$s_1 = 73.10 \text{ cm}$ $s_2 = 104.205 \text{ cm}$</p> <p>$h = 72 \text{ cm}$ $h = 104 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: right;">8</p>
<p>DISEÑO DE VIGA EXTERIOR</p> <p>$q_{NT} = 97.36 \text{ TN/m}$</p> <p>$M_{max} = 7.63 \text{ TN/m}$</p> <p>$A_{s, req} = 3.15 \text{ cm}^2$</p> <p>$A_{s, min} = 7.99 \text{ cm}^2$</p> <p>$e = 4.0 \text{ varillas}$</p> <p>$e = 54 \text{ cm}$</p> <p>USAR = 4 VARRILLAS DE 58 CADA 24 cm</p> <p style="text-align: right;">9</p>	<p>REPUBICACION MONTAJE</p> <p>$A_{s, req} = 36\% = 45.72 \text{ cm}^2$ $1.27 = 1.27$</p> <p>$s = 36 \text{ varillas}$ $1.27 = 0.0157$</p> <p>$s = 37 \text{ cm}$ $h = 110$</p> <p>USAR = 36 VARRILLAS DE 48 CADA 37 cm</p> <p style="text-align: right;">10</p>
<p>DISEÑO DE VIGA INTERIOR</p> <p>$q_{NU} = 97.36 \text{ TN/m}$</p> <p>$M_{max} = 7.63 \text{ TN/m}$</p> <p>$A_{s, req} = 4.55 \text{ cm}^2$</p> <p>$e = 61.35$</p> <p>$A_{s, min} = 11.54$</p> <p>$e = 5.8$</p> <p>$e = 35$</p> <p>USAR = 6 VARRILLAS DE 58 CADA 22 cm</p> <p style="text-align: right;">10</p>	<p>REPUBICACION MONTAJE</p> <p>$36 \text{ VARRILLAS DE 48 CADA } 37 \text{ cm}$</p> <p>$36 \text{ VARRILLAS DE 58 CADA } 37 \text{ cm}$</p> <p>$6 \text{ VARRILLAS DE 58 CADA } 22 \text{ cm}$</p> <p>$4 \text{ VARRILLAS DE 58 CADA } 22 \text{ cm}$</p> <p>$2 \text{ varillas de } 54 \text{ cada } 11 \text{ cm}$</p> <p>$11 \text{ VARRILLAS DE } 28 \text{ CADA } 11 \text{ cm}$</p> <p>USAR = 70 varillas</p> <p>USAR = 46 varillas</p> <p>USAR = 0 cm</p> <p>USAR = 110 cm</p> <p>USAR = 220 cm</p> <p style="text-align: right;">11</p>



a) COLUMNA EXTERIOR

$V_u =$	55.79 TN	$V_{us} =$	66.82 TN
$M_u =$	0.25(7.61) = 1.82		1.1
$M_s =$	254.24	mayor que	M_u
$S_0 =$	2.40		
<i>columna de la</i>			
$V_c =$	664.43	mayor que	V_u

9

b) REFUERZO SUPERIOR

$M_u =$	84.25 m				
$\alpha =$	17.80 cm				
$A_s =$	$[84.25 \cdot 10^5 / (0.85 \cdot 4000 \cdot 0.80)] =$	26.47 cm ²			
$A_{smin} =$	11.50 cm ²				
$\rho =$	9.29	varillas	9	$\rho =$	3.85
$c =$	9.7	cm	10	cm	0.019
<i>espaciamiento máximo entre varillas: 1-24cm</i>					
$\rho =$	0.012	mayor que	0.015	País	CONFORME

10

1) REFUERZO INFERIOR

$M_u =$	48.18 m	
$A_s =$	22.96 cm ²	
$A_{smin} =$	11.50 cm ²	
$\rho =$	11	varillas
$S =$	10	cm

USAR = 11 VARILLAS DE 3/8 CADA 10 cm

7

DISEÑO EN ORIENTACION TRANSVERSAL

8

DISEÑO DE VIGA EXTERIOR

$q_M =$	107.85 TN/m	$d =$	8.23
$M_u =$	5.40 TNm	$\rho =$	1.06
$A_s =$	5.46 cm ²	$\rho =$	0.019
$A_{smin} =$	7.99 cm ²		
$\rho =$	6.0	varillas	
$s =$	25	cm	

USAR = 4 VARILLAS DE 5/8 CADA 24 cm

9

DISEÑO DE VIGA INTERIOR

$q_M =$	107.85 TN/m
$M_u =$	5.40 TNm
$A_s =$	5.91 cm ²
$d =$	41.55
$A_{smin} =$	11.54
$\rho =$	5.8
$s =$	33

USAR = 6 VARILLAS DE 3/8 CADA 33 cm

11

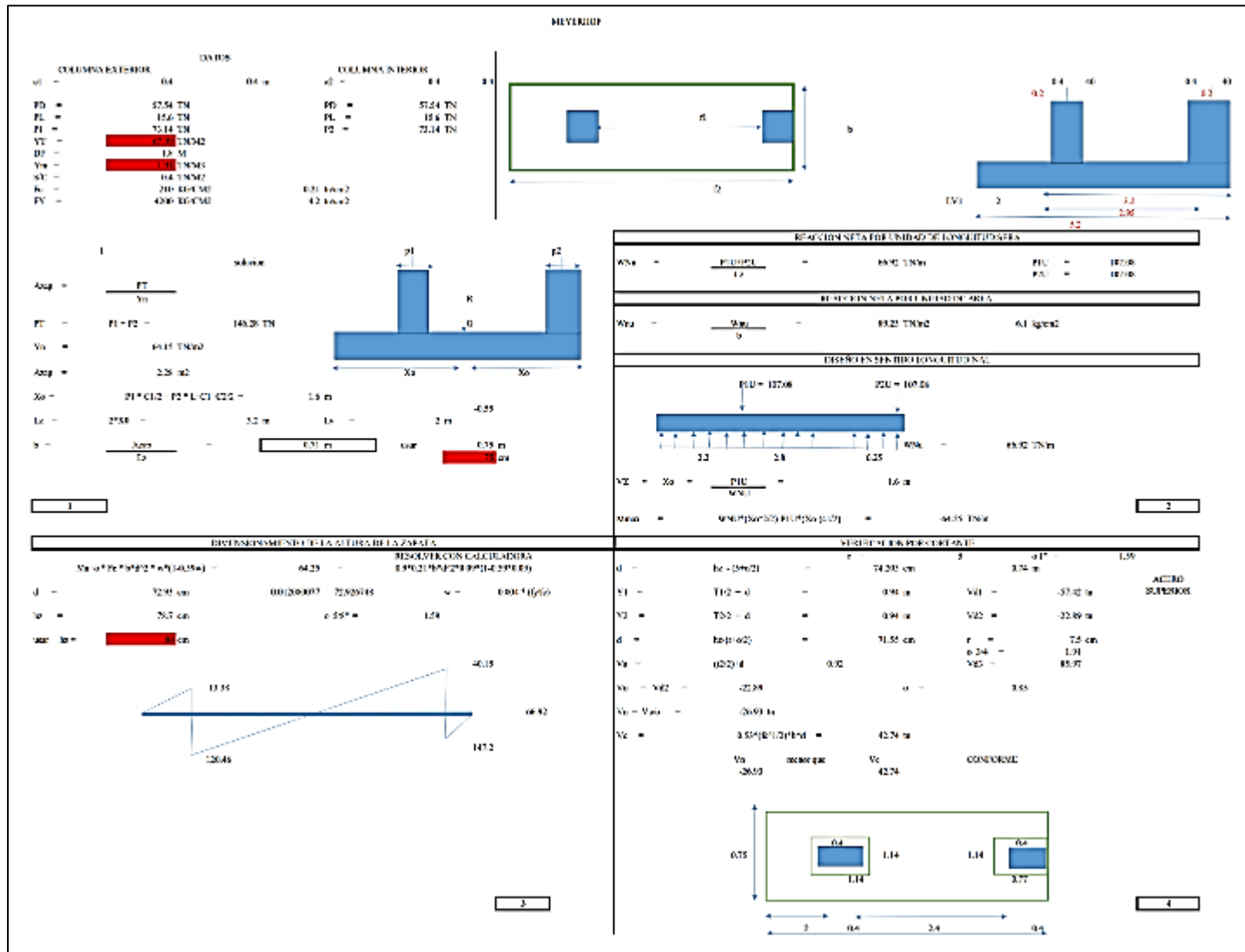
DISEÑO POR MOMENTO

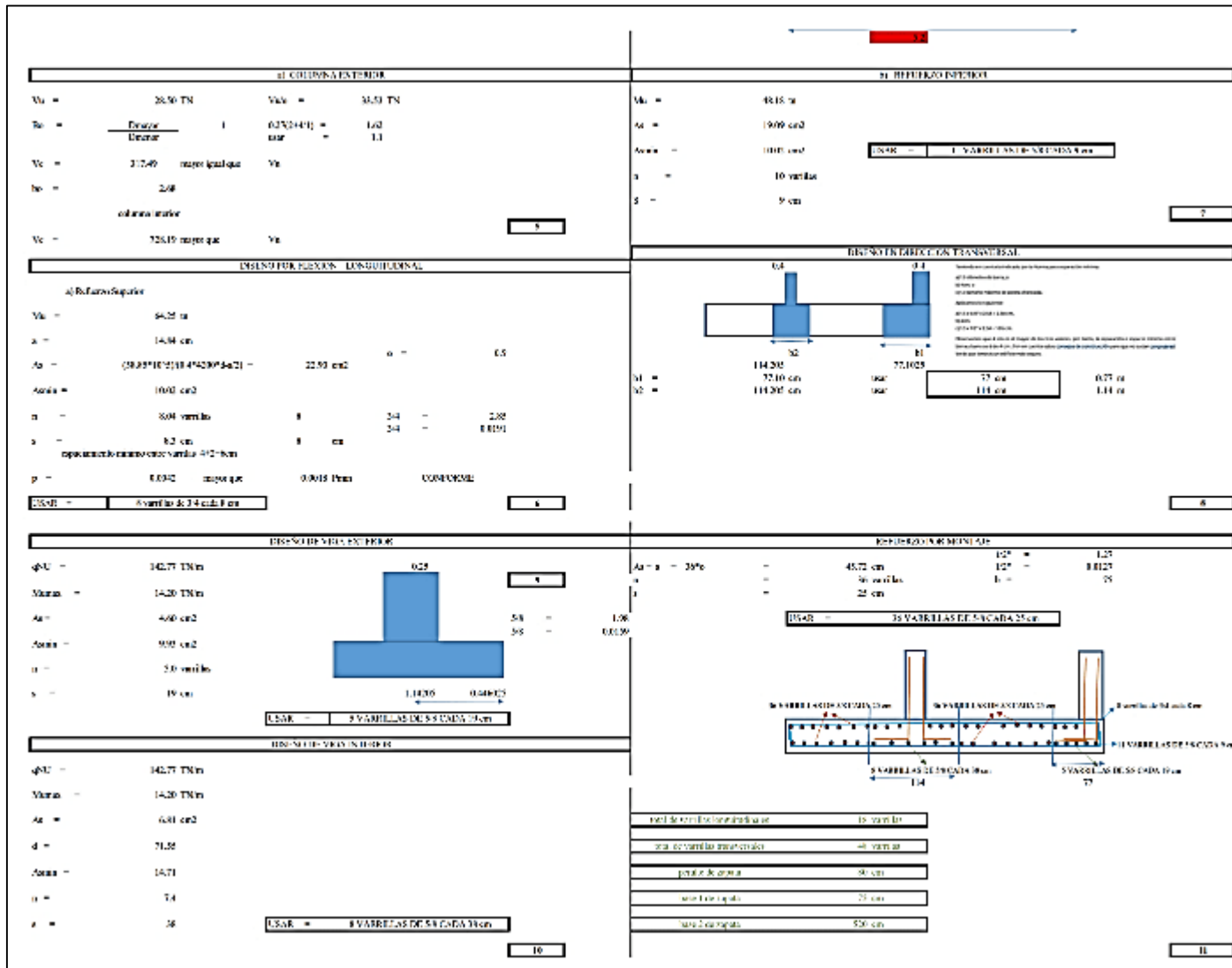
$\alpha =$	39%	$z =$	1.27
$z =$	43.72	cm	1.27
$\rho =$	36	varillas	0.0127
$s =$	33	cm	100

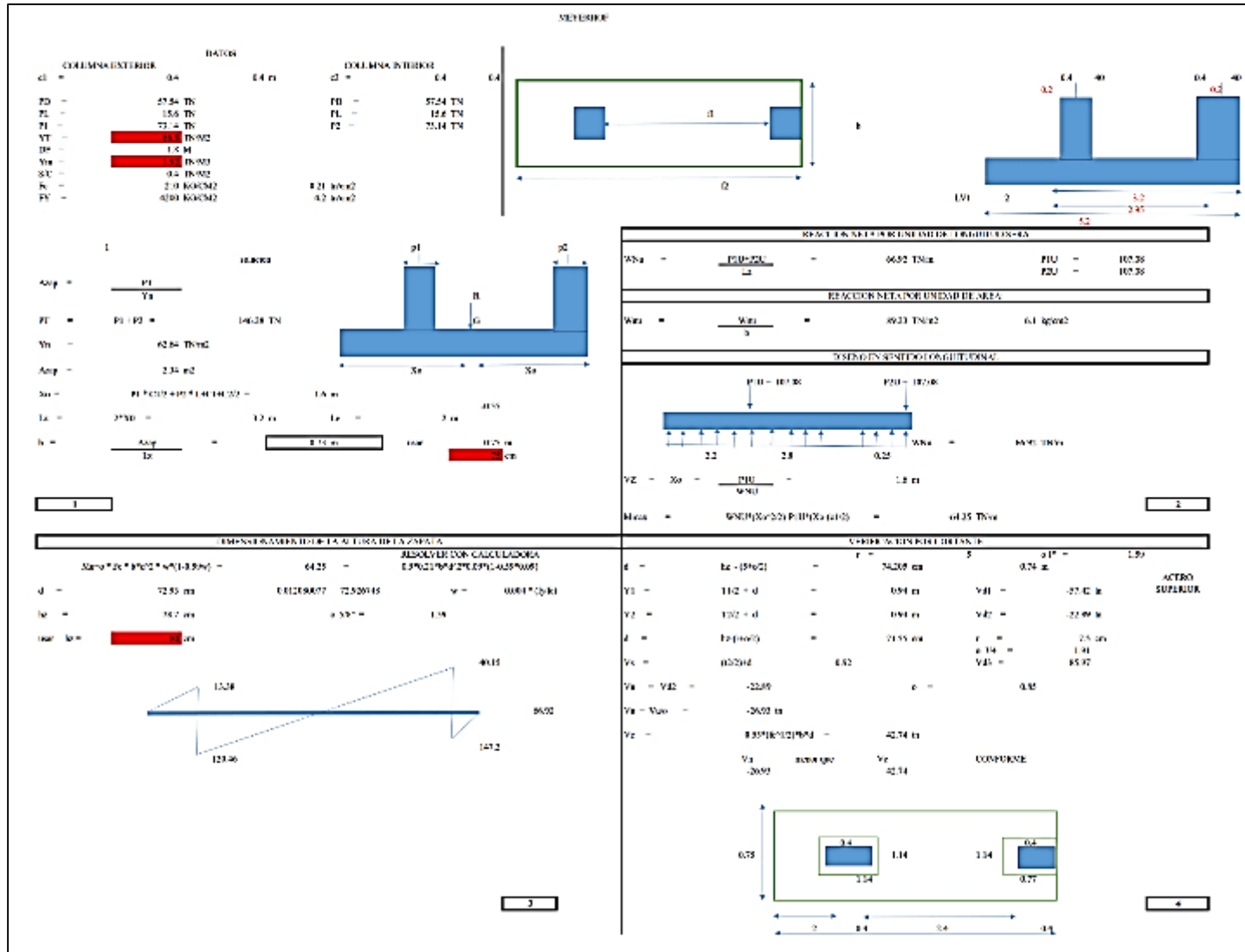
USAR = 36 VARILLAS DE 5/8 CADA 33 cm

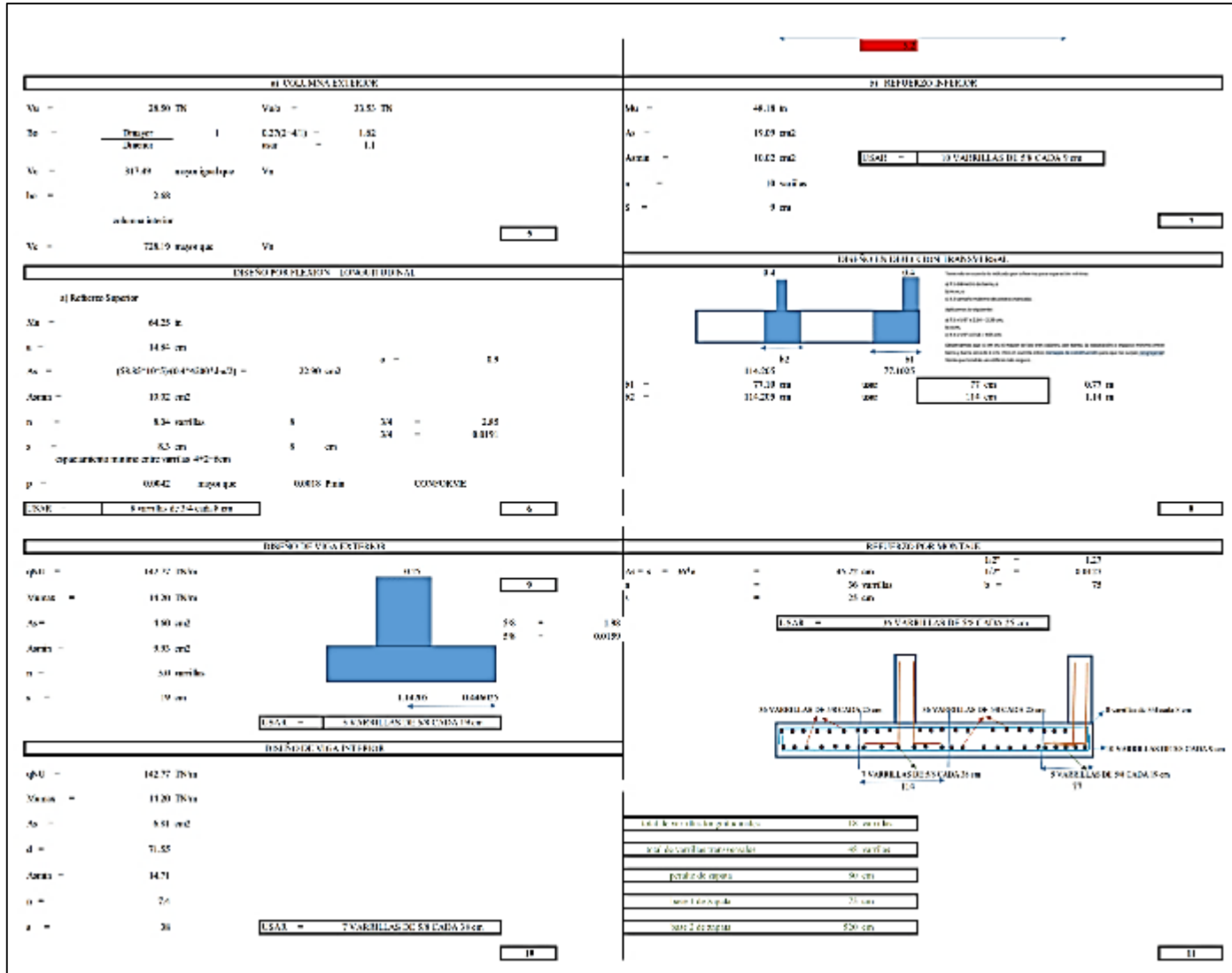
11

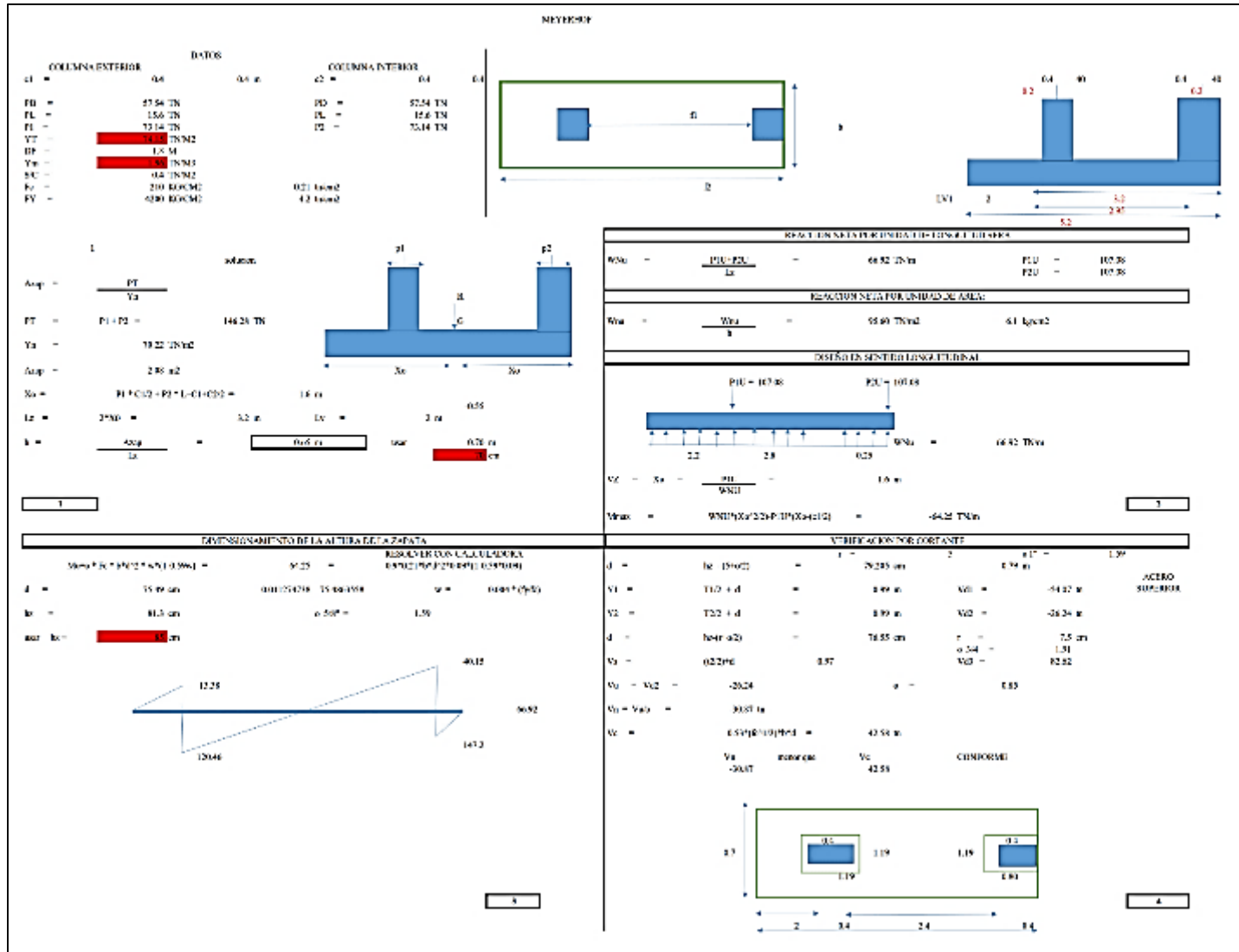
cantidad de varillas longitudinales	36 varillas
tipo de varillas longitudinales	5/8 varillas
cantidad de varillas	36
espaciamiento de varillas	33 cm
altura 1 de capataz	130 cm
altura 2 de capataz	130 cm

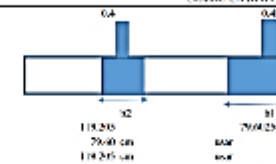
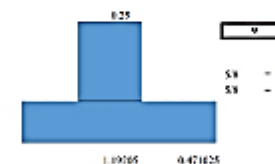
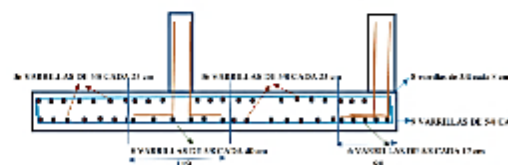




