

JES
UES
1501
E 42c
1996
7.2

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



1501-3

TEMA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN
EVALUACIÓN DE DAÑOS Y REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA.

PRESENTADO POR:

LISSETTE EMPERATRIZ ELIAS CAMPOS
MANUEL DE JESÚS HERNÁNDEZ GUTIÉRREZ
MIGUEL ÁNGEL LARA MARTÍNEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 1996

Entregado el 2 de septiembre / 96

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR : DR. BENJAMÍN LÓPEZ GUILLÉN

SECRETARIO GENERAL : LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO : ING. JOAQUÍN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO : ING. JOSÉ RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR : ING. JULIO EDGARDO BONILLA ÁLVAREZ



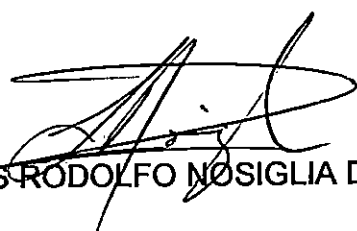
Trabajo de graduación aprobado por :

Coordinador :



ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

Asesor :



ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

Asesor Externo:



ING. VICTOR MANUEL FIGUEROA MORÁN



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

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:
**EVALUACIÓN DE DAÑOS Y REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA.**

Presentado por:
LISSETTE EMPERATRIZ ELIAS CAMPOS
MANUEL DE JESÚS HERNÁNDEZ GUTIÉRREZ
MIGUÉL ANGEL LARA MARTÍNEZ

Trabajo de graduación aprobado por:

COORDINADOR : ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO
ASESOR : ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN
ASESOR EXTERNO : ING. VICTOR MANUEL FIGUEROA MORÁN

San Salvador, Agosto de 1996.

AGRADECIMIENTOS

A NUESTRA QUERIDA UNIVERSIDAD Y ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL:

Por darnos la oportunidad de prepararnos como profesionales.

A NUESTRO COORDINADOR Y ASESOR:

Ing. Herber Orlando Herrera Coello e Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán por haber estado presentes y dispuestos a ayudar en cualquier momento y por sus excelentes sugerencias en el desarrollo de este seminario.

A NUESTRO ASESOR EXTERNO:

Ing. Victor Manuel Figueroa Moran, por la paciencia y disposición, para brindarnos la orientación adecuada en el desarrollo de este trabajo, de una manera desinteresada y con una excelente calidad profesional.

AL PERSONAL DEL LABORATORIO:

Por colaborar técnicamente en la realización de las pruebas, que se llevaron a cabo en este proyecto.

A MARGARITA Y RAQUEL:

Por su cooperación oportuna.

A NUESTROS AMIGOS , COMPAÑEROS Y ESPECIALMENTE A FREDY ORELLANA por su apoyo desinteresado.

DEDICATORIA

A DIOS Y A LA VIRGENCITA MARÍA AUXILIADORA:

Quienes me dan la fortaleza que a diario requiero para continuar superándome.

A MIS PADRES:

Jorge Alberto Elías García y María de Carmen Orellana Campos de Elías por su incondicional apoyo, que en todo momento están dispuestos a brindarme y por su constante sacrificio para que yo, pudiera prepararme como profesional.

A MIS HERMANAS:

Any, Carmencita y Jessica por su cariño, colaboración y paciencia, en especial durante la elaboración de este seminario.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS:

Que estuvieron pendientes de mis esfuerzos y logros.

Y A TODOS AQUELLOS:

Que de una u otra manera me brindaron su ayuda, para feliz termino de esta meta.

MUCHAS GRACIAS:

LISSETTE.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO, A MIS PADRES, A MIS HERMANOS Y AMIGOS.

MIGUEL A. LARA

ÍNDICE

Introducción	i
Objetivos	ii
Alcances y Limitaciones	iii
CAPITULO I : GENERALIDADES	
1.1 Introducción	1
1.2 Localización y descripción del Edificio	3
1.2.1 Localización del Edificio	3
1.2.2 Descripción del Edificio	3
1.3 El Sismo del 10 de Octubre	5
1.4 Antecedentes de Estudios Preliminares	7
1.5 Estado Actual del Edificio	10
CAPITULO II: DIAGNOSTICO POST-SISMO	
2.1 Introducción	12
2.2 Metodología para la Evaluación de Daños	12
2.2.1 Evaluación de Emergencia	15
2.2.2 Evaluación Preliminar	18
2.2.3 Evaluación Definitiva	25
2.3 Evaluación Definitiva	27
2.3.1 Recopilación de Información Existente	27
2.3.2 Levantamiento Físico	28