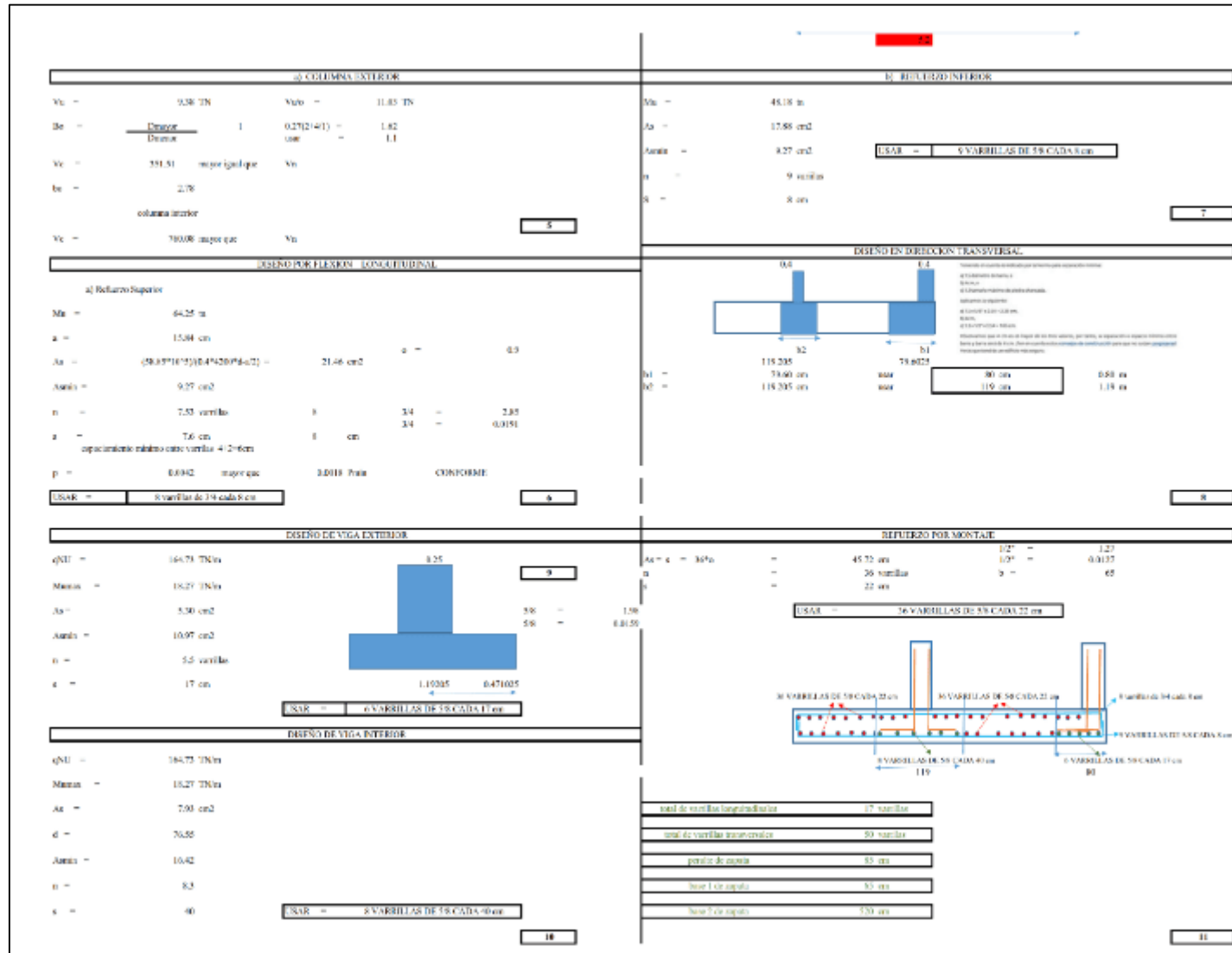


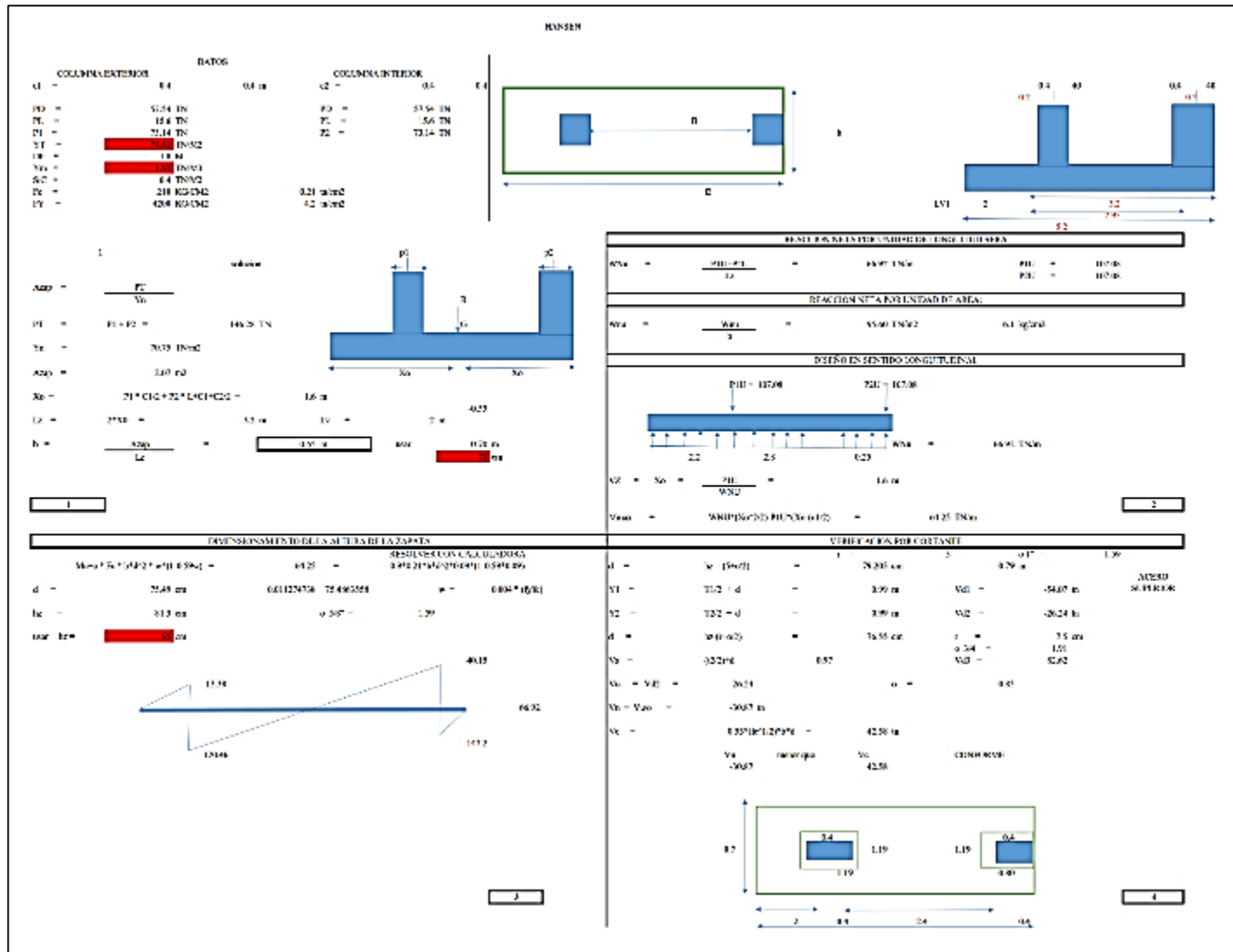




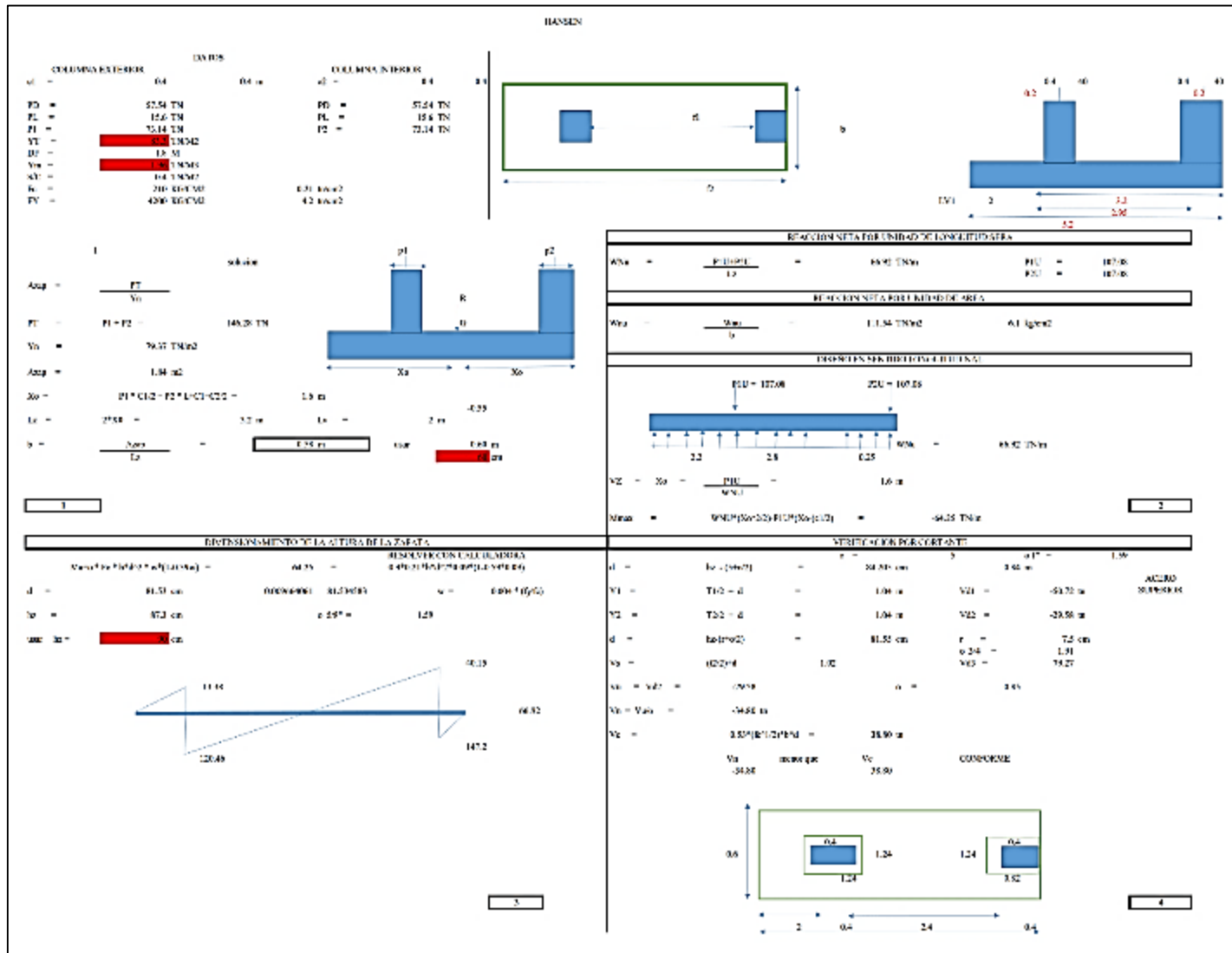
<p style="text-align: center;">ii) COLUMNAS EXTERIORES</p> <p>Va = 10.80 IN Vde = 19.23 IN</p> <p>Da = $\frac{Carga}{Densidad} = 1 \cdot 0.292(40) = 1.12$ asar = 1.1</p> <p>Vz = 231.51 mayor que Vx</p> <p>bx = 2.76</p> <p style="text-align: center;">columna exterior</p> <p>Vc = 760.05 mayor que Vx</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">5</div>	<p style="text-align: center;">iii) REFLEJO INTERIOR</p> <p>Va = 45.18 m</p> <p>Da = 17.88 cm</p> <p>Asar = 9.98 cm² USAR = 8 VARILLAS DE 19 CADA 9 cm</p> <p>s = 9 cm/3m</p> <p>s = 9 cm</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">5</div>												
<p style="text-align: center;">DESIGN FOR FLEXION LONGITUDINAL</p> <p style="text-align: center;">ii) Reflejo exterior</p> <p>Mu = 65.25 IN</p> <p>a = 15.84 cm</p> <p>Av = $(0.85)(1.12)(64)(32)(0.7)(a^2) = 21.46$ cm² c = 0.9</p> <p>Asar = 9.98 cm²</p> <p>ρ = 7.55 varillas ρ = 34 = 2.95</p> <p>ρ = 8.5 cm ρ = 34 = 0.651</p> <p style="text-align: center;">organización mínima con varillas 4 2 veces</p> <p>f = 0.0341 mayor que 0.0318 CONFORME</p> <p>USAR = 8 VARILLAS DE 19 CADA 9 cm</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">6</div>	<p style="text-align: center;">DESIGN FOR FLEXION TRANSVERSAL</p>  <p>Asar = 9.98 cm² USAR = 8 VARILLAS DE 19 CADA 9 cm</p> <p>s = 9 cm/3m</p> <p>s = 9 cm</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">6</div>												
<p style="text-align: center;">DESIGN DE VIGAS EXTERIOR</p> <p>qMU = 152.97 lb/m</p> <p>Mmax = 16.97 lb/m</p> <p>Av = 4.92 cm² S8 = 1.98</p> <p>Asar = 10.97 cm² S8 = 1.039</p> <p>ρ = 5.5 varillas</p> <p>s = 17 cm</p>  <p>USAR = 6 VARILLAS DE 19 CADA 17 cm</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">9</div>	<p style="text-align: center;">REPLAZO ARMADURA</p> <p>As - a = 36% = 48.72 cm 1.27 = 1.27</p> <p>ρ = 36 varillas b = 8.8127</p> <p>ρ = 23 cm</p> <p>USAR = 36 VARILLAS DE 19 CADA 17 cm</p>  <p>USAR = 36 VARILLAS DE 19 CADA 17 cm</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">10</div>												
<p style="text-align: center;">DESIGN DE VIGAS INTERIOR</p> <p>qMU = 152.97 lb/m</p> <p>Mmax = 16.97 lb/m</p> <p>Av = 7.37 cm²</p> <p>ρ = 70.35</p> <p>Asar = 10.97</p> <p>ρ = 8.5</p> <p>s = 40</p> <p>USAR = 8 VARILLAS DE 19 CADA 40 cm</p> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">10</div>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>total de varillas longitudinales</td> <td>17 varillas</td> </tr> <tr> <td>total de varillas transversales</td> <td>33 varillas</td> </tr> <tr> <td>total de varillas</td> <td>50 varillas</td> </tr> <tr> <td>longitud de varillas</td> <td>17 cm</td> </tr> <tr> <td>longitud de varillas</td> <td>17 cm</td> </tr> <tr> <td>longitud de varillas</td> <td>17 cm</td> </tr> </table> <div style="text-align: right; border: 1px solid black; width: 50px; margin: 0 auto;">11</div>	total de varillas longitudinales	17 varillas	total de varillas transversales	33 varillas	total de varillas	50 varillas	longitud de varillas	17 cm	longitud de varillas	17 cm	longitud de varillas	17 cm
total de varillas longitudinales	17 varillas												
total de varillas transversales	33 varillas												
total de varillas	50 varillas												
longitud de varillas	17 cm												
longitud de varillas	17 cm												
longitud de varillas	17 cm												

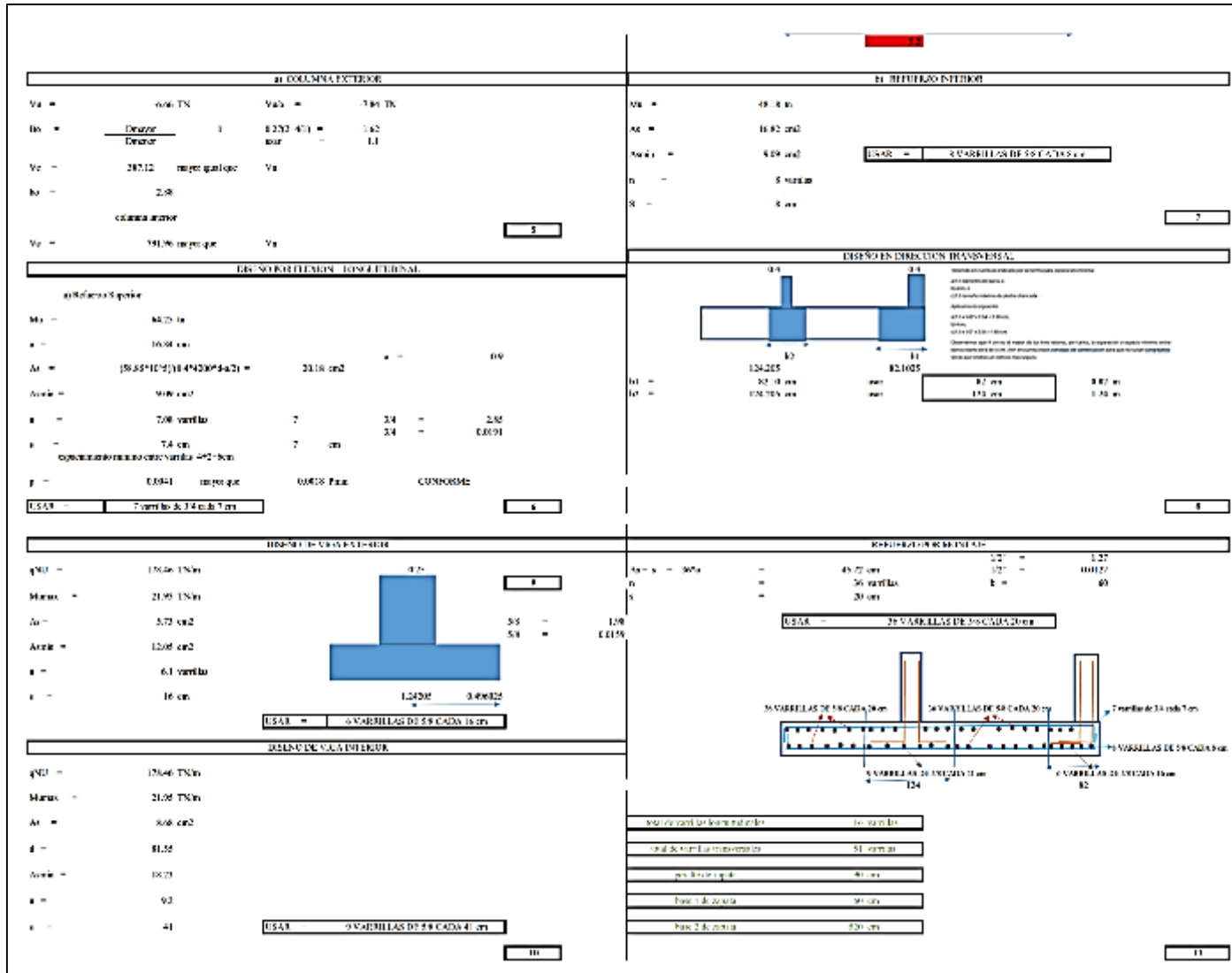


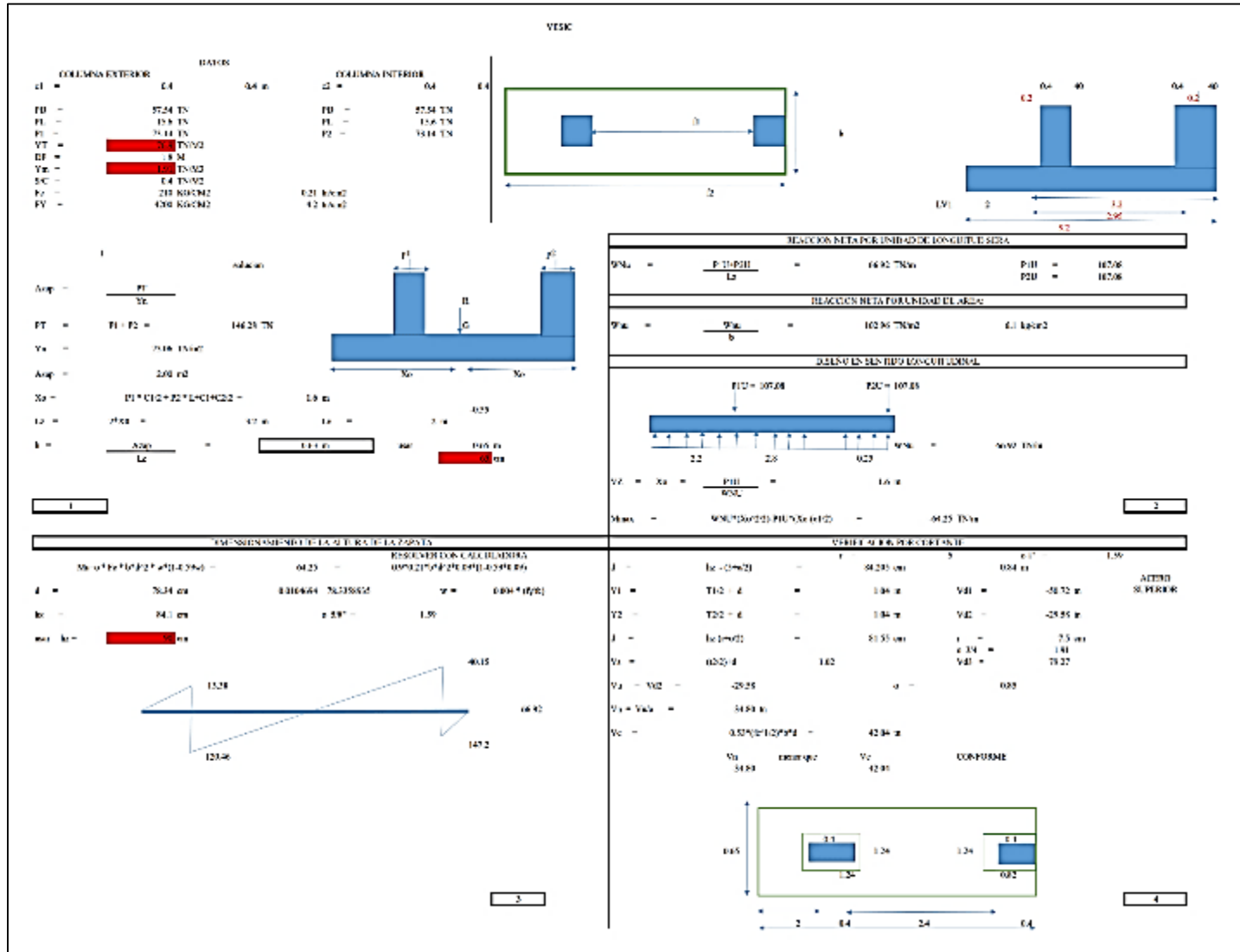


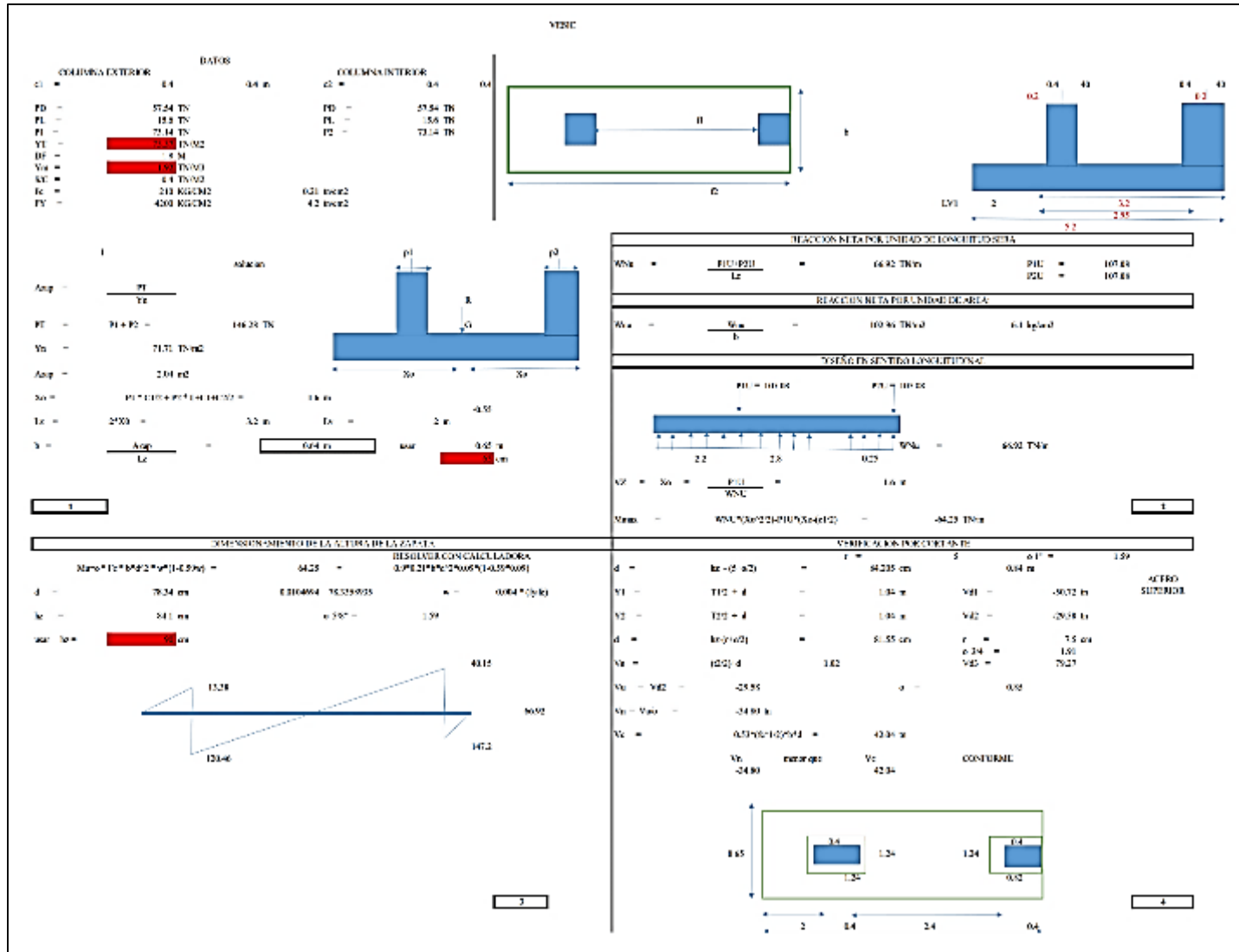


a) COLUMNA EXTERIOR		b) REPIRADO INTERIOR	
M _x =	16.45 TB	M _x =	45.15 TB
V _x =	1.75 toneladas	V _x =	17.58 toneladas
M _y =	0.373+401 = 162 ton	M _y =	9.96 ton
V _y =	351.21 toneladas	V _y =	9 toneladas
Q _u =	74.55 toneladas	Q _u =	9 toneladas
DISCO PERIFERICO LONGITUDINAL		DISEÑO DE PLATA DE FUNDACION	
<p>a) Referencia Superior</p>			
V _u =	14.25 m	b ₁ =	114 cm
L =	15.84 m	b ₂ =	79.60 cm
A _u =	(15.84*15.84*0.15) = 38.45 m ²	c =	5.00 m
A _{plata} =	9.58 m ²	Q _u =	119.20 toneladas
n =	7.55 varillas	Q _u =	119 toneladas
p =	8.5 cm	Q _u =	119 toneladas
Q _u =	0.0041 toneladas	Q _u =	0.0015 toneladas
DISCO DE VIGAS INTERIORES		DISEÑO DE VIGAS INTERIORES	
Q _u =	152.97 TB	Q _u =	152.97 TB
V _u =	16.47 TB	V _u =	16.47 TB
A _u =	4.07 m ²	A _u =	7.37 m ²
A _{plata} =	18.57 m ²	A _{plata} =	18.42 m ²
n =	5.5 varillas	n =	8.5
p =	17 cm	p =	40
DISCO DE VIGAS EXTERIORES		DISEÑO DE VIGAS EXTERIORES	
Q _u =	152.97 TB	Q _u =	152.97 TB
V _u =	16.47 TB	V _u =	16.47 TB
A _u =	4.07 m ²	A _u =	7.37 m ²
A _{plata} =	18.57 m ²	A _{plata} =	18.42 m ²
n =	5.5	n =	8.5
p =	17	p =	40
DETALLE DE PLATA DE FUNDACION		DETALLE DE VIGAS INTERIORES	
LISTA DE MATERIALES		LISTA DE MATERIALES	
Varilla de 12 cm: 1.00 toneladas Varilla de 10 cm: 1.00 toneladas Varilla de 8 cm: 1.00 toneladas Varilla de 6 cm: 1.00 toneladas Varilla de 4 cm: 1.00 toneladas Varilla de 3 cm: 1.00 toneladas		Varilla de 12 cm: 1.27 toneladas Varilla de 10 cm: 0.0127 toneladas Varilla de 8 cm: 0.0127 toneladas Varilla de 6 cm: 0.0127 toneladas Varilla de 4 cm: 0.0127 toneladas Varilla de 3 cm: 0.0127 toneladas	