2.3.3 Identificación de Sistema Estructural	29
2.3.4 Levantamiento de Daños	29
2.4 Evaluación de Calidad de Materiales	54
2.4.1 Calidad del Concreto	55
2.4.2 Calidad del Acero	61
2.5 Evaluación de las Propiedades del Subsuelo	62
2.5.1 Generalidades	62
2.5.2 Penetración Standard (SPT)	63
2.5.3 Prueba Triaxial	72
2.6 Causas de Daños en Edificios	74
2.7 Revisión Estructural	79
2.7.1 Análisis Gravitacional	79
2.7.2 Análisis Sísmico	82
2.7.3 Análisis Estático	86
2.7.4 Capacidad Resistente de los Elementos	95
2.7.5 Solicitación	109
2.7.6 Comparación entre Capacidad de Secciones Existentes y la Solicitación Estimada	112
2.7.7 Revisión de la Cimentación	119
2.7.8 Revisión de la Pantalla de Retención (MR-1)	120
2.8 Conclusiones y Recomendaciones	125

CAPITULO III: EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

3.1	Introducción	128
3.2	Generalidades (Reforzamiento de Estructuras de C/R)	129
3.2.1	Reforzamiento de Estructuras Dañadas por Sismo	130
3.2.2	Reforzamiento de Estructuras no Dañadas por Sismo	131
3.3	Métodos de Reforzamiento de Estructuras	132
3.3	Encamisado	132
3.3.2	Muros de Rigidez	140
3.3.3	Paredes o Muros de Relleno	142
3.4	Diseño Preliminar de Alternativas	148
3.4.1	Encamisado	148
3.4.2	Muros de Corte	175
3.5	Conclusiones	201
3.6	Recomendaciones	203

CAPITULO IV: DISEÑO FINAL

4.1	Diseño de Muros de Corte	204
4.2	Diseño de Vigas de Acople	214
4.2.1	Dimensionamiento de Viga	216
4.2.2	Refuerzo Longitudinal	218
4.2.3	Refuerzo Transversal	225
4.3	Cimentación	234
4.3.1	Generalidades	234

4.3.2 Diseño	235
4.4 Especificaciones (Materiales de Reparación)	240
4.4.1 Consideraciones Generales	240
4.4.2 Resinas	240
4.4.3 Lechadas y Morteros	241
4.4.4 Concreto	242
4.4.5 Soldadura y Anclajes Mecánicos	242
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 Conclusiones	244
5.2 Recomendaciones	246
BIBLIOGRAFÍA	247
ANEXOS	249

CAPITULO III: EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

3.1	Introducción	128
3.2	Generalidades (Reforzamiento de Estructuras de C/R)	129
3.2.1	Reforzamiento de Estructuras Dañadas por Sismo	130
3.2.2	Reforzamiento de Estructuras no Dañadas por Sismo	131
3.3	Métodos de Reforzamiento de Estructuras	132
3.3	Encamisado	132
3.3.2	Muros de Rigidez	140
3.3.3	Paredes o Muros de Relleno	142
3.4	Diseño Preliminar de Alternativas	148
3.4.1	Encamisado	148
3.4.2	Muros de Corte	175
3.5	Conclusiones	201
3.6	Recomendaciones	203

CAPITULO IV: DISEÑO FINAL

4.1	Diseño de Muros de Corte	204
4.2	Diseño de Vigas de Acople	214
4.2.1	Dimensionamiento de Viga	216
4.2.2	Refuerzo Longitudinal	218
4.2.3	Refuerzo Transversal	225
4.3	Cimentación	233
4.3.1	Generalidades	234

INTRODUCCIÓN

En nuestro país muchos son los edificios que a causa del sismo del 10 de Octubre de 1986, resultaron dañados y que actualmente se encuentran funcionando sin haberseles realizado un Diagnóstico del estado real de daños posterior al sismo, por lo que existe un alto riesgo de que colapsen ante la ocurrencia de otro evento sísmico severo.

El presente trabajo consiste básicamente en la elaboración de el Diagnóstico del estado actual del Edificio de Ingeniería Mecánica, así como también del diseño de la Alternativa de Reforzamiento más factible que de realizarse reduciría la posibilidad del colapso del edificio en un futuro sismo.

Este proyecto consta principalmente de tres etapas:

1. Diagnóstico, que comprende tanto una evaluación de daños, como el establecimiento de las deficiencias estructurales del edificio;
2. Evaluación de dos Alternativas de Reforzamiento, hasta seleccionar la más factible desde cualquier punto de vista técnico;
3. Diseño Final de la Alternativa seleccionada.

Cada una de estas etapas ha sido documentada lo mejor posible, de manera que sea, un aporte técnico utilizable para futuros estudios similares.



OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES.