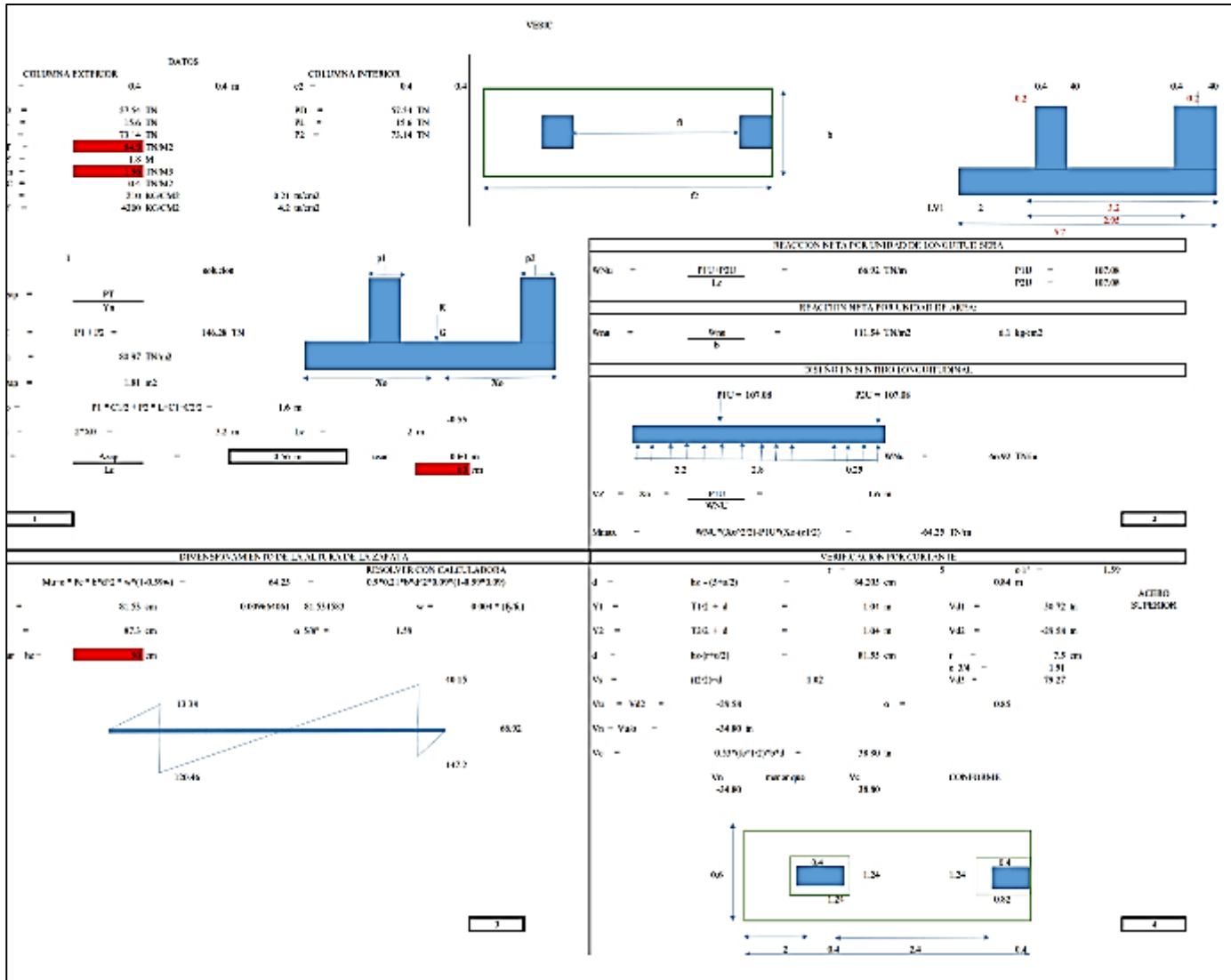


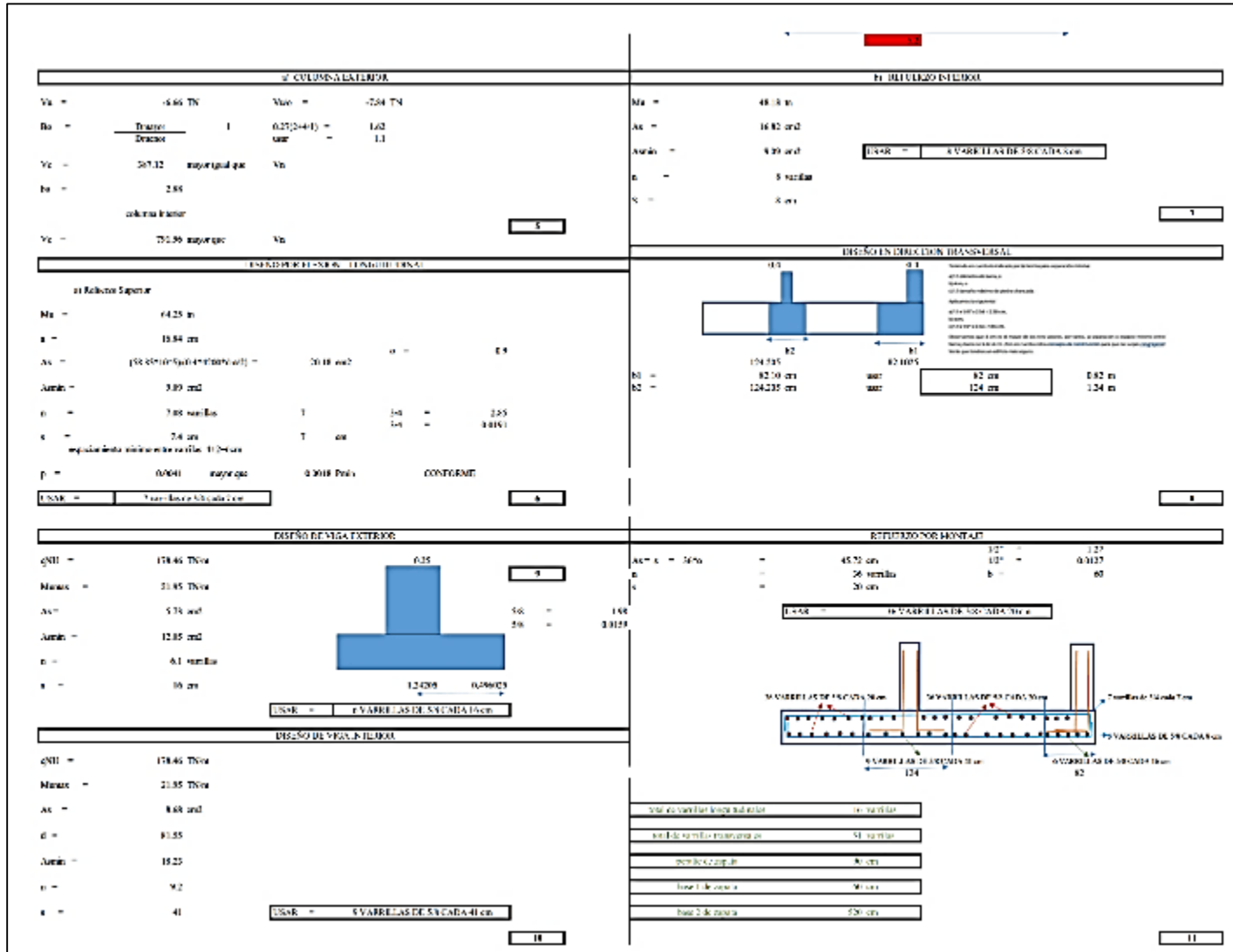




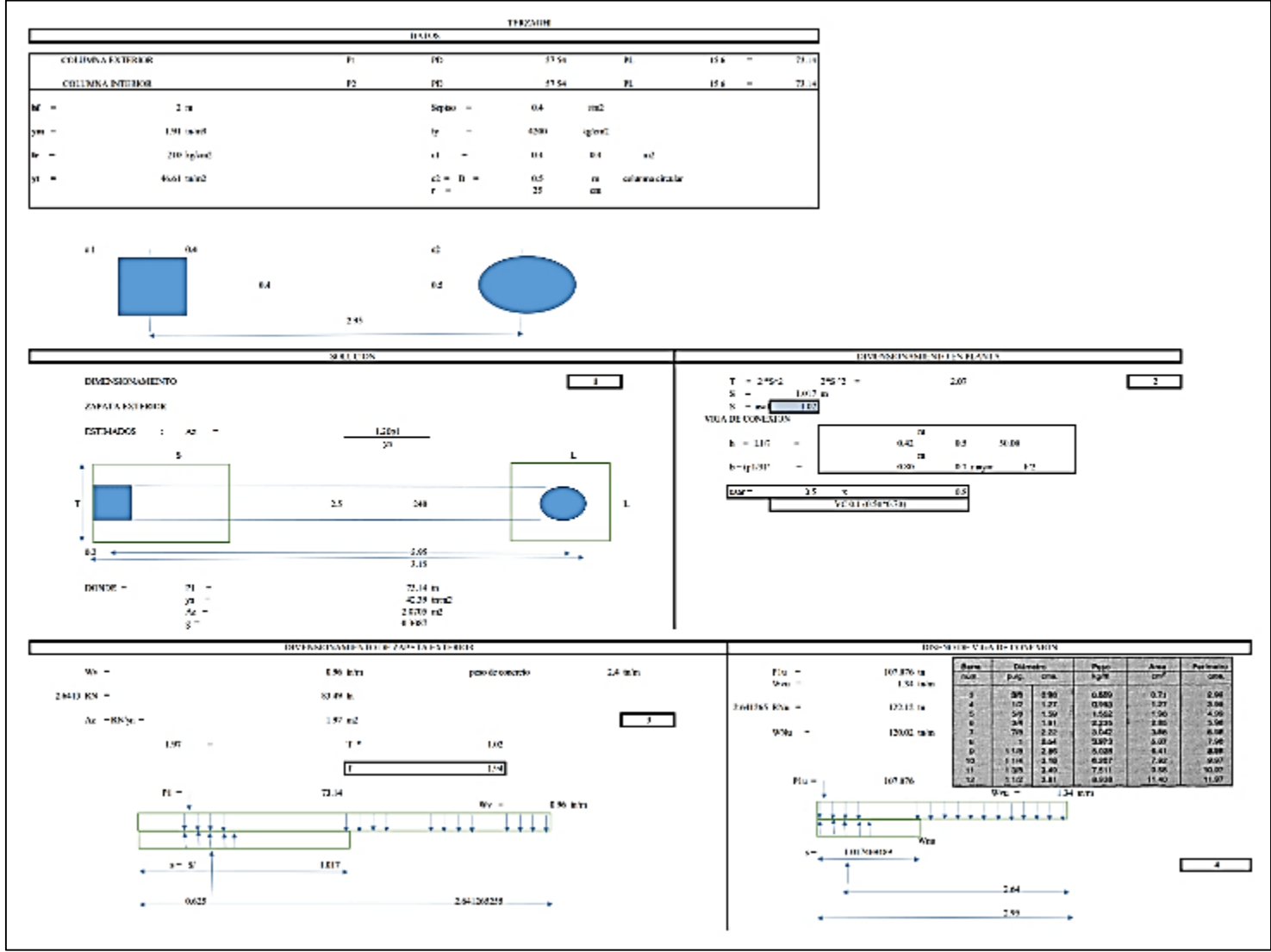


<p style="text-align: center;">AL COLUMNA EXTERIOR</p> <p> $V_c = 2.08 \text{ TN}$ $V_c = 2.45 \text{ TN}$ $f_{la} = \frac{\text{Diseño}}{\text{Diseño}} = 1$ $\frac{0.27(240)}{1.1} = 1.62$ $V_c = 267.12 \text{ mayor que } V_c$ $N_c = 2.88$ <small>columna interior</small> $V_c = 261.46 \text{ mayor que } V_c$ </p>	<p style="text-align: center;">AL REPUESTO INTERIOR</p> <p> $M_c = 48.18 \text{ m}$ $N_c = 16.82 \text{ m}^2$ $N_{c1} = 5.83 \text{ m}^2$ USAR 8 VARILLAS DE 5/8 CADA 12 cm $e = 8 \text{ varillas}$ $S = 9 \text{ cm}$ </p>
<p style="text-align: center;">DISEÑO DE VIGA L.1094.4.1.1 (BINA)</p> <p>a) Balanza Superior</p> <p> $M_c = 64.25 \text{ m}$ $a = 16.84 \text{ cm}$ $A_c = (80.82 \times 10^5) / (0.85 \times 4200 \times 4 \times 2) = 20.18 \text{ cm}^2$ $\rho = 0.8$ $A_{c1} = 4.43 \text{ cm}^2$ $e = 7.28 \text{ varillas}$ $\frac{34}{34} = 2.08$ $e = 8.2 \text{ cm}$ $\frac{8}{34} = 0.235$ <small>espaciamiento máximo entre varillas 4.28 cm</small> $\rho = 0.0091$ mayor que 0.0018 BINA CONFORME </p> <p>USAR 8 VARILLAS DE 5/8 CADA 12 cm</p>	<p style="text-align: center;">DISEÑO EN DIRECCION TRANSVERSAL</p> <p> $b_1 = 87.31 \text{ cm}$ $b_2 = 124.235 \text{ cm}$ $b_1 = 174.75 \text{ cm}$ $b_2 = 248.47 \text{ cm}$ USAR 8 VARILLAS DE 5/8 CADA 12 cm </p>
<p style="text-align: center;">DISEÑO DE VIGA L.1094.4.1.2 (BINA)</p> <p> $e_{NC} = 164.75 \text{ TN/m}$ $M_{max} = 23.27 \text{ TN/m}$ $N_c = 5.39 \text{ m}^2$ $A_{c1} = 12.25 \text{ m}^2$ $e = 6.1 \text{ varillas}$ $e = 16 \text{ cm}$ </p> <p>USAR 6 VARILLAS DE 5/8 CADA 12 cm</p>	<p style="text-align: center;">DISEÑO DE VIGA L.1094.4.1.3 (BINA)</p> <p> $N_c = 30\%$ $= 45.72 \text{ cm}$ $\frac{1.27}{1.27} = 1.27$ $e = 26 \text{ varillas}$ $\frac{1.27}{1.27} = 0.3127$ $S = 22 \text{ cm}$ $\frac{1.27}{1.27} = 60$ </p> <p>USAR 26 VARILLAS DE 5/8 CADA 22 cm</p>
<p style="text-align: center;">DISEÑO DE VIGA L.1094.4.1.4 (BINA)</p> <p> $e_{NC} = 164.75 \text{ TN/m}$ $M_{max} = 23.27 \text{ TN/m}$ $N_c = 8.91 \text{ m}^2$ $e = 91.55$ $A_{c1} = 18.25$ $e = 9.2$ $\rho = 41$ </p> <p>USAR 8 VARILLAS DE 5/8 CADA 12 cm</p>	<p style="text-align: center;">DISEÑO DE VIGA L.1094.4.1.5 (BINA)</p> <p> $N_c = 30\%$ $= 45.72 \text{ cm}$ $\frac{1.27}{1.27} = 1.27$ $e = 26 \text{ varillas}$ $\frac{1.27}{1.27} = 0.3127$ $S = 22 \text{ cm}$ $\frac{1.27}{1.27} = 60$ </p> <p>USAR 26 VARILLAS DE 5/8 CADA 22 cm</p>

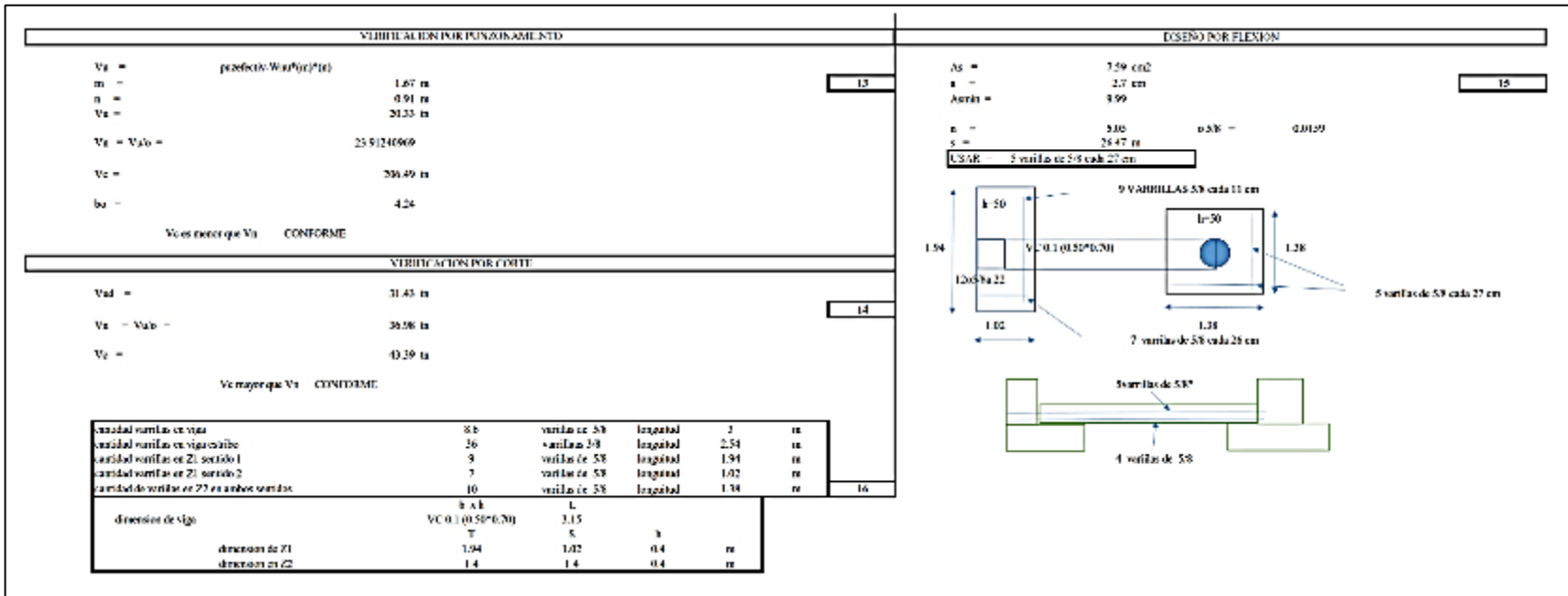


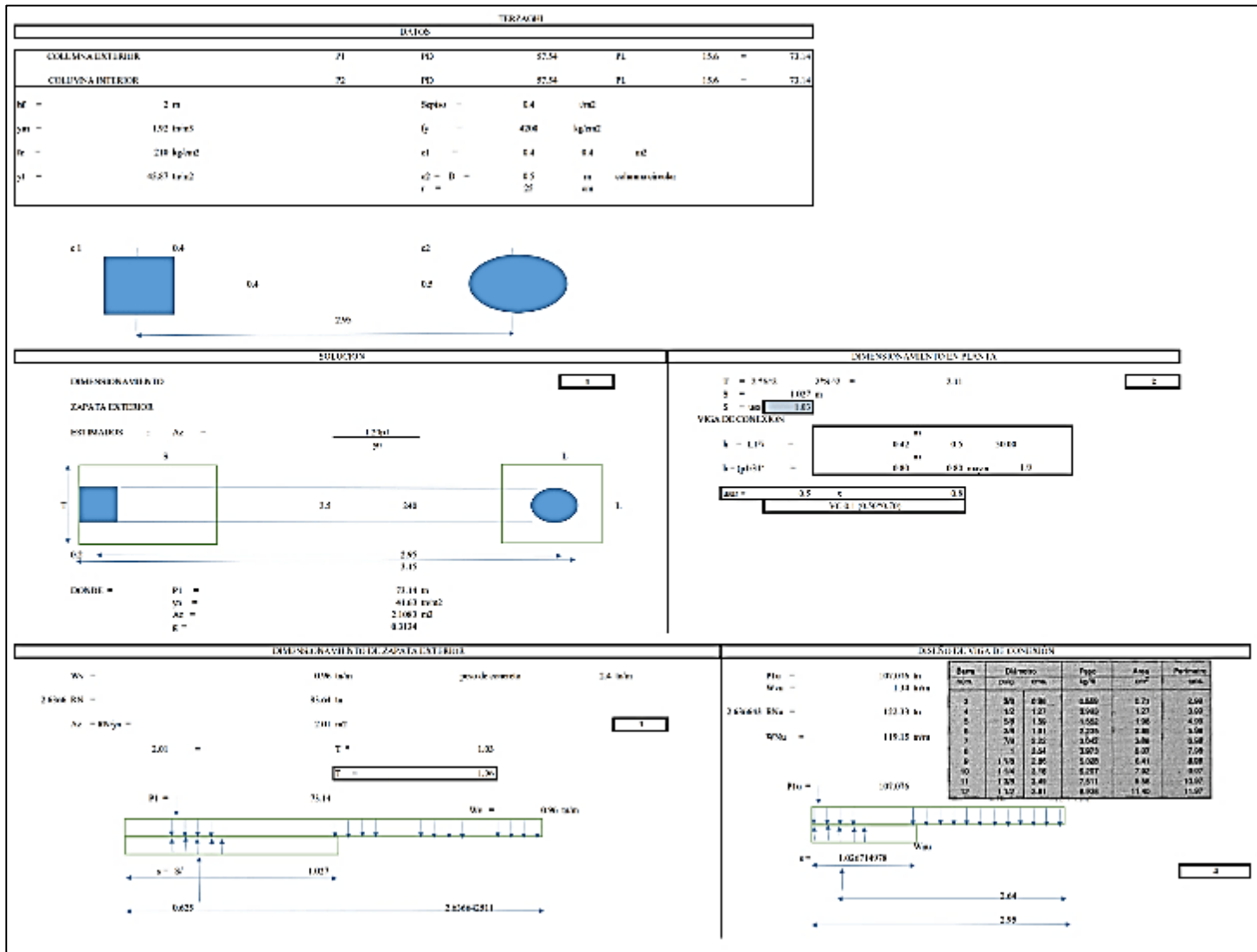


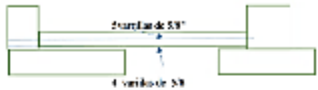
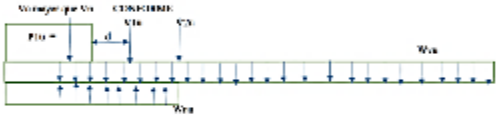
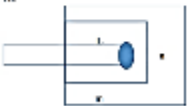
DISEÑO
ZAPATA CONECTADA

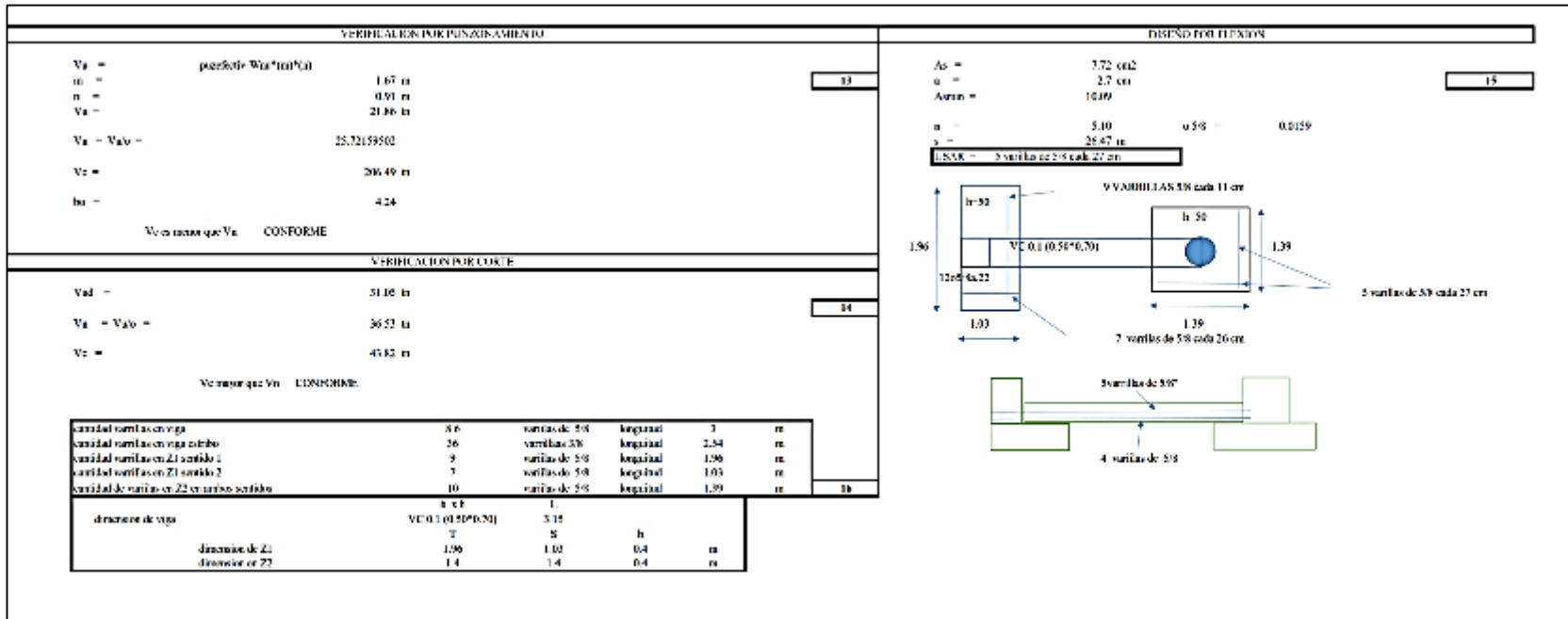


SECCION DEL MOVIMIENTO MAXIMO		RELUZION LACARGA INTERIOR	
Xc =	100 cm desde S =	100 cm desde	
Mov =	$(W \cdot W_{02} + X_c \cdot 22 + p_{10} \cdot 10 \cdot 0.2)$	=	-21.54 t/m
A _c =	1.57 cm ²	14.44 cm ²	
E =	42.3		
com A _{stom} =	792 cm ²	100' = 1.50	
r =	4.98 varillas	200' = 1.00	
p =	0.0046		
pele =	0.033	p. controlada por la CONFORME.	
RESPONSO COSTE		RESPONSO PASADA INTERIOR	
V _{1a} =	827 tn	M _{1a} =	63.84 tn·m
V _{1b} =	1540	M _{1b} =	18.61 tn·m
V _{1c} = V _{1d} =	1606	M _{1c} =	
V ₂ =	3120	p =	0.004
USAR :	Estado de Menor	n =	36.25
	de 2 varillas 5/8"	S =	0.8
			varillas 3/8
RESPONSO COSTE		SECCION DE PASADA INTERIOR	
V _{1d} =	2644 tn	Z ₁ =	107.079
V _{1c} =	3146 tn	p ₁₀ =	
V ₂ =	3470 tn	A _c =	1.93 cm ²
Ver respuesta V ₂ CONFORME			
ASENTO DE FUSION		SECCION DE PASADA INTERIOR	
A _c =	17.24 cm ²	Z ₁ =	107.079
A _{stom} =	2.43 cm ²	p ₁₀ =	
E =	8.7	A ₁ =	1.85
S =	10.66 cm	A ₂ =	1.85
		M ₁ =	23.89
REACTA TRANSVERSAL			
A _{stom} =	6.0117 m ² =	13.94	cm ²
E =	9		
S =	30		





<p>DISEÑO DE VIGAS DE MORTERO</p> <p>$N_d = 0.91 \text{ toneladas}$ $S = 1.00 \text{ columna}$</p> <p>$M_{max} = (W_{da} \cdot W_{gr} \cdot N_d \cdot S^2 - p_{gr} \cdot (0.5 \cdot l^2)) = -21.89 \text{ ton} \cdot \text{m}$</p> <p>$A_c = 1.57 \cdot 0.1 = 0.157 \text{ m}^2$</p> <p>$d = 45.5$</p> <p>$\text{var} \cdot A_{s \text{ req}} = 7.95 \text{ cm}^2$ $5\% = 1.59$ $n = 4.90 \text{ varillas}$ $3\% = 1.36$</p> <p>$p = 0.00850$ Varillas de 5/8"</p> <p>$p_{gr} = 1.60 \text{ ton/m}^2$ $p_{gr} \text{ mayor que } p_{gr} = 0.00850$</p>	<p>DISEÑO DE LA CARGA EXTERIOR</p> <p>$A_c = (x \cdot d) \cdot A_c \cdot (2 \cdot \text{varillas})$</p> <p>$A_c = 3.96 \text{ cm}^2$ $5\% = 1.59$ $A_c = 5.77 \text{ cm}^2$ $3\% = 1.36$</p> <p>$n = 4 \text{ varillas}$</p> <p>$\text{var} \cdot A_{s \text{ req}} = 7.95 \text{ cm}^2$ Varillas de 5/8" $n = 4 \text{ varillas de 5/8"$</p> 								
<p>DISEÑO POR CORTE</p> <p>$V_{da} = 9.00 \text{ ton}$</p> <p>$V_{da} = 13.87$</p> <p>$V_d = V_{da} = 13.87$</p> <p>$V_c = 0.87$</p>  <p>USAR: Corchete de Mortero $A_s = 36\% = 35.20 \text{ cm}^2$ $n = 30.78 \text{ varillas 5/8}$ $S = 6.5$</p>	<p>DISEÑO DE ZAPATA EXTERIOR</p> <p>$W_{da} = 42.51 \text{ kN}$ 0.15</p> <p>$M_{max} = 15.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$</p> <p>$N_d = 0.00$ $T = 1.95 \text{ ton}$</p> <p>$p = 0.00$ $w = p \cdot (l/2)$</p> <p>$10.94 \text{ (10.95 = 0.02 \cdot (0.01 \cdot 1000^2) \cdot (1.5 \cdot 0.01))}$ RESOLVER CON CÁLCULO DE BOKA</p> <table border="1"> <tr><td>b =</td><td>135 cm</td></tr> <tr><td>d =</td><td>75.70 cm</td></tr> <tr><td>D =</td><td>40 cm</td></tr> <tr><td>l =</td><td>31.7 cm</td></tr> </table>	b =	135 cm	d =	75.70 cm	D =	40 cm	l =	31.7 cm
b =	135 cm								
d =	75.70 cm								
D =	40 cm								
l =	31.7 cm								
<p>DISEÑO POR CORTE</p> <p>$V_{da} = 25.94 \text{ ton}$</p> <p>$V_d = 25.92 \text{ ton}$</p> <p>$V_c = 25.90 \text{ ton}$</p> <p>$V_d \text{ mayor que } V_c \text{ CONFORME}$</p>	<p>DISEÑO DE ZAPATA INTERIOR</p> <p>$p_2 \text{ c/cetro} = (2 \cdot 21 - 8) \cdot 1.4 \cdot 0.01 = 30.62 \text{ tn}$ $p_2a = 102.06$</p> <p>$p_2 \text{ c/cetro} = 180.49 \text{ tn}$</p> <p>$A_c = p_2 \text{ c/cetro} \cdot S = 154 \text{ cm}^2$</p> <p>$A_c = 1.25 \times 1.25 \text{ m}$ $110.19 \times 110.19 \text{ cm}$</p> <p>$W_{da} = \frac{p_2 \text{ c/cetro}}{A_c} = 51.89$</p> 								
<p>DISEÑO POR FLEXIÓN</p> <p>$A_c = 17.50 \text{ cm}^2$</p> <p>$A_{s \text{ req}} = 7.59 \text{ cm}^2$</p> <p>$n = 3.9$ $9 \text{ (15 - 5\% = 1.34)}$</p> <p>$S = 10.96 \text{ cm}$ $11 \text{ (11 - 5\% = 0.0194)}$</p> <p>USAR: 10 VARILLAS 5/8 cada 11 cm</p>	<p>DISEÑO DE VIGAS INTERIORES</p> <p>$A_{s \text{ req}} = 0.0107 \cdot P_u \cdot l = 14.89 \text{ cm}^2$</p> <p>$n = 7 \text{ varillas}$</p> <p>$S = 26 \text{ cm}$</p> <p>USAR: 7 varillas de 5/8 cada 26 cm</p> <p>$p_1 \cdot l = 42$</p> <p>$a_2 \cdot w = 35$ 44.31 cm</p> <p>$t_v = 0.07 \text{ m}$</p> <p>$M_{max} = 61 \text{ ton} \cdot \text{m}$</p> <p>$t_{max} = 49 \text{ cm}$ $n = 5.8$ 1.25</p> <p>$d_p = 33.91 \text{ cm}$ 3.41</p>								



COLUMNA EXTERIOR	F1	Z0	77.34	Z1	15.6	-	73.14
COLUMNA INTERIOR	F2	Z0	77.34	Z1	15.6	-	73.14
ht =	2 m	altura =	0.4	rad			
sh =	1.96 mrad	h =	4300	kg/mad			
fe =	230 kg/cm ²	cl =	0.4	0.4	m ²		
pl =	83.5 mrad	c2 - D =	0.8	m	columna circular		
		r =	25	cm			



SOLUCIÓN

DIMENSIONAMIENTO ZAFATA EXTERIOR

ESTIMACIÓN: $A_e = 1.79 \text{ m}^2$

DONDE: $F1 = 75.14 \text{ m}$
 $sh = 40.10 \text{ mrad}$
 $A_e = 1.936 \text{ m}^2$
 $E = 0.2634$

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

$T = 2.50$
 $S = 0.975 \text{ m}$
 $S = 0.975$

VIGA DE CONEXIÓN

$b = 1.07$
 $b = 0.50$
 $b = 0.50$
 $b = 0.50$

$W_{ca} = 0.5$
 $W_{ca} = 0.5$

DIMENSIONAMIENTO DE ZAFATA INTERIOR

$W_s = 0.95 \text{ mra}$
 $2.6025685 \text{ mra} = 0.822 \text{ m}$
 $A_e = 2.79 \text{ m}^2$

para de conexión: 2.4 mra

1.79
 $T = 0.57$

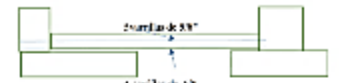

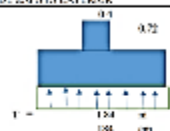

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONEXIÓN

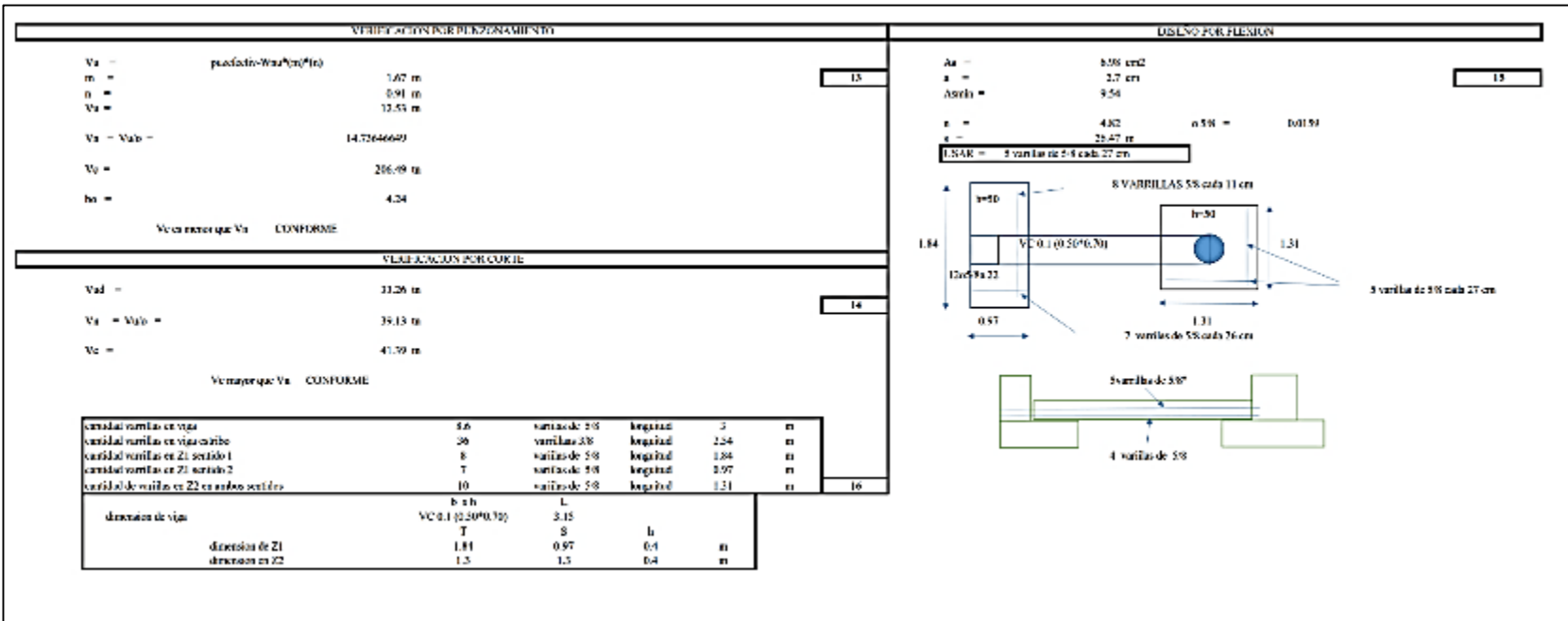
$P1a = 109.276 \text{ m}$
 $W_{ca} = 1.24 \text{ mra}$
 $2.6025685 \text{ mra} = 121.11 \text{ m}$
 $W_{ca} = 134.27 \text{ mra}$

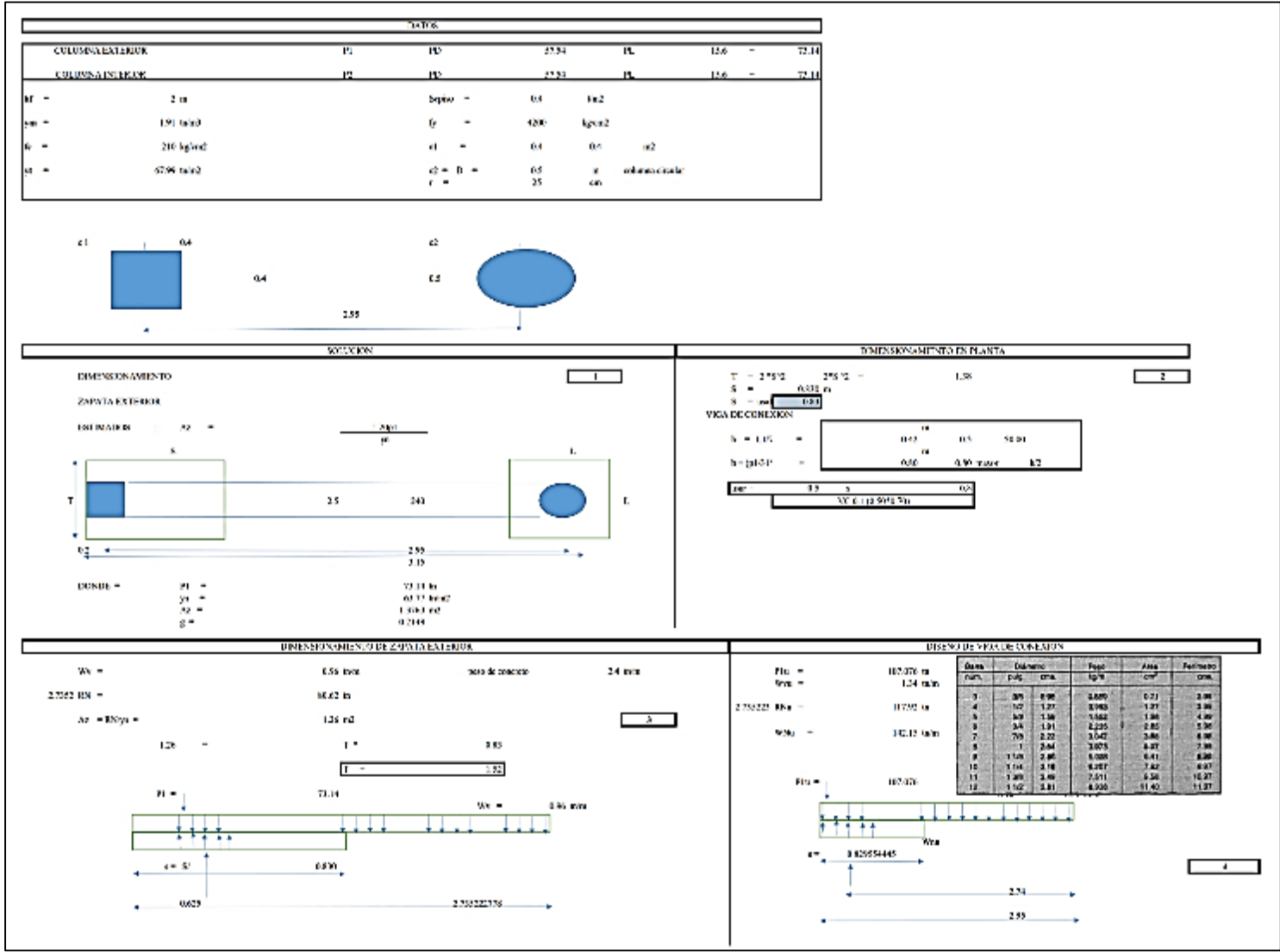
Etapa	Diámetro	Peso	Área	Perímetro	
Num.	Pulg.	kg/m	cm ²	cm.	
3	3/8	0.88	0.489	0.27	2.94
4	1/2	1.37	0.869	0.27	3.98
5	5/8	1.59	1.582	0.36	4.99
6	3/4	1.81	2.205	0.45	5.98
7	7/8	2.25	3.342	0.54	6.98
8	1	2.66	5.073	0.63	7.98
9	1 1/8	3.60	8.028	0.72	8.98
10	1 1/4	4.50	11.207	0.81	9.97
11	1 3/8	5.40	14.611	0.90	10.97
12	1 1/2	6.81	20.338	1.00	11.97

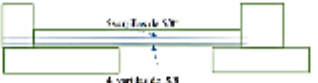
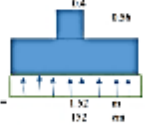
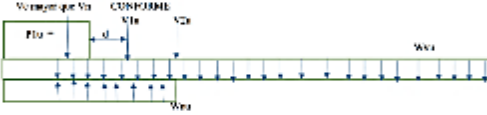



REPÚBLICA DOMINICANA

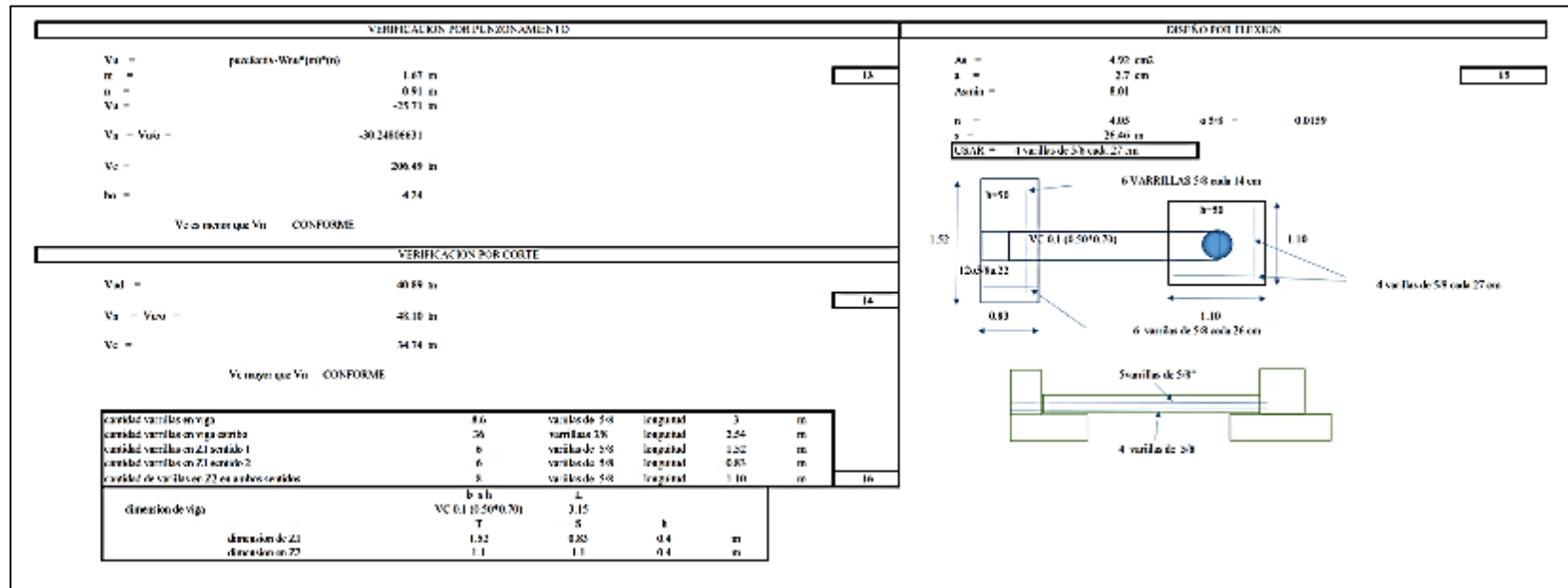
REPÚBLICA DOMINICANA

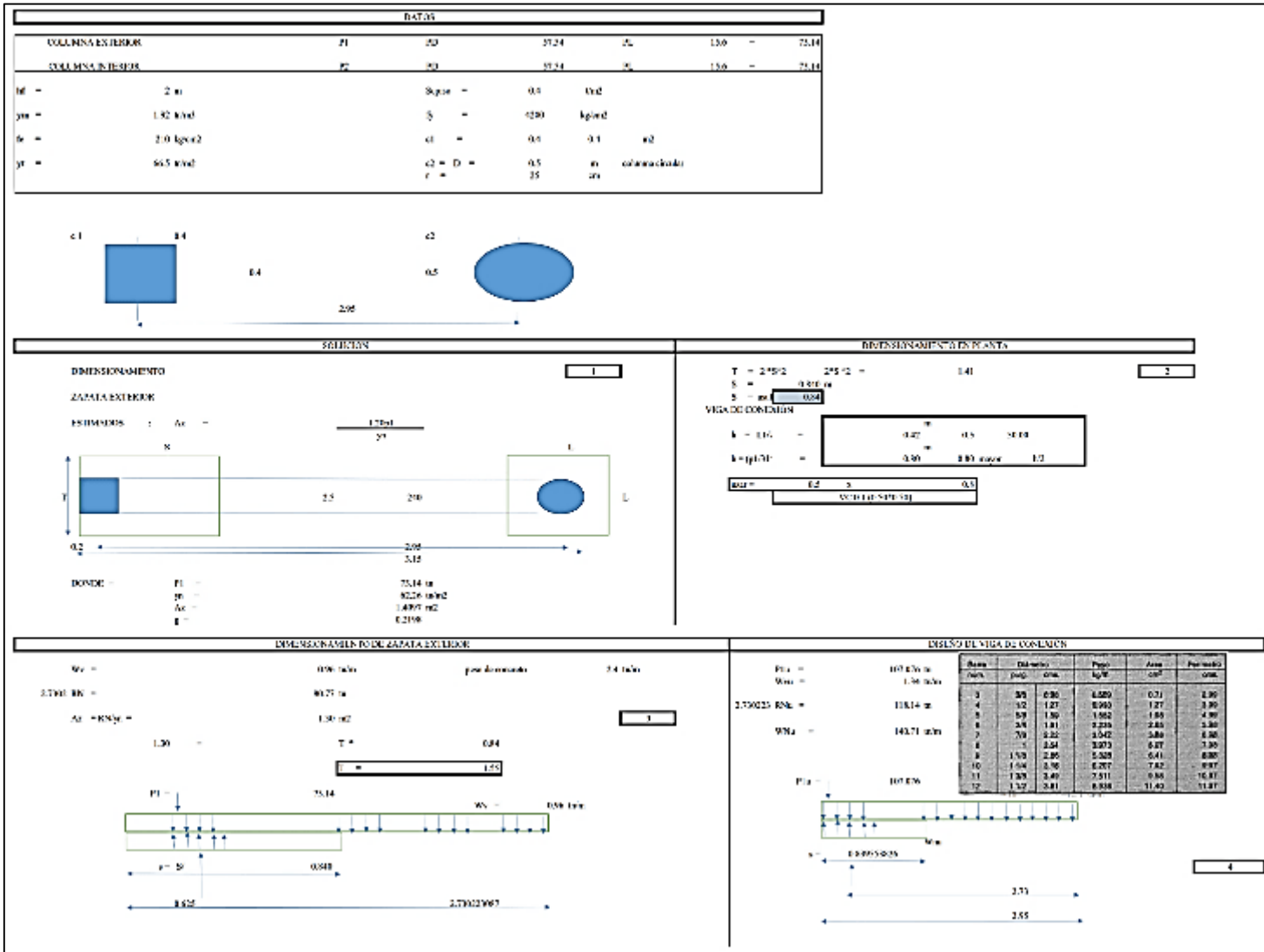
<p> $A_c = 0.87 \text{ m}^2$ $S = 0.57 \text{ m}^2$ $M_{max} = (W_{1a} + W_{2a}) \cdot X_{or(2)} - p_{1a} \cdot X_{or(2)} = -19.07 \text{ kNm}$ $A_s = 1.47 \text{ cm}^2$ 12.26 cm^2 $d = 45.5$ $M_{total AS \text{ rala}} = 7.32 \text{ cm}^2$ $59^\circ = 123$ $n = 4.35 \text{ varillas}$ $59^\circ = 158$ $p = 0.00750$ Varillas de 10" $p_{1a} = 0.0035$ p mayor que $p_{CONCRETO}$ </p>	<p> $A_s^* = (A_{sD} + A_{sG}) \text{ mayor que } A_{smin}$ $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$ $59^\circ = 123$ $A_{sra} = 5.72 \text{ cm}^2$ $59^\circ = 158$ $n = 4 \text{ varillas}$ $p_{1a} = A_{s \text{ mayor que } A_{smin}}$ Varillas de 5/8 4 varillas de 20  </p>				
DISEÑO POR DORTI	DISEÑO DE ZAFATA EXTERIOR				
<p> $V_{1a} = 4.75 \text{ k}$ $V_{2a} = 12.75$ $V_a = V_{1a} + V_{2a} = 17.50$ $V_e = 31.97$ </p>  <p> USAR: Varilla de 10 mm $59^\circ = 123$ 5 varillas de 10" 31.25 cm 5.8 cm varillas de 5/8 </p>	<p> $W_{1a} = 45.91 \text{ kNm}$ $M_{max} = 17.50 \text{ kNm}$ $M_a = 17.50$ $p = 0.0035$ $W = p \cdot l^2 / 8 = 0.85$ $17.50 \cdot (10^2 - 0.85 \cdot 10^2) / (8 \cdot 0.0035 \cdot 10^8) = 1.02 \text{ m}$ RESOLVER CON CALCULADORA </p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>$b = 47 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td>$d = 34.86 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td>$h = 41 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td>$e = 21.7 \text{ cm}$</td></tr> </table> 	$b = 47 \text{ cm}$	$d = 34.86 \text{ cm}$	$h = 41 \text{ cm}$	$e = 21.7 \text{ cm}$
$b = 47 \text{ cm}$					
$d = 34.86 \text{ cm}$					
$h = 41 \text{ cm}$					
$e = 21.7 \text{ cm}$					
DISEÑO POR DORTI	DISEÑO DE ZAFATA INTERIOR				
<p> $V_{1a} = 26.55 \text{ k}$ $V_a = 31.21 \text{ k}$ $V_e = 24.76 \text{ k}$ </p> <p style="text-align: center;">V_e mayor que V_a CONFORME</p>	<p> $P1 \text{ r1} = (P1 - P2) \cdot W_1 / L + R1 = 78.68 \text{ k}$ $p_{1a} \text{ r1} = -181.92 \text{ k}$ $p_{1a} = 187.076$ $A_s = p_{1a} \cdot W_1 \text{ mayor} = 1.11 \text{ cm}^2$ $A_c = 1.51$ $X = 1.31 \text{ m}$ 122.49 $X = 132.47 \text{ cm}$ $W_{1a} = p_{1a} \cdot X^2 / 8 = 39.24$ </p> 				
DISEÑO POR FLEXION	RESPUESTO ESTRUCTURAL				
<p> $A_s = 15.82 \text{ cm}^2$ $A_{sra} = 7.32 \text{ cm}^2$ $n = 5.0$ $S = 11.18 \text{ cm}$ $R - D_1 - S_2 = 1.98$ $11 - D_1 - S_2 = 4.159$ </p> <p>USAR: 6 VARILLAS 5/8 cada 11 cm</p>	<p> $p_{1a} \text{ r2} = 0$ $A_s \text{ r2} = 35^\circ = 44.31 \text{ cm}^2$ $1.5 = 0.80 \text{ m}$ $M_{max} = 7.5 \text{ kNm}$ $h_{total} = 30 \text{ cm}$ $e = 58$ $6p = 33.91 \text{ cm}$ $e = 11$ 1.59 </p>				

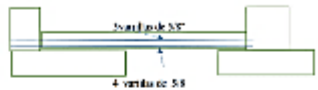








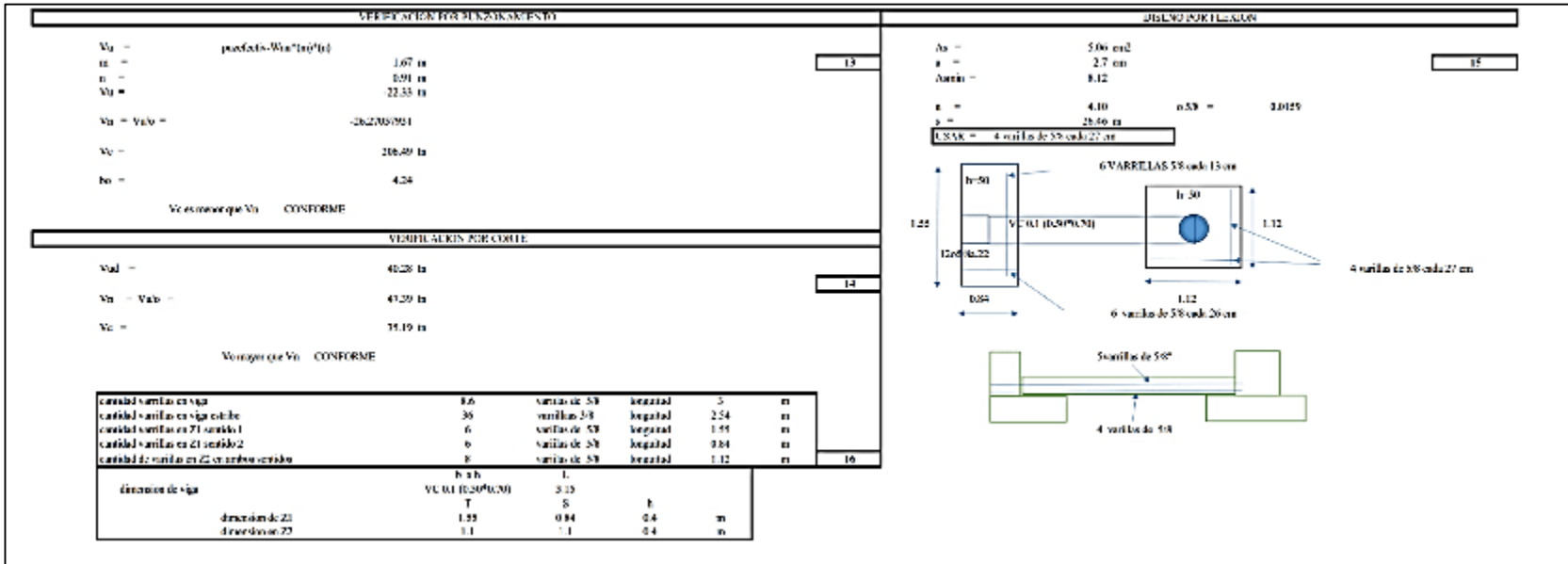


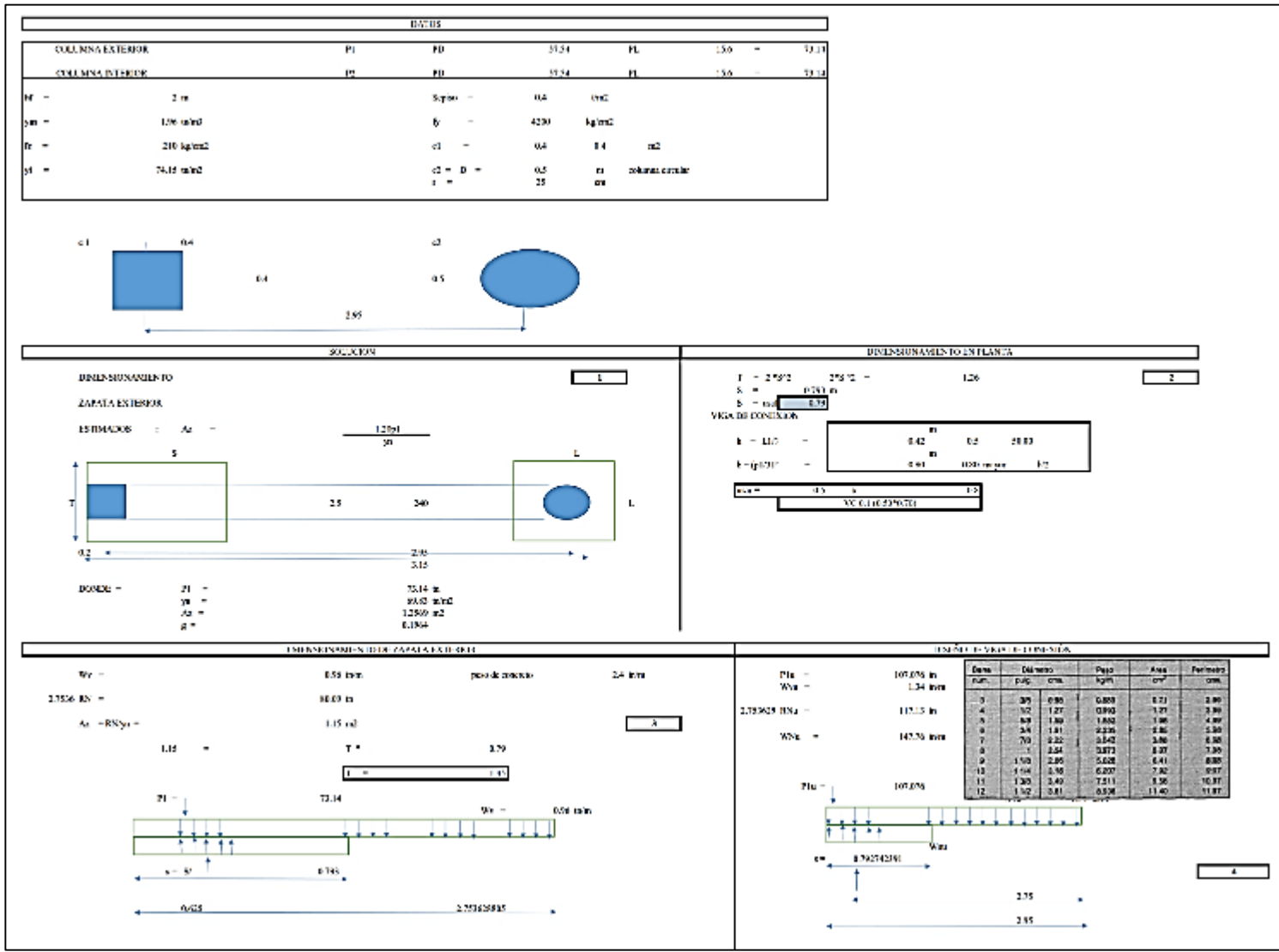
SECCION DE VIGAS Y COLUMNAS				ELEGIMIENTO DE LA CARGA INTERNA			
$Z_{ox} =$	0.76 metros que	$S =$	1.82	columnas	$A_{ot} =$	$A_{ot}(S) = A_{ot} \cdot C_{mayor} o \text{ que } A_{ot}$	
Módulo $=$	$(W_{x1} \cdot W_{x2})^2 \cdot Z_{ox}(2) - p_{10}^4 (1 \pm 4(2))$			12.24	$A_{ot} =$	3.36 m^2	$S_{ot} =$ 1.29
$A_{ot} =$	0.35400	3.46 m^2			$A_{ot} =$	3.77 m^2	$S_{ot} =$ 1.58
$d =$	42.2				$n =$	4 varillas	
área de AS mín $=$	7.92 cm^2		$S_{ot} =$ 1.39		como $=$	As menor que A_{ot}	varilla de 20
$s =$	4.96 varillas	Formado de 3-9"	$S_{ot} =$ 1.38			4 varillas de 20	
$p =$	0.00568						
$p_{min} =$	0.0052	p mayor que p_{min}	CONFORME				
DISEÑO DE PAREDES				DISEÑO DE ZAFATALES DE BLOQUE			
$V_{1U} =$	10.12 kn			$W_{1U} =$	72.37 kn		
$V_{2U} =$	9.73			$M_{1U} =$	12.22 $kn \cdot m$		
$V_{1d} = V_{1U} =$	11.43			$M_{1d} =$	0.895	$1 =$ 1.32 m	
$V_{2d} =$	11.20			$W =$	$p^2 \cdot H^3 / 6$	$=$ 0.08	
			$2.4 \cdot A_{ot} =$ 0.72				
			$2.4 \cdot M_{1U} =$ 0.59				
USAR : 					12.22	$1013 = 3.92107 (100 / (2.768)) \cdot (1 \pm 0.9) (0.8)$	RESOLUCION CALCULADORA
							$n =$ 35 cm
							$d =$ 31.25 cm
							$s =$ 40 cm
							$t =$ 31.2 cm
DISEÑO DE PAREDES				DISEÑO DE ZAFATALES DE BLOQUE			
$V_{1U} =$	18.91 kn			$P_{1d} = 0.45 - 0.11 - 0.01 = 0.33$	77.68 kn	$p_{2d} =$ 107.05%	
$V_{1d} =$	23.30 kn			$P_{1U} =$	-104.90 kn		
$V_{2d} =$	20.20 kn			$A_{ot} =$	$p_2 \cdot d_2 \cdot s_{ot} \cdot p_{ot}$	1.22 m^2	
		CONFORME		$A_{ot} =$	1.10	$s =$ 1.10 m	
				$W_{1U} =$	$\frac{p_2 \cdot d_2 \cdot s_{ot}}{6}$	0.21	$s =$ 1.11 m
							
				$p_{ot} \cdot d^2 = d^2$			
				$d^2 = p_{ot} \cdot d^2 =$	44.51 cm		
				$d =$	6.67 m		
				$M_{1U} =$	3.7 $kn \cdot m$		
				$W_{1U} =$	0.01 m		
				$d_{ot} =$	30 cm	$p_{ot} =$ 0.01	1.34
				$d_{ot} =$	33.91 cm		
DISEÑO POR FLESIÓN				DISEÑO DE ANCLAJE DE BARRAS EN BLOQUE			
$A_{ot} =$	11.31 cm^2			$A_{ot} =$	0.00196 $m^2 =$ 1.96 cm^2		
$A_{ot} =$	3.97 cm^2			$s =$	3	varillas	
$s =$	3.7			$s =$	24	cm	
$s =$	15.67 cm	$\phi =$ 40 $mm =$ 1.58					
		$\phi =$ 50 $mm =$ 2.03125					
							
DISEÑO DE ANCLAJE DE BARRAS EN BLOQUE				DISEÑO DE ANCLAJE DE BARRAS EN BLOQUE			
$A_{ot} =$	0.00196 $m^2 =$ 1.96 cm^2						
$s =$	3	varillas					
$s =$	24	cm					
USAR $=$	3 varillas de 20 cada 24 cm						



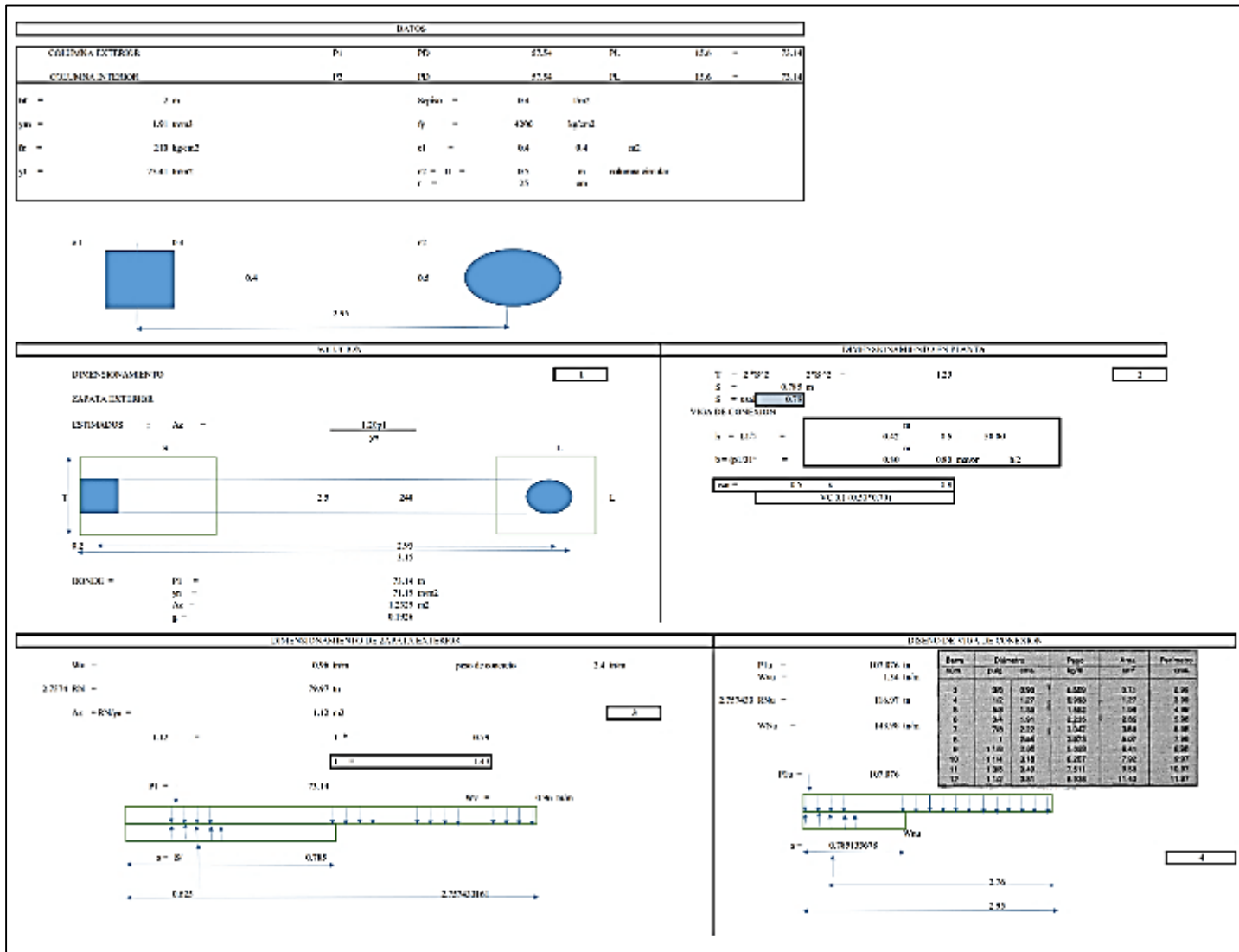



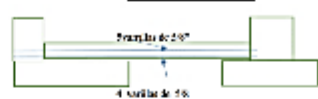
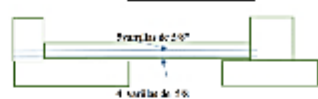
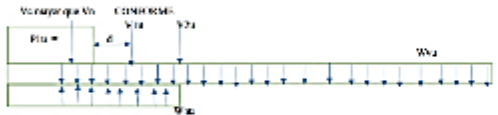
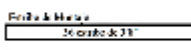
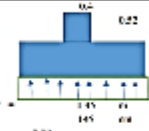
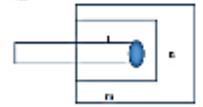

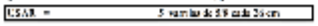
DISEÑO DE BARRAS DE FONDO				DISEÑO DE BARRAS DE FONDO			
$N_d = 0.77$ toneladas $M_{max} = 19.54 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$ $A_s = 952.06$ cm ² $z = 41.1$ $\text{sección de acero} = 7.00$ varillas $n = 4.08$ varillas $p = 0.0064$ $\rho_{min} = 0.003$	$S = 0.94$ columna $l = 14.56$ m $1.50 = 1.96$ $1.50 = 1.96$ $3 \text{ varillas de } 5^{\circ}$ $p \text{ mayor que } \rho_{min}$ CONFORME	<input type="text" value="7"/>		$A_s = 1.04 \cdot A_s \text{ columnas iguales } A_{sc}$ $A_s = 3.75$ cm ² $A_{sc} = 3.75$ cm ² $n = 4$ varillas $\text{sección de acero} = 4 \text{ varillas de } 5^{\circ}$ $3 \text{ varillas de } 5^{\circ}$ $4 \text{ varillas de } 5^{\circ}$	$2.97 = 1.29$ $2.97 = 1.58$	<input type="text" value="8"/>	
DISEÑO DE LA ZAPATA INTERIOR				DISEÑO DE LA ZAPATA EXTERIOR			
$V_{1a} = 336$ tn $V_{2a} = 991$ $V_a = V_{1a} + V_{2a} = 1327$ $V_c = 3187$	$W_{1a} = 16.45$ m ³ $M_{1a} = 12.51$ m ³ $M_c = 0.684$ $W = p \cdot l \cdot b \cdot l = 0.65$	$3/8 \text{ Di} = 0.71$ $3/8 \text{ Di} = 0.38$ $36.1 = 35.28$ varillas 18 mm $16.25 = 1.8$	$12.51 \cdot 10^3 = 0.87 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot (270 - 80) \cdot (1 + 0.99 \cdot 85)$ RESOLVER CON CALCULADORA	$W_{1a} = 16.45$ m ³ $M_{1a} = 12.51$ m ³ $M_c = 0.684$ $W = p \cdot l \cdot b \cdot l = 0.65$	$T = 1.29$ m 1.58 m	<input type="text" value="9"/>	
$V_{1b} = 1924$ tn $V_b = 2199$ tn $V_c = 2041$ tn V_a mayor que V_c CONFORME	$A_s = 1168$ cm ² $A_{sc} = 604$ cm ² $n = 5.4$ $n = 13.28$ varillas	$36.1 = 35.28$ varillas 18 mm $16.25 = 1.8$		$12.51 \cdot 10^3 = 0.87 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot (270 - 80) \cdot (1 + 0.99 \cdot 85)$ RESOLVER CON CALCULADORA		<input type="text" value="10"/>	
DISEÑO DE LA ZAPATA EXTERIOR				DISEÑO DE LA ZAPATA EXTERIOR			
$V_{1a} = 1924$ tn $V_b = 2199$ tn $V_c = 2041$ tn V_a mayor que V_c CONFORME	$A_s = 1168$ cm ² $A_{sc} = 604$ cm ² $n = 5.4$ $n = 13.28$ varillas	$36.1 = 35.28$ varillas 18 mm $16.25 = 1.8$		$12.51 \cdot 10^3 = 0.87 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot (270 - 80) \cdot (1 + 0.99 \cdot 85)$ RESOLVER CON CALCULADORA		<input type="text" value="11"/>	
REVISIÓN TRANSVERSAL				REVISIÓN TRANSVERSAL			
$A_{sc} = 604$ cm ² $n = 5.4$ $p = 0.0064$ $\rho_{min} = 0.003$	11.25 cm 11.25 cm			$11.25 = 1.12$ cm $11.25 = 1.12$ cm 53.83	$11.25 = 1.12$ cm $11.25 = 1.12$ cm 53.83	<input type="text" value="12"/>	
$A_{sc} = 604$ cm ² $n = 5.4$ $p = 0.0064$ $\rho_{min} = 0.003$	11.25 cm 11.25 cm			$11.25 = 1.12$ cm $11.25 = 1.12$ cm 53.83	$11.25 = 1.12$ cm $11.25 = 1.12$ cm 53.83	<input type="text" value="11"/>	
$A_{sc} = 604$ cm ² $n = 5.4$ $p = 0.0064$ $\rho_{min} = 0.003$	11.25 cm 11.25 cm			$11.25 = 1.12$ cm $11.25 = 1.12$ cm 53.83	$11.25 = 1.12$ cm $11.25 = 1.12$ cm 53.83	<input type="text" value="12"/>	

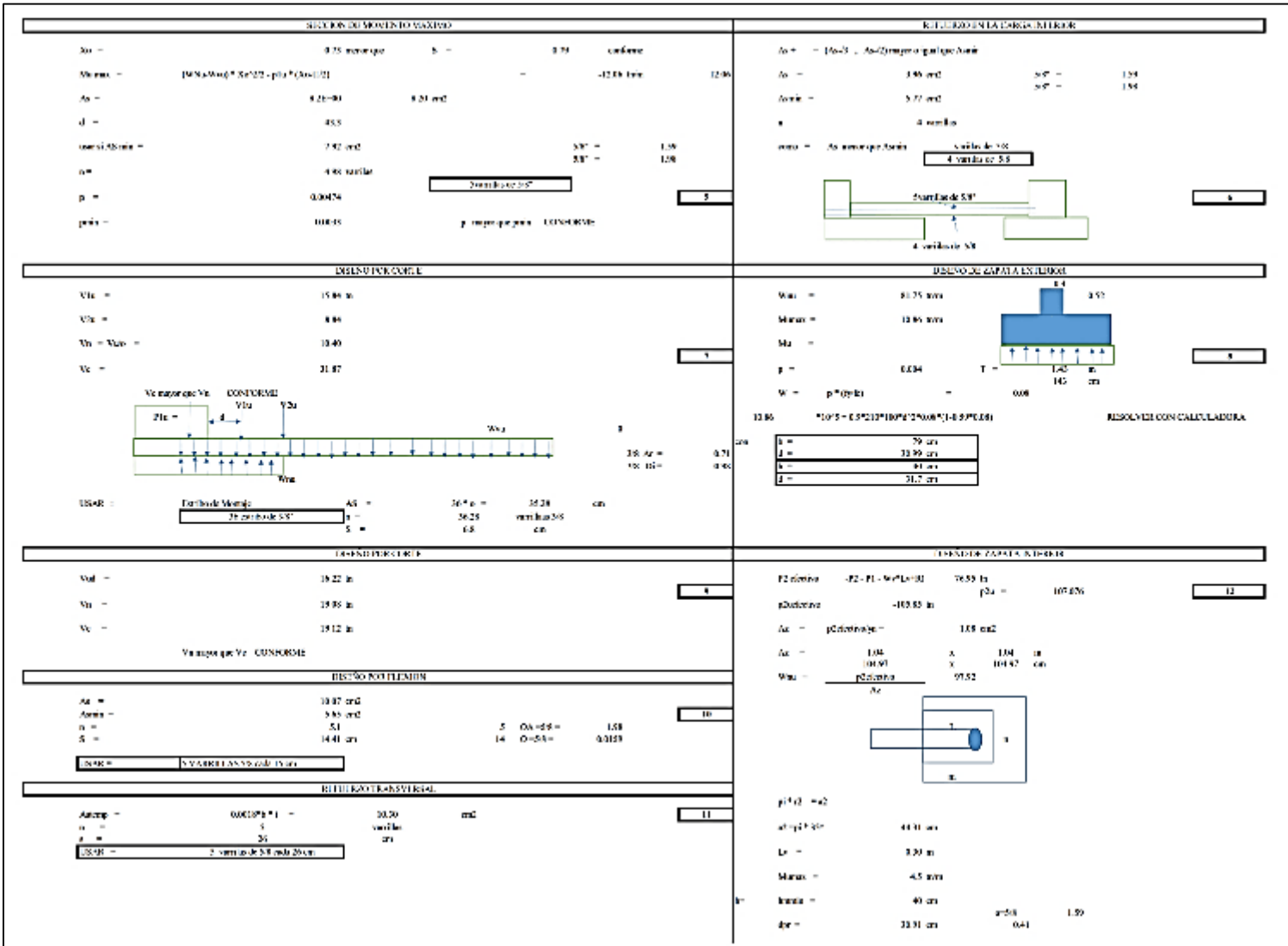




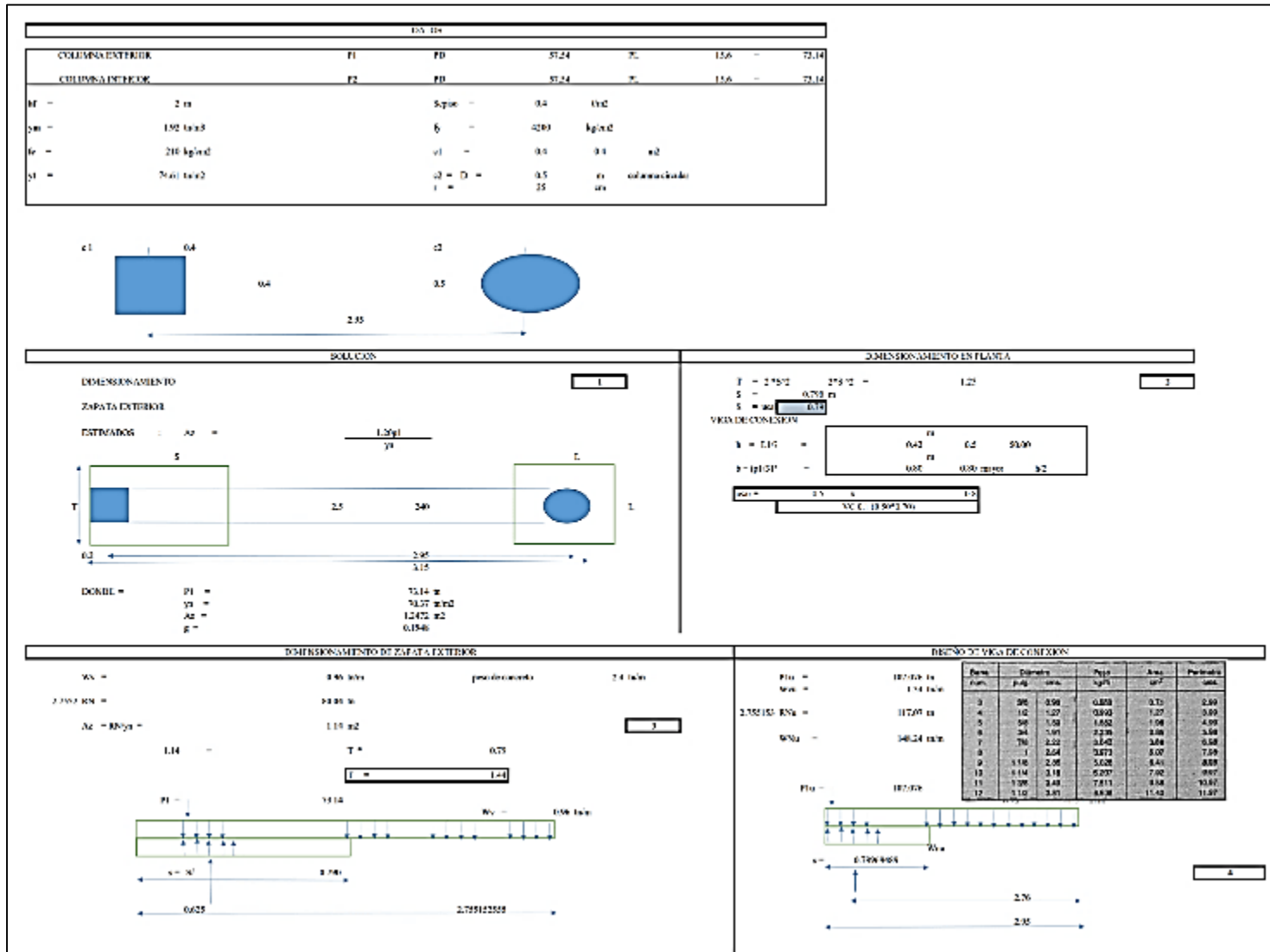
VERIFICACION POR FUNDONAMIENTO				DISEÑO POR FLEXION			
$V_u =$	perfecto- $W_u d^2/m^3$			$A_s =$	4.41 cm ²		
$m =$		1.87 m	13	$a =$	2.7 cm		15
$n =$		0.51 m		$A_{smin} =$	7.64		
$V_u =$		-19.47 m		$n =$	3.86	$\rho_{smin} =$	0.0199
$V_u = V_{ub} =$		-46.3724478		$s =$	26.45 m		
$V_u =$		206.49 m		USAR =	4 varillas de 3/8 cada 27 cm		
$h_u =$		4.24					
V_u es menor que V_u CONFORME							
VERIFICACION POR CORTE							
$V_{ud} =$		63.26 m	14				
$V_u = V_{ub} =$		50.89 m					
$V_u =$		33.08 m					
V_u mayor que V_u CONFORME							
cantidad varillas en viga		8.6	varillas de 5/8	longitud	7	m	
cantidad varillas en viga central		36	varillas de 3/8	longitud	2.54	m	
cantidad varillas en Z1 sección 1		5	varillas de 3/8	longitud	1.45	m	
cantidad varillas en Z1 sección 2		5	varillas de 5/8	longitud	0.79	m	
cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos		8	varillas de 3/8	longitud	1.05	m	16
dimension de viga		h 9.3	l				
		VC: 0.1 (0.50*0.70)	3.15				
		1	8	h			
dimension de Z1		1.45	0.79	0.4	m		
dimension en Z2		1.1	1.1	0.4	m		



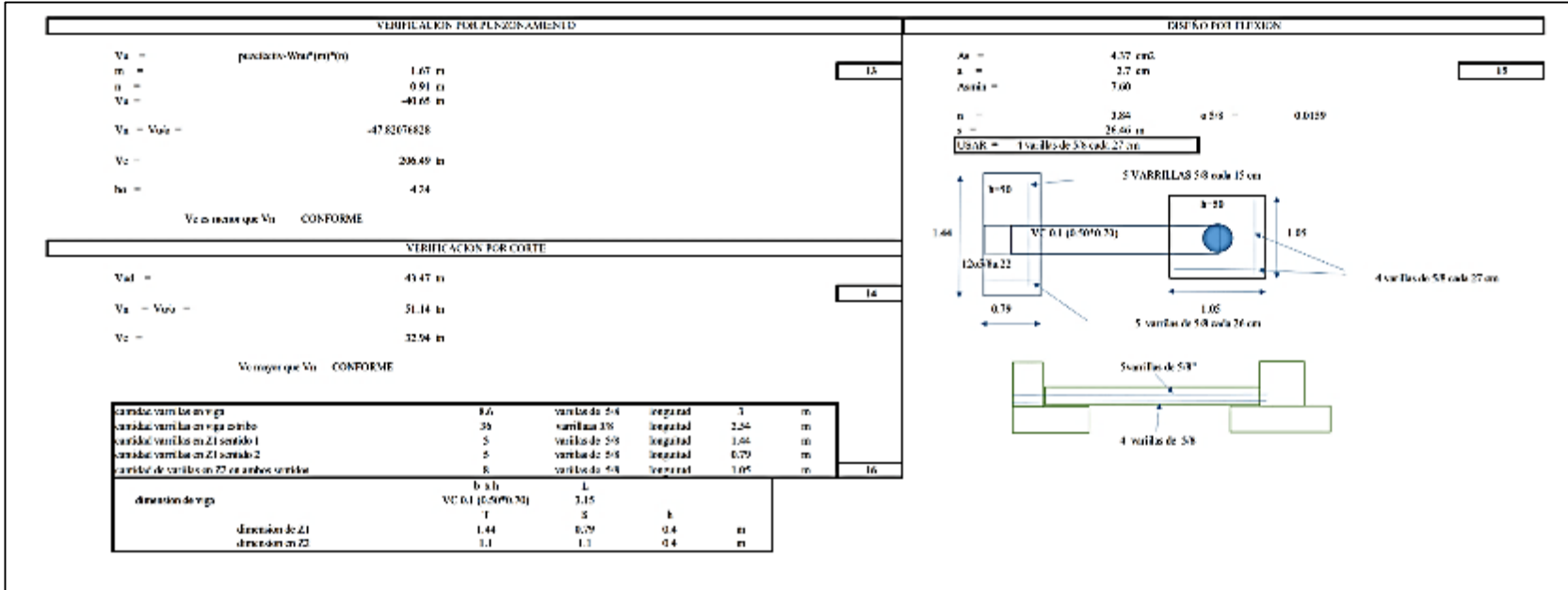
SECCION DE MAMPUESTO INTERIOR			SECCION DE LA CARGA EXTERIOR		
$S_a = 0.75$ menor que $S = 0.79$ considere $M_{max} = (W_u \cdot W_u) \cdot A_o / C - p_{tr} \cdot (d_o - H)$ = -12.25 knm 12.28 $A_o = 8.41 \text{ m}^2$ 8.42 m ² $d = 19.3$ $W_u \cdot W_u = 7.42 \text{ m}^2$ $S^* = 1.54$ $S^* = 1.54$ $n = 4.88$ varillas  $p = 0.0089$ $p_{tr} = 0.0075$ p mayor que p_{tr} - CONSIDERESE			$A_o = (A_o - C) \cdot A_o / C$ mayor o igual que A_o $A_o = 5.77 \text{ m}^2$ $S^* = 1.59$ $A_o = 5.77 \text{ m}^2$ $S^* = 1.58$ $n = 4$ varillas $W_u =$ As menor que W_u  $p = 0.0089$ $p_{tr} = 0.0075$ 		
DISEÑO POR CURTE			DISEÑO DE ZAPATA EXTERIOR		
$V_{1a} = 14.82 \text{ kn}$ $V_{2a} = 8.99$ $V_u = V_{1a} = 14.82$ $V_u = 11.82$  <p style="font-size: small;"> V_{1a} mayor que V_u - CONSIDERESE V_{2a} </p> <p style="font-size: small;"> W_u $3.8 \cdot A_o = 0.21$ $3.8 \cdot d_o = 0.06$ </p> <p style="font-size: small;"> USAR :  $A_s = 26.25$ varillas $\phi 19$ $n = 6.8$ varillas $\phi 19$ $S = 1.68$ varillas $\phi 19$ </p>			$W_u = 807 \text{ mm}$ $d_o = 0.22$ $M_{max} = 11.08 \text{ knm}$ $V_u = 11.08$  $p = 0.0089$ $p_{tr} = 0.0075$ $n = 4$ $W = p \cdot (W_u)$ = 0.08 $1.108 = 1.108 \cdot 0.22 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00$ RESOLVER CON CALCULADORA		
DISEÑO POR CURTE			DISEÑO DE ZAPATA EXTERIOR		
$V_{1a} = 16.74 \text{ kn}$ $V_{2a} = 10.65 \text{ kn}$ $V_u = 16.74 \text{ kn}$ V_u mayor que V_u - CONSIDERESE			$p_{2} \text{ (corte)} = 40 \cdot (1) \cdot (W_u) \cdot (W_u) = 77.06 \text{ kn}$ $p_{2} \text{ (corte)} = 100.68 \text{ kn}$ $p_{2a} = 107.075$ $A_o = p_{2} \text{ (corte)} = 1.10 \text{ m}^2$ $A_s = 11.5$ $n = 1.35$ varillas 169.85 $n = 18.06$ varillas $W_u = 83.77$ 		
DISEÑO POR FLECCIÓN					
$A_s = 10.25 \text{ m}^2$ $A_{s(1)} = 5.71 \text{ m}^2$ $n = 5.2$ $S = 14.24 \text{ m}$ S $0.04 \cdot 1.58 = 1.54$ 14 $0.25 = 0.0189$ <p style="font-size: small;">USAR :  2 VARILLAS $\phi 19$ cada 14 cm</p>					
SECCION DE MAMPUESTO EXTERIOR					
$A_{s(1)} = 0.00181 \cdot V_u = 13.40 \text{ m}^2$ $n = 5$ varillas $S = 7.5$ <p style="font-size: small;">USAR :  5 varillas $\phi 19$ cada 7.5 cm</p>					

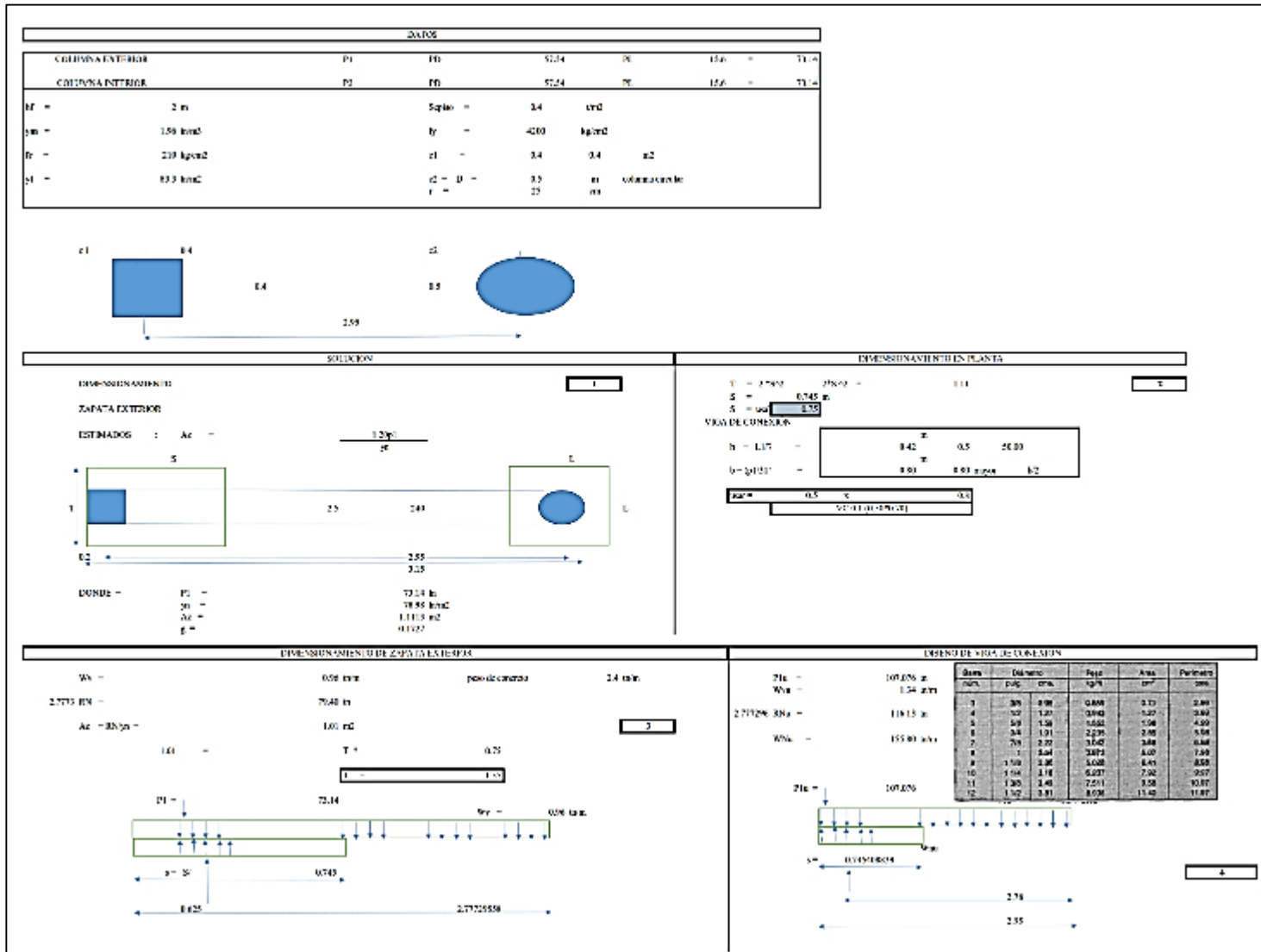



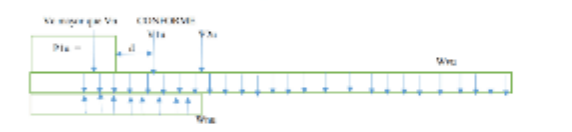
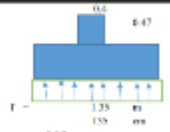

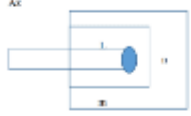


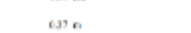

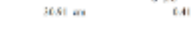
VERIFICACION POR DEFORMACION					DISEÑO POR FLEXION																																		
$V_d =$	coeficiente V_{d1}/V_{d2}				$A_s =$	4.21 cm^2																																	
$m =$		1.57 m		13	$a =$	2.7 cm			15																														
$s =$		0.81 m			Area =	7.56																																	
$V_c =$		-42.52 m			$n =$	3.82	$\rho > \rho_{\min} =$	0.0129																															
$V_c = V_{d1} =$		-50.0259981			$s =$	25.46 cm																																	
$V_c =$		206.49 m			USAR = 4 varillas de 2" cada 27 cm																																		
$V_c =$		4.24																																					
Ver mayor que V_{d1} CONFORME																																							
VERIFICACION POR CORTE																																							
$V_{d2} =$		45.78 m		14																																			
$V_c = V_{d1} =$		51.59 m																																					
$V_c =$		32.74 m																																					
Ver mayor que V_{d1} CONFORME																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <tr> <td>cantidad varillas en viga</td> <td>60</td> <td>varillas de 5/8</td> <td>longitud</td> <td>3</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad varillas en vigueteño</td> <td>36</td> <td>varillas de 5/8</td> <td>longitud</td> <td>2.54</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad varillas en Z1 varilla 1</td> <td>5</td> <td>varillas de 5/8</td> <td>longitud</td> <td>1.45</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad varillas en Z1 varilla 2</td> <td>5</td> <td>varillas de 5/8</td> <td>longitud</td> <td>0.79</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos</td> <td>8</td> <td>varillas de 5/8</td> <td>longitud</td> <td>1.04</td> <td>m</td> </tr> </table>					cantidad varillas en viga	60	varillas de 5/8	longitud	3	m	cantidad varillas en vigueteño	36	varillas de 5/8	longitud	2.54	m	cantidad varillas en Z1 varilla 1	5	varillas de 5/8	longitud	1.45	m	cantidad varillas en Z1 varilla 2	5	varillas de 5/8	longitud	0.79	m	cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos	8	varillas de 5/8	longitud	1.04	m					
cantidad varillas en viga	60	varillas de 5/8	longitud	3	m																																		
cantidad varillas en vigueteño	36	varillas de 5/8	longitud	2.54	m																																		
cantidad varillas en Z1 varilla 1	5	varillas de 5/8	longitud	1.45	m																																		
cantidad varillas en Z1 varilla 2	5	varillas de 5/8	longitud	0.79	m																																		
cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos	8	varillas de 5/8	longitud	1.04	m																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <tr> <td>dimension de viga</td> <td>b x h</td> <td colspan="2">VCE1 (0.50*0.79)</td> <td>L</td> <td>3.15</td> </tr> <tr> <td></td> <td>T</td> <td colspan="2">S</td> <td>s</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>dimension de Z1</td> <td>1.43</td> <td>0.79</td> <td>0.4</td> <td>m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>dimension de Z2</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>0.4</td> <td>m</td> <td></td> </tr> </table>					dimension de viga	b x h	VCE1 (0.50*0.79)		L	3.15		T	S		s	3	dimension de Z1	1.43	0.79	0.4	m		dimension de Z2	1.0	1.0	0.4	m												
dimension de viga	b x h	VCE1 (0.50*0.79)		L	3.15																																		
	T	S		s	3																																		
dimension de Z1	1.43	0.79	0.4	m																																			
dimension de Z2	1.0	1.0	0.4	m																																			

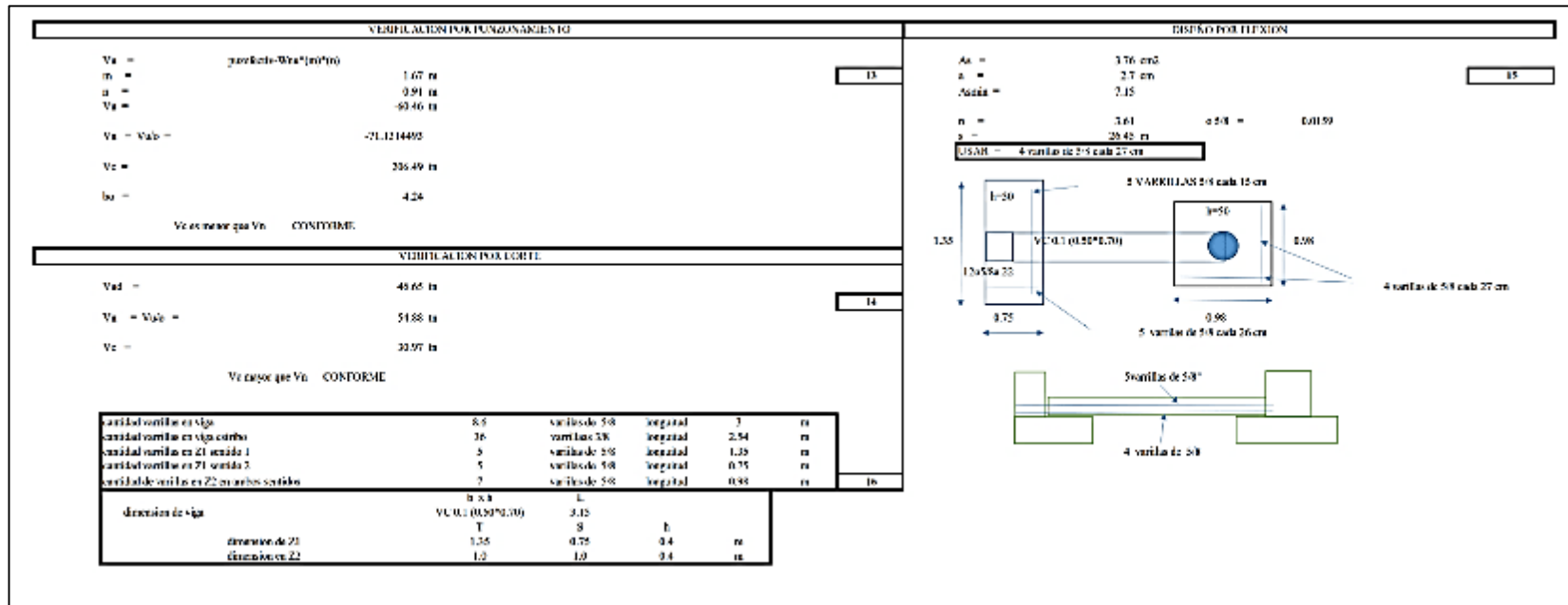


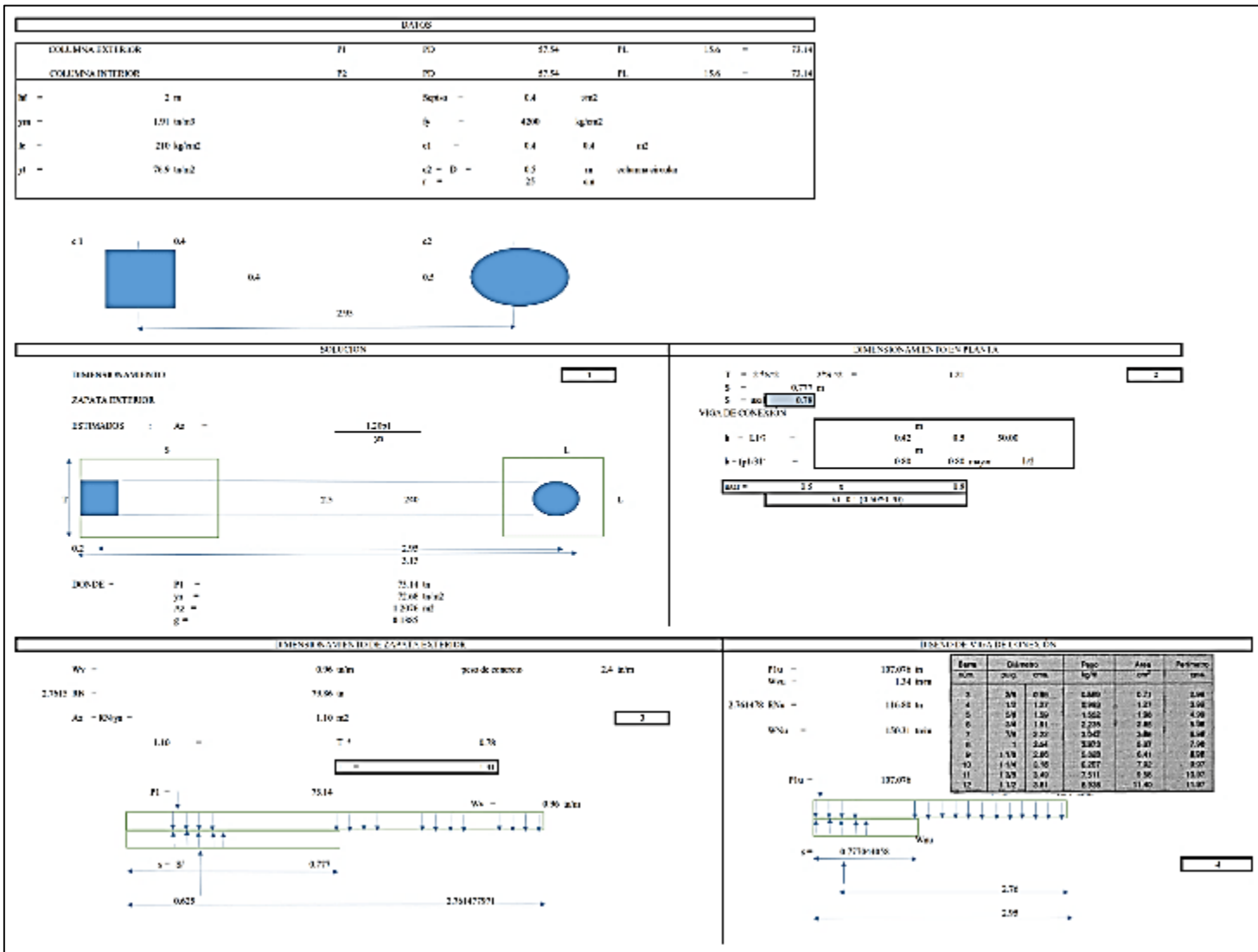
<h4 style="text-align: center;">SECCION CEMENTUNTO MARMOL</h4> <p> $X_0 = 0.71 \text{ m}$ que $S = 0.70 \text{ unidades}$ $M_{max} = (W_N - W_N) * X_0 / 22 + p_0 * (W_N / 2) = -12.25 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $A_c = 3.57 \text{ m}^2$ $\rightarrow 6.23 \text{ cm}^2$ $c = 41.2$ $area \text{ de marm.} = 7.92 \text{ cm}^2$ \rightarrow $5.8" = 1.29$ $c = 1.98 \text{ varillas}$ $p = 0.00481$ 5 $p_{min} = 0.0031$ $p_{max} \text{ que sea } 0.005000000$ </p>	<h4 style="text-align: center;">REFUERZO EN LA CARGA NEGATIVA</h4> <p> $A_c = (A_{c1} + A_{c2})$ cosas a igualar A_{c1} $A_{c1} = 3.95 \text{ m}^2$ \rightarrow $5.8" = 1.29$ $A_{c2} = 0.57 \text{ m}^2$ \rightarrow $5.8" = 1.29$ $n = 4 \text{ varillas}$ $c_{max} = A_c$ cosas que A_{c1} 6 \rightarrow $varilla de 5.8" \rightarrow 4 \text{ varillas de } 5.8"$ </p>				
<h4 style="text-align: center;">DESARROLLO DE BARRAS</h4> <p> $V_{1a} = 15.22 \text{ tn}$ $V_{2a} = 8.90$ $V_0 = V_{1a} + V_{2a} = 24.12$ $V_0 = 21.07$ 7 </p> <p> CONEXION $\phi_{barra} = 3.18 \text{ cm}$ \rightarrow $36" = 22.25 \text{ cm}$ $l_d = 36.28$ \rightarrow $varilla \text{ de } 3.18$ $S = 6.8$ </p>	<h4 style="text-align: center;">DESARROLLO DE BARRAS EN BARRAS</h4> <p> $M_{1a} = 81.25 \text{ kNm}$ $M_{2a} = 11.93 \text{ kNm}$ $M_0 =$ $p = 0.064$ $T = 144 \text{ cm}$ $W = p * (W_N) = 0.08$ 8 </p> <p> $31.00 * 10^3 = 0.05 * 10^6 * 10^2 * 0.05 * 0.51 * 0.59 * 0.55$ RESOLVER CON CALCULADORA </p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>p = 73 mm</td></tr> <tr><td>d = 21.33 mm</td></tr> <tr><td>s = 43 mm</td></tr> <tr><td>l = 11.7 mm</td></tr> </table>	p = 73 mm	d = 21.33 mm	s = 43 mm	l = 11.7 mm
p = 73 mm					
d = 21.33 mm					
s = 43 mm					
l = 11.7 mm					
<h4 style="text-align: center;">DESARROLLO DE BARRAS</h4> <p> $V_{1b} = 16.51 \text{ tn}$ $V_{2b} = 19.52 \text{ tn}$ $V_0 =$ $V_0 = 19.52 \text{ tn}$ 9 </p> <p style="text-align: center;">CONEXION</p>	<h4 style="text-align: center;">DESARROLLO DE BARRAS EN BARRAS</h4> <p> $P2 \text{ de } 6.00 = 42 \cdot P1 = W_N * L = 81$ 77.82 tn $\rho \text{ de } 6.00 = 107.75 \text{ tn}$ $\rho \text{ de } = 187.076$ 10 </p> <p> $A_c = p \cdot W_N \cdot W_N = 1.84 \text{ m}^2$ $A_c = 1.25$ \times 145 cm 105.52 \times 105.52 cm $M_{1a} = \frac{p \cdot W_N \cdot L^2}{6} = 96.42$ </p>				
<h4 style="text-align: center;">DESARROLLO DE BARRAS</h4> <p> $A_c = 0.19 \text{ m}^2$ $A_{c1} = 5.66 \text{ m}^2$ $c = 5.1$ $S = 16.51 \text{ cm}$ \rightarrow $5 \text{ DA} = 5.8" = 1.98$ $16 \text{ DA} = 5.8" = 0.0050$ 11 </p> <p style="border: 1px solid black; padding: 2px;">CONEXION</p>	<h4 style="text-align: center;">REFUERZO TRANSVERSAL</h4> <p> $A_{tr} = 0.00576 * L = 10.37 \text{ cm}^2$ 12 $c = 2$ $s = 26$ CONEXION </p>				





SECCION DE ENTALTE MAXIMO		REFUERZO EN LA CARGA INTERIOR									
$X_u =$	0.99 menor que 0.75	$S =$	0.75								
Momento =	$(W_u - W_{u1}) * X_u / 2 - p_u * (X_u / 2)$		-16.35 ton								
$A_s =$	7.02100		7.02 m ²								
$d =$	45.2										
area de AS min =	7.92 cm ²		58° = 1.39 58° = 1.58								
$\rho =$	4.96 varillas		5 varillas de 58°								
$p =$	0.00406										
$p_{max} =$	0.0433		p mayor que p_{min} CONFORME								
		5									
											
		6									
DISEÑO POR CORTE		DISEÑO DE ZAPATA EXTERIOR									
$V_{1u} =$	21.52 ton	$W_{u1} =$	86.11 ton								
$V_{2u} =$	8.06	Momento =	5.64 ton								
$V_u = V_{1u} + V_{2u} =$	9.48	$M_u =$									
$V_c =$	31.47	$p =$	0.004								
		$W = p * (b * l)$									
		$6.09 * 1.075 = 6.547125 \text{ ton} > 5.64 \text{ ton} \Rightarrow$	RESOLVER CON CATCHADORA								
											
USAR : 5 varillas de 58°		<table border="1"> <tr><td>b =</td><td>75 cm</td></tr> <tr><td>d =</td><td>30.04 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>44 cm</td></tr> <tr><td>l =</td><td>11.7 m</td></tr> </table>		b =	75 cm	d =	30.04 cm	h =	44 cm	l =	11.7 m
b =	75 cm										
d =	30.04 cm										
h =	44 cm										
l =	11.7 m										
		7									
DISEÑO POR CORTE		DISEÑO DE ZAPATA INTERIOR									
$V_{1u} =$	15.55 ton	$P2 \text{ arriba} = P2 - P1 - W_{u1} * R2 =$	76.28 ton								
$V_u =$	15.94 ton	$p_{2 \text{ arriba}} =$	-0.0668 ton								
$V_c =$	35.15 ton	$A_s = p_{2 \text{ abajo}} * b * d =$	0.57 m ²								
V_u menor que V_c CONFORME		$A_s =$	0.58								
		$x =$	0.88 m								
		$x_{max} =$	90.34 cm								
		$W_{u1} = p_{2 \text{ abajo}} * b * l =$	110.22								
		$A_s =$									
											
USAR : 5 VARILLAS 58° cada 13 cm											
		8									
DISEÑO POR FLEXION		REFUERZO TRANSVERSAL									
$A_s =$	5.96 cm ²	$A_{st \text{ min}} =$	0.0015 * b * l =								
$A_{st \text{ min}} =$	5.37 cm ²	$a =$	5								
$\rho =$	4.3	$\rho =$	28								
$s =$	13.40 cm	$\rho =$	28								
		$\rho_{max} =$	5 varillas de 58 cada 28 cm								
		9									
											
		10									
											
		11									
											
		12									
											
		13									
											
		14									

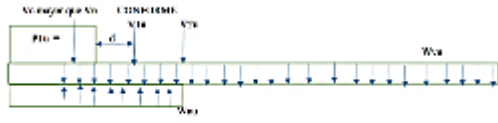




SECCION DE MOMENTO MAXIMO				
$X_0 =$	0.25 metros	$S =$	0.78	metros
$M_{max} =$	$(W_{00} + W_{01}) \cdot X_0 - p \cdot X_0 \cdot (X_0/2)$	$=$	-11.71	ton
$A_s =$	807.00	7.45 cm^2		
$d =$	63.3			
$\text{masa de acero} =$	2.93	kg	$\rho =$	1.56
$n =$	4.56	varillas	$\rho =$	1.28
$p =$	0.06460			
$p_{min} =$	0.0152		$p =$	masa que pesa CONCRETO

REQUISICION DE CARGAS EXTERNAS				
$A_s(1) =$	$(A_s(1) + A_s(2))$	masa que pesa		
$A_s =$	3.96	cm ²	$S(1) =$	1.59
$A_s(2) =$	5.77	cm ²	$S(2) =$	1.96
$n =$	4	varillas		
$\text{masa} =$	Acero que pesa			
	varilla de 10			
	4 varillas de 10			
	varilla de 16			
	1 varilla de 16			

DISEÑO POR CORTE				
$V_{1a} =$	10.95	ton		
$V_{2a} =$	8.08			
$V_0 = V_{1a} =$	10.21			
$V_1 =$	11.87			



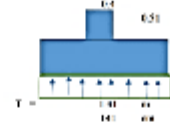
$19 \cdot A_s =$	0.71
$23 \cdot D_s =$	0.35

USAR : **Barra de Hierro** $A_S = 26 \cdot \rho = 25.28 \text{ cm}^2$

$n = 4.78$ varillas 19

$S = 6.8$ cm

DISEÑO DE ZAPATA EXTERNA				
$W_{0a} =$	82.00	ton		
$M_{0a} =$	10.62	tonm		
$M_1 =$	0.00		$T =$	10.62
$p =$	0.08			
$W =$	$p \cdot (L \cdot X)$	=	10.62	



RESOLVER CON CALCULADORA

$b =$	75	cm
$c =$	20.00	cm
$e =$	40	cm
$f =$	61.5	cm

DISEÑO POR CORTE				
$V_{0a} =$	13.96	ton		
$V_{1a} =$	18.96	ton		
$V_1 =$	18.92	ton		

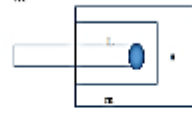
USAR que pesa CONCRETO

DISEÑO SOLICITACION				
$A_s =$	9.84	cm ²		
$A_{smin} =$	5.59	cm ²		
$n =$	5.10		$S =$	0.4550 = 1.98
$S =$	1.66	cm	$S =$	0.452 = 0.0159

USAR : **5 VARILLAS S5.5 con 15 cm**

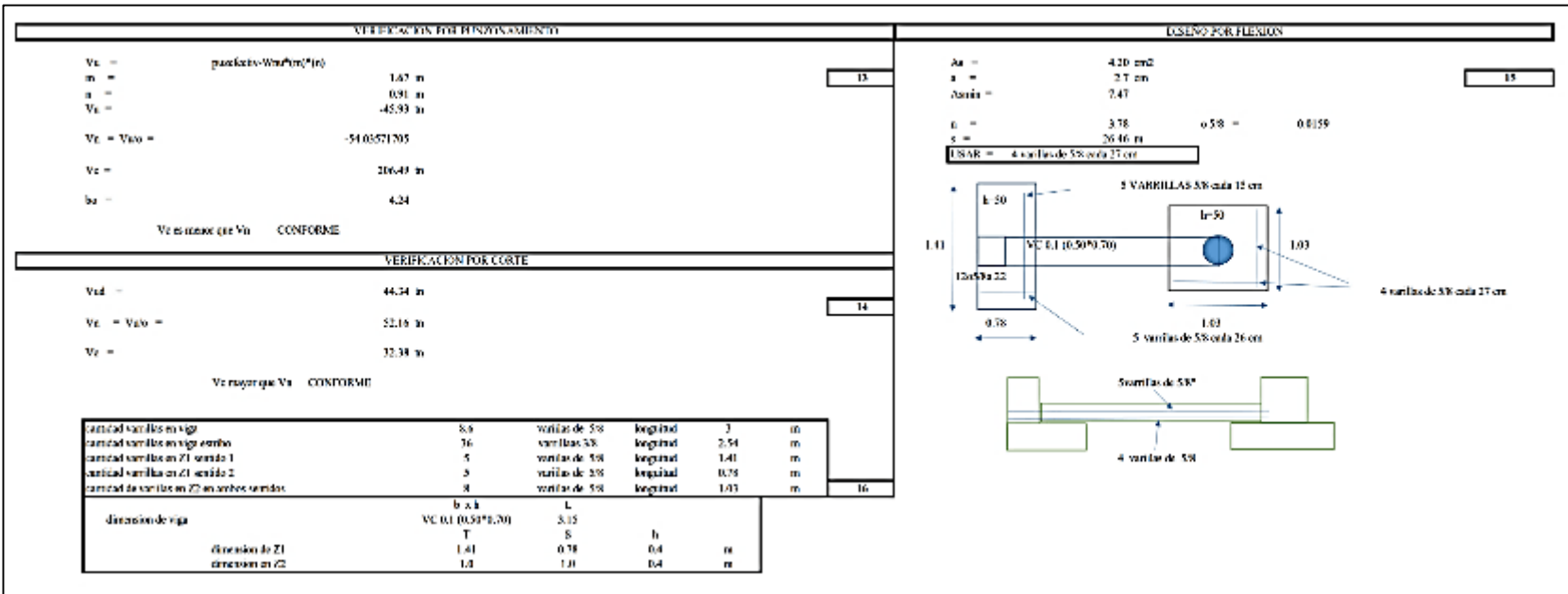
DISEÑO DE CILINDRO				
$A_{sreq} =$	$0.0018 \cdot V_1 =$	10.18	cm ²	
$n =$	5	varillas		
$S =$	28	cm		
USAR : 5 varillas de 28 con 28 cm				

DISEÑO DE ZAPATA INTERNA				
$p_1 \text{ (kilo)} =$	$(p_1 + p_2) \cdot L \cdot B / 2$	10.84 ton		
$p_2 \text{ (kilo)} =$	19.00 ton	$p_2 =$	107.04	
$A_s =$	$p_2 \cdot B \cdot X_0 =$	1.09	cm ²	
$A_s =$	1.10		$X =$	1.00
$W_{0a} =$	$p_2 \cdot B \cdot X_0 =$	10.82	ton	
		$X =$	10.82	
		$W =$	10.23	




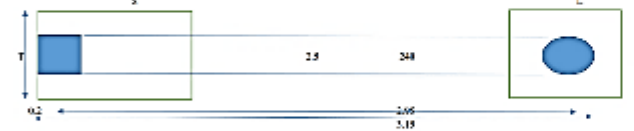
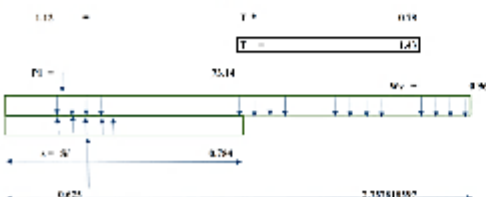
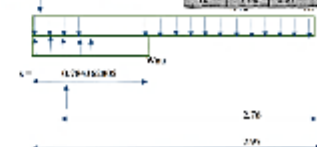
$p_1 \cdot L =$	12
$a_2 \cdot p_1 \cdot 35 =$	46.51
$L =$	0.29
$M_{max} =$	4.4
$b_{total} =$	40
$c =$	20.01



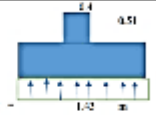
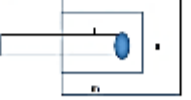
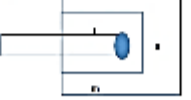
$e = 58$
 0.41
 1.23

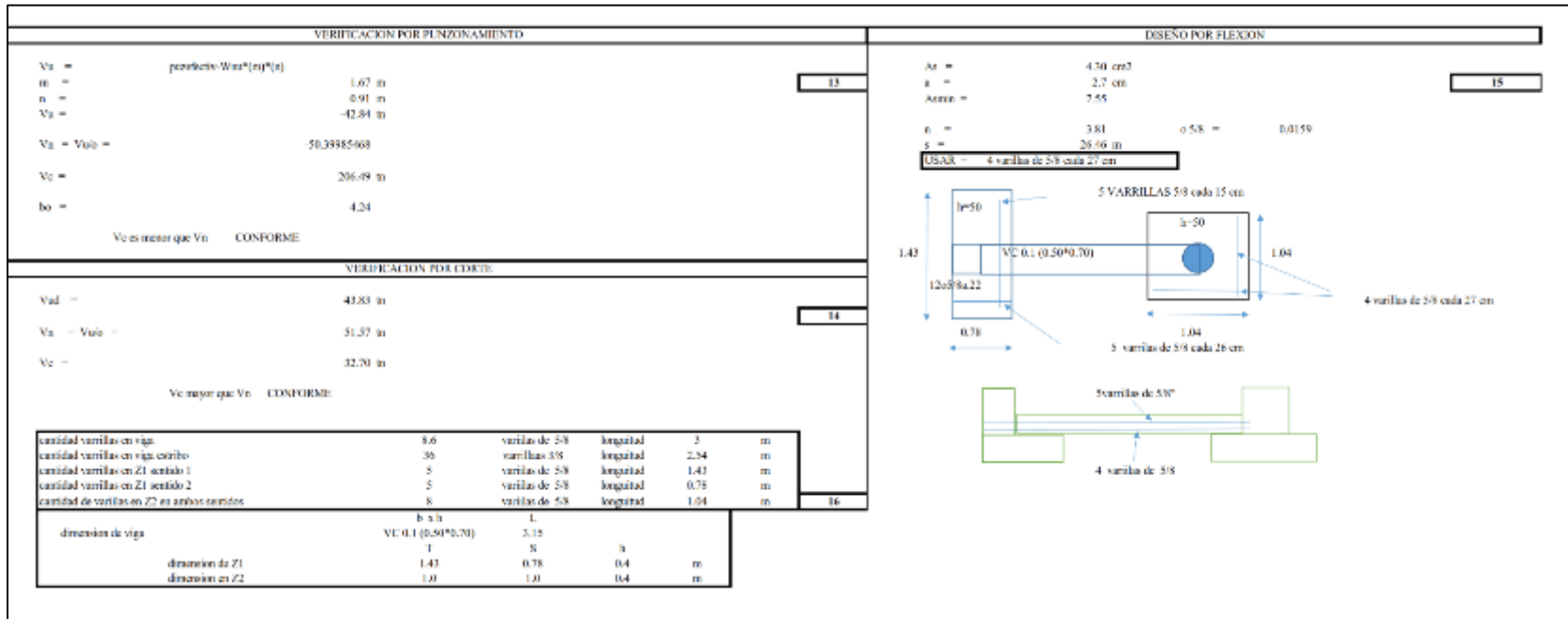


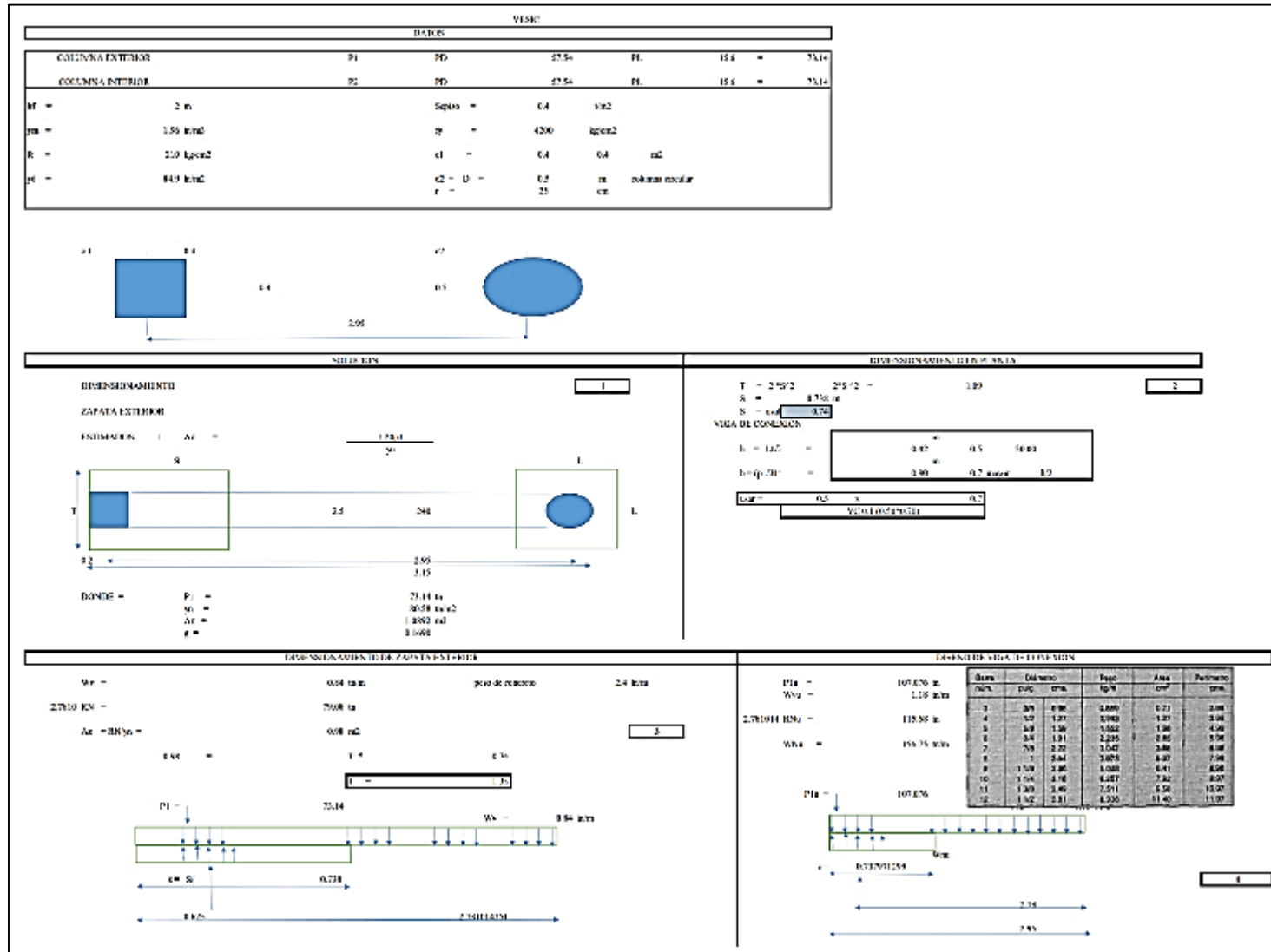
DATOS					
COLUMNA EXTERIOR	P ₁	P ₂	23.54	P ₃	12.8 = 71.14
COLUMNA INTERIOR	P ₄	P ₅	7.54	P ₆	13.4 = 21.14
M =	2 m	Separ =	0.4	h ₀₂	
ρ _{min} =	1.92 cm ²	f _y =	4200	h ₀₂ =	
ρ =	210 kg/cm ²	e ₁ =	0.4	h ₀₁	1.0
ρ _{max} =	75.57 cm ²	d ₁ = D =	0.5	m	columna circular
		r =	23	cm	


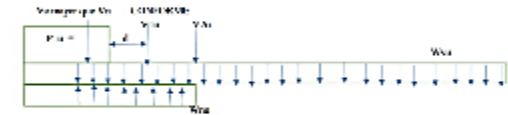
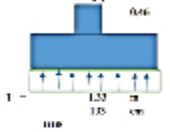
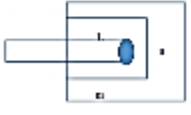


DIMENSIONAMIENTO	DIMENSIONES DE LAS PLACAS																																																																													
<p>DIMENSIONAMIENTO</p> <p>COLUMNA EXTERIOR</p> <p>ESTRIBADOS : A_c</p>  <p> DÓNDE : P₁ = 71.14 m P₂ = 71.23 cm² A_c = 1.589 m² ρ = 0.002 </p>	<p> E = 2.10¹⁰ 174.73 = 1.71 S = 0.50 m S = 0.50 m </p> <p>VIGA DE CONEXIÓN</p> <p> h = 1.57 m 0.42 0.5 5300 b = 120 cm 0.50 0.50 cm 1.2 </p> <p> C₁ = 0.2 C₂ = 0.2 VIGAS DE SOPORTE </p>																																																																													
<p>DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA EXTERIOR</p> <p> W₁ = 0.96 tons peso concreto 2.4 tons 2.025.35 = 70.06 m A_c = 4N₂₈ = 1.12 m² </p> 	<p>DETERMINACIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN</p> <p> P₁ = 127.676 kg W₁ = 1.94 tons 2.025.35 = 116.47 tons W₂ = 148.11 tons P₁ = 127.676 </p> <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th>Dist. (m)</th> <th>Elemento</th> <th>Peso (kg)</th> <th>Area (m²)</th> <th>Perímetro (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>10</td><td>4.98</td><td>0.003</td><td>0.17</td><td>0.06</td></tr> <tr><td>2</td><td>10</td><td>1.27</td><td>0.000</td><td>0.07</td><td>0.02</td></tr> <tr><td>3</td><td>20</td><td>1.58</td><td>0.002</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>4</td><td>24</td><td>1.91</td><td>0.003</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>5</td><td>28</td><td>2.25</td><td>0.004</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>6</td><td>32</td><td>2.59</td><td>0.005</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>7</td><td>36</td><td>2.93</td><td>0.006</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>8</td><td>40</td><td>3.27</td><td>0.007</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>9</td><td>44</td><td>3.61</td><td>0.008</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>10</td><td>48</td><td>3.95</td><td>0.009</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>11</td><td>52</td><td>4.29</td><td>0.010</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>12</td><td>56</td><td>4.63</td><td>0.011</td><td>0.09</td><td>0.03</td></tr> </tbody> </table> 	Dist. (m)	Elemento	Peso (kg)	Area (m ²)	Perímetro (cm)	1	10	4.98	0.003	0.17	0.06	2	10	1.27	0.000	0.07	0.02	3	20	1.58	0.002	0.09	0.03	4	24	1.91	0.003	0.09	0.03	5	28	2.25	0.004	0.09	0.03	6	32	2.59	0.005	0.09	0.03	7	36	2.93	0.006	0.09	0.03	8	40	3.27	0.007	0.09	0.03	9	44	3.61	0.008	0.09	0.03	10	48	3.95	0.009	0.09	0.03	11	52	4.29	0.010	0.09	0.03	12	56	4.63	0.011	0.09	0.03
Dist. (m)	Elemento	Peso (kg)	Area (m ²)	Perímetro (cm)																																																																										
1	10	4.98	0.003	0.17	0.06																																																																									
2	10	1.27	0.000	0.07	0.02																																																																									
3	20	1.58	0.002	0.09	0.03																																																																									
4	24	1.91	0.003	0.09	0.03																																																																									
5	28	2.25	0.004	0.09	0.03																																																																									
6	32	2.59	0.005	0.09	0.03																																																																									
7	36	2.93	0.006	0.09	0.03																																																																									
8	40	3.27	0.007	0.09	0.03																																																																									
9	44	3.61	0.008	0.09	0.03																																																																									
10	48	3.95	0.009	0.09	0.03																																																																									
11	52	4.29	0.010	0.09	0.03																																																																									
12	56	4.63	0.011	0.09	0.03																																																																									

<p>SECCION DE MOMENTO AXIAL</p> <p>No = 872 mcm² $S = 0.78$ $\rho_{m,secc} = 0.838$</p> <p>M_{max} = (W_{pl}·W_{pl}·M₀·2) / (N₀·10) = 1200 mcm · 1200</p> <p>A_e = 820.80 817 cm²</p> <p>d = 45.5</p> <p>W_{pl,y} = 752 cm³ $\rho_{m,secc} = 1.59$</p> <p>n = 4.94 varillas</p> <p>p = 0.0075</p> <p>Verif: 0.0035 Varillas de 3.5" 5</p> <p>p mayor que p_{mín} CONFORME</p>			<p>REQUISO EN LA CARGA EFECTIVA</p> <p>A_e = (A_{e1} + A_{e2}) mcm² (cualquiera sea)</p> <p>A_{e1} = 3.96 cm² $\rho_{m,secc} = 1.59$</p> <p>A_{e2} = 5.77 cm² $\rho_{m,secc} = 1.84$</p> <p>n = 4 varillas</p> <p>Verif: A_e mcm² varillas de 5.5" = mcm² de 5.5" 6</p> 										
<p>REQUISITO POR CORTA</p> <p>V_{1d} = 15.85 tn</p> <p>V_{2d} = 8.82</p> <p>V_{1d} - V_{2d} = 18.25</p> <p>V_c = 23.87</p> <p>Verif: Mayor que V_c CONFORME</p>  <p>USAR: Estado de Morteo a = 3.5 m $\rho_{m,secc} = 0.71$</p> <p>26 varillas de 3.5" $\rho_{m,secc} = 0.36$</p> <p>$b = 30.25$ $h = 35.25$ $\rho_{m,secc} = 3.8$ $\rho_{m,secc} = 3.8$</p>			<p>REQUISITO POR LA FLEXION</p> <p>M_{1d} = 81.53 mcm</p> <p>M_{2d} = 10.64 mcm</p> <p>M_{1d} - M_{2d} = 90.89</p> <p>p = 0.004 $\rho_{m,secc} = 0.08$</p> <p>M_{1d} = p·l²·10¹⁰</p> <p>M_{1d} = 90.89 mcm (por un momento de flexion)</p> <p>REQUISITO POR LAS COLUMNAS</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>A</td><td>78 cm</td></tr> <tr><td>B</td><td>80.5 cm</td></tr> <tr><td>C</td><td>40 cm</td></tr> <tr><td>D</td><td>7.5 cm</td></tr> </table> 			A	78 cm	B	80.5 cm	C	40 cm	D	7.5 cm
A	78 cm												
B	80.5 cm												
C	40 cm												
D	7.5 cm												
<p>REQUISITO POR CORTA</p> <p>V_{1d} = 19.27 tn</p> <p>V_{2d} = 19.82 tn</p> <p>V_{3d} = 19.30 tn</p> <p>Verif: Mayor que V_c CONFORME</p>			<p>REQUISITO POR LA FLEXION</p> <p>E_d = 42 - 21 - 30 = 21 $\rho_{m,secc} = 100.47\%$</p> <p>M_d = -20.28 tn</p> <p>A_e = p·M_d·10¹⁰ = 108 cm²</p> <p>A_{e1} = 1.04 $\rho_{m,secc} = 1.04$ $\rho_{m,secc} = 104.92\%$</p> <p>A_{e2} = 14.86 $\rho_{m,secc} = 14.86$ $\rho_{m,secc} = 14.86$</p> <p>M_{1d} = p·M_d·10¹⁰ = 85.14</p> 										
<p>REQUISITO POR SECCION</p> <p>A_e = 18.85 cm²</p> <p>A_{e1} = 5.67 cm²</p> <p>n = 5.1</p> <p>S = 14.42 cm $\rho_{m,secc} = 1.59$</p> <p>Verif: 5 varillas de 5.5 cm $\rho_{m,secc} = 0.025$ 10</p>			<p>REQUISITO POR SECCION</p> <p>A_e = 0.001810·11 = 0.020 cm²</p> <p>n = 5</p> <p>S = 25 cm</p> <p>Verif: 5 varillas de 5 cm $\rho_{m,secc} = 0.041$ 11</p>										
<p>REQUISITO POR LA CARGA EFECTIVA</p> <p>M_{1d} = 41.23 mcm</p> <p>L_{1d} = 0.25 m</p> <p>M_{2d} = 4.5 mcm</p> <p>M_{3d} = 40 cm</p> <p>A_e = 50.01 cm $\rho_{m,secc} = 1.59$</p> <p>A_{e1} = 4.1</p>			<p>REQUISITO POR LA CARGA EFECTIVA</p> <p>M_{1d} = 81.53 mcm</p> <p>M_{2d} = 10.64 mcm</p> <p>M_{1d} - M_{2d} = 90.89</p> <p>p = 0.004 $\rho_{m,secc} = 0.08$</p> <p>M_{1d} = p·l²·10¹⁰</p> <p>M_{1d} = 90.89 mcm (por un momento de flexion)</p> <p>REQUISITO POR LAS COLUMNAS</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>A</td><td>78 cm</td></tr> <tr><td>B</td><td>80.5 cm</td></tr> <tr><td>C</td><td>40 cm</td></tr> <tr><td>D</td><td>7.5 cm</td></tr> </table> 			A	78 cm	B	80.5 cm	C	40 cm	D	7.5 cm
A	78 cm												
B	80.5 cm												
C	40 cm												
D	7.5 cm												





<p align="center">SECCION DE FUNDIMIENTO INTERIOR</p> <p> $N_e = 0.00$ mcm/kg $S = 0.74$ $\sigma_{adm} = 0.74$ $M_{max} = (W_1 + W_2) \cdot N_e + p \cdot l^2 \cdot (0.047)$ $= -10.05$ cm $A_c = 8.52 \cdot 100 = 695$ cm² $c = 4.5$ $\sigma_{adm} \cdot A_c = 790$ cm² $\frac{50}{S} = 1.59$ $\frac{50}{S} = 1.55$ $c = 4.08$ varillas $p = 0.0096$ $p_{adm} = 0.003$ </p> <p align="center">p mayor que adm CONFORME</p>	<p align="center">REPUBLO EN LA CUBETA INTERNA</p> <p> $A_c = (A_1 + A_2) \cdot \sigma_{adm}$ (igual que arriba) $A_c = 2.08$ cm² $\frac{50}{S} = 1.59$ $A_c = 2.57$ cm² $\frac{50}{S} = 1.58$ $c = 4$ varillas $A_c = 4$ varillas que están $\sigma_{adm} = 58$ $A_c = 4$ varillas de 5.8 </p> 												
<p align="center">ESQUEMA POR CORTE</p> <p> $V_{1a} = 22.45$ tn $V_{2a} = 7.74$ $V_3 = V_{4a} = 9.10$ $V_5 = 31.87$ </p>  <p> $V_{adm} = 36.10 = 35.25$ tn $V = 36.28$ tn $V > V_{adm}$ $S = 6.8$ cm </p> <p align="center">USAR: 4 varillas de 6 mm que están CONFORME</p>	<p align="center">ESQUEMA DE ZAPATA EXTERIOR</p> <p> $M_{1a} = 80.68$ tn·m $M_{2a} = 9.48$ tn·m $M_3 = 0.00$ $p = 0.064$ $t = 1.52$ m $M = p \cdot l^2 \cdot (0.0)$ $M = 0$ </p>  <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>b</td><td>74</td><td>cm</td></tr> <tr><td>l</td><td>70.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>h</td><td>46</td><td>cm</td></tr> <tr><td>d</td><td>37.7</td><td>cm</td></tr> </table> <p align="center">CONFORME CON EL DISEÑO</p>	b	74	cm	l	70.00	cm	h	46	cm	d	37.7	cm
b	74	cm											
l	70.00	cm											
h	46	cm											
d	37.7	cm											
<p align="center">ESQUEMA POR CORTE</p> <p> $V_{1d} = 12.96$ tn $V_2 = 15.13$ tn $V_3 = 17.93$ tn </p> <p align="center">V₃ mayor que V₂ CONFORME</p>	<p align="center">ESQUEMA DE ZAPATA INTERNA</p> <p> P_2 dentro = $42 - P_1 - W_1 \cdot L_1 = 76.14$ tn $p_{2a} = 107.276$ $p_{2adentro} = 107.28$ tn $A_c = p_{2a} \cdot b \cdot \sigma_{adm} = 695$ cm² $A_c = 0.57 \cdot 55.40 \cdot 20 = 627$ cm² $A_c = 55.40 \cdot 20 = 1108$ cm² $A_c = 627$ cm² </p> 												
<p align="center">ESQUEMA POR FLEXION</p> <p> $A_c = 8.72$ cm² $A_{adm} = 5.51$ cm² $c = 4.4$ $S = 15.73$ cm $\frac{50}{S} = 1.36$ $\frac{50}{S} = 0.9159$ </p> <p align="center">USAR: 4 varillas de 5.8 mm que están CONFORME</p>	<p align="center">ESQUEMA TRANSVERSAL</p> <p> $\sigma_{adm} = 0.0058 \cdot 1 = 5.88$ cm² $c = 20$ cm $S = 20$ cm </p> <p align="center">USAR: 4 varillas de 5.8 mm que están CONFORME</p>												

VERIFICACION POR FUNDONAMIENTO					DISEÑO POR FLEXION																																		
$V_u =$	$\text{profundidad} \cdot W_u \cdot \gamma_w \cdot (\text{m})$				$A_s =$	3.05 cm ²																																	
$m =$	1.67 m			13	$a =$	2.7 cm			15																														
$e =$	0.51 m				$A_{smin} =$	7.03																																	
$V_u =$	-63.35 kn				$\rho =$	3.53	$\rho_{58} =$	0.0159																															
$V_u = V_{u0} =$	-74.52355085				$s =$	26.45 m																																	
$V_c =$	206.45 kn				USAR = 4 varillas de 58 cada 27 cm																																		
$b_0 =$	4.24																																						
V_u es menor que V_c CONFORME																																							
VERIFICACION POR CORTE																																							
$V_{ud} =$	46.82 kn			14																																			
$V_u = V_{u0} =$	55.05 kn																																						
$V_c =$	30.67 kn																																						
V_u es mayor que V_c CONFORME																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td>cantidad varillas en viga</td> <td>6.0</td> <td>varillas de 58</td> <td>longitud</td> <td>3</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad varillas en viga sobre</td> <td>38</td> <td>varillas 58</td> <td>longitud</td> <td>2.54</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad varillas en Z1 sentido 1</td> <td>4</td> <td>varillas de 58</td> <td>longitud</td> <td>1.33</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad varillas en Z1 sentido 2</td> <td>5</td> <td>varillas de 58</td> <td>longitud</td> <td>0.74</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos</td> <td>7</td> <td>varillas de 58</td> <td>longitud</td> <td>0.97</td> <td>m</td> </tr> </tbody> </table>					cantidad varillas en viga	6.0	varillas de 58	longitud	3	m	cantidad varillas en viga sobre	38	varillas 58	longitud	2.54	m	cantidad varillas en Z1 sentido 1	4	varillas de 58	longitud	1.33	m	cantidad varillas en Z1 sentido 2	5	varillas de 58	longitud	0.74	m	cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos	7	varillas de 58	longitud	0.97	m	16				
cantidad varillas en viga	6.0	varillas de 58	longitud	3	m																																		
cantidad varillas en viga sobre	38	varillas 58	longitud	2.54	m																																		
cantidad varillas en Z1 sentido 1	4	varillas de 58	longitud	1.33	m																																		
cantidad varillas en Z1 sentido 2	5	varillas de 58	longitud	0.74	m																																		
cantidad de varillas en Z2 en ambos sentidos	7	varillas de 58	longitud	0.97	m																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>dimension de viga</th> <th>b x h</th> <th>L</th> <th colspan="3"></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>VC 0.1 (0.50*0.70)</td> <td>3.15</td> <td colspan="3"></td> </tr> <tr> <td></td> <td>T</td> <td>S</td> <td>h</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>dimension de Z1</td> <td>1.33</td> <td>0.74</td> <td>0.4</td> <td colspan="2">m</td> </tr> <tr> <td>dimension de Z2</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>0.4</td> <td colspan="2">m</td> </tr> </tbody> </table>					dimension de viga	b x h	L					VC 0.1 (0.50*0.70)	3.15					T	S	h			dimension de Z1	1.33	0.74	0.4	m		dimension de Z2	1.0	1.0	0.4	m						
dimension de viga	b x h	L																																					
	VC 0.1 (0.50*0.70)	3.15																																					
	T	S	h																																				
dimension de Z1	1.33	0.74	0.4	m																																			
dimension de Z2	1.0	1.0	0.4	m																																			

ANEXO 6: PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 1: Presencia de grietas en vivienda de 1 piso cercana al lugar de estudio



Fotografía 2: Presencia de fisuras en otra vivienda cercana al lugar de estudio



Fotografía 3: Ecavacion de calicata C1



Fotografía 4: Muestra 1 extruida de calicata C1



Fotografía 5: Excavación de calicata C2



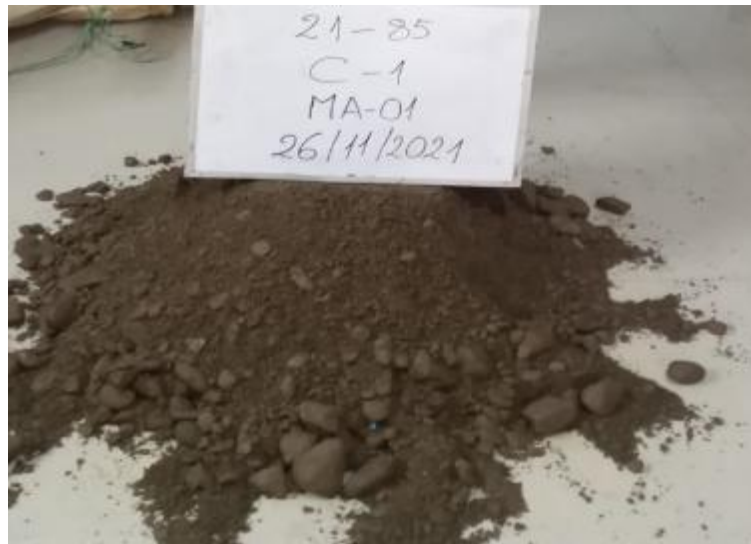
Fotografía 6: Muestra 1 de calicata C2.



Fotografía 7: Excavación de calicata C3



Fotografía 8: Muestra 1 de calicata C3



Fotografía 9: Recepción de muestra 1 de C1



Fotografía 10: Recepción de muestra 1 C2



Fotografía 11: Recepción de muestra 1 de C3



Fotografía 12: Remoldeado de muestra 1 de C1 para ensayo de corte directo



Fotografía 13: Remoldeado de muestra 1 de C2 para ensayo de corte directo



Fotografía 14: Remoldeado de muestra 1 de C3 para ensayo de corte directo



Fotografía 15: Ensayo de corte directo de muestra 1 de C1



Fotografía 16: Ensayo de corte directo de muestra 1 de C2



Fotografía 17: Ensayo de corte directo de muestra 1 de C2

FICHA DE OBSERVACIÓN

FICHA DE OBSERVACIÓN DE CAMPO

PROYECTO:

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS LEONIAS DE CAPACIDAD
DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

UBICACIÓN: ANEXO CULTIVA ALIA SECTOR "2"

TRABAJO : INSPECCION DE CAMPO PARA UBICAR
EL LUGAR DE ESTUDIO

OBJETIVO

EL OBJETIVO ES LA BÚSQUEDA DE UN ÁREA LIBRE
DONDE SE PUEDA REALIZAR LOS ESTUDIOS PARA
EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.

OBSERVACIÓN VISUAL DE CAMPO

SE PUDO OBSERVAR UN PREDIO LIBRE CON MEDIDAS
APROXIMADAS DE 30m x 10m x 30m x 10m CON UN ÁREA
DE 300 m² EN EL QUE SE PUDO OBSERVAR QUE LAS VIVIENDAS
CERCANAS AL PREDIO LOS MUROS PRESENTABAN GRIETAS Y
FISURAS POR LO CUAL SE DECIDIÓ OPTAR POR ELEGIR ESTE
PREDIO COMO LUGAR DE ESTUDIO PARA EL PROYECTO DE
INVESTIGACIÓN.

OBTENCIÓN DE PERMISOS

SE UBICÓ AL PROPIETARIO DEL PREDIO Y SE LE EXPLICÓ
Y SOLICITÓ LOS PERMISOS PARA PODER REALIZAR
LOS ESTUDIOS PARA EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.
EL DUEÑO ACEPTÓ QUE SE REALIZEN LOS TRABAJOS.