1. Elaborar un diagnóstico estructural sobre el estado de daños y deficiencias estructurales del edificio de Ingeniería Mecánica.
2. Realizar una evaluación de las posibles alternativas de reforzamiento y realizar el proyecto de diseño final de la que resulte más factible considerando todos los aspectos técnicos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Realizar una evaluación de los daños ocasionados por el sismo del 10 de Octubre de 1986, para así establecer las causas que los produjeron y de esta manera poder realizar el proyecto de reparación local de éstos.
2. Realizar una evaluación de las deficiencias estructurales del edificio, y con estos resultados, realizar un proyecto de diseño final de reforzamiento que brinde la seguridad estructural necesaria para el buen funcionamiento de la estructura.
3. Proporcionar a la FIA el proyecto tanto de reforzamiento como de reparación de la estructura y así gestionar el financiamiento para la ejecución de dicho proyecto.

ALCANCES Y LIMITANTES

ALCANCES.

El trabajo constará todas las etapas que comprende un diagnóstico estructural hasta llegar a realizar el diseño final de la alternativa de reforzamiento.

Para la realización de este proyecto se cuenta con los planos estructurales y arquitectónicos del edificio, de los que se obtendrá información necesaria para su ejecución.

Para la ejecución del estudio de suelos y calidad de los materiales se cuenta con el equipo necesario, el cual será proporcionado por el laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil.

Para la realización del análisis estructural se cuenta con un programa de análisis matricial MPLAN2 que será de gran ayuda en todo el proceso de cálculo.

LIMITANTES.

No se logró obtener información precisa sobre el proceso de construcción (bitácoras y otros documentos) por lo que no se pudo establecer el porqué de algunas diferencias de la construcción con los planos de diseño obtenidos .

Durante la evaluación de daños, existen algunas dudas sobre el estado de daño de algunos elementos ya que muchos de éstos fueron “reparados” con técnicas inapropiadas .

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN.

Desafortunadamente El Salvador, se encuentra ubicado en una de las zonas con una intensa actividad sísmica; ésto debido tanto a su composición geológica como a la configuración volcánica que posee. Muchas han sido las pérdidas que han causado los sismos en nuestro país, ya sean éstas pérdidas materiales y/o pérdidas irreparables de vidas humanas.

En El Salvador debemos acostumbrarnos a vivir con el riesgo de la ocurrencia de los sismos y aprender a mitigar los efectos destructivos que provocan; ya que los fenómenos causantes de éstos no cesarán de ocurrir.

Las causas que originan los sismos en nuestro país son:

1. La más importante es la que se genera en el Océano Pacífico, en la zona de Sub-ducción (Tectónica de Placas), de la Placa de Cocos la cual en la colisión penetra bajo la Masa Continental o Placa del Caribe. “Los sismos de origen tectónico son los más intensos y destructivos además afectan enormes extensiones de tierra, un 90% del total de los sismos son de éste tipo.”¹

Debido a la distancia de la zona de Sub-ducción a El Salvador, estos sismos, atenuados por el mismo fenómeno, provocan daños menores.

¹ Corleto Valencia, Tópicos de Ingeniería Sísmica, Tesis UES

2. San Salvador, se encuentra asentada en un área donde existe debilidad tectónica que además es afectada por el movimiento de Sub-ducción produciendo de esta manera rupturas de fallas geológicas con mucha frecuencia.
3. La configuración volcánica considerada geológicamente joven, es la tercera causa de riesgo sísmico que presenta El Salvador, ya que a lo largo de la Cordillera Volcánica se encuentran los mayores centros de población (San Salvador, Santa Ana, San Miguel y San Vicente).

“Según datos históricos el país ha sufrido desde 1520 alrededor de 540 sismos con una intensidad superior al grado VII en la escala de Mercalli Modificada de los cuales el 47% han sido registrados en el área de San Salvador.”²

El sismo del 10 de Octubre de 1986, ha sido el último de gran magnitud que ha sufrido nuestro país, pues provocó un gran número de heridos, muertos y daños materiales en toda la capital y sus alrededores. La Universidad de El Salvador en lo particular sufrió daños considerables en su infraestructura ya que muchos edificios resultaron con daños clasificados desde moderados hasta severos.

⁴ En la actualidad, el Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica se encuentra sin reparar, por lo que podríamos afirmar que la extensión y severidad de los daños para un sismo futuro podrían ser mayores que los producidos por el sismo del 10 de Octubre de 1986, razón por la cual consideramos es necesario realizar el Proyecto de Evaluación de Daños y Diseño del Reforzamiento Estructural de dicho edificio.

² Salgado Castillo, “Metodología para la Evaluación Integral de Edificios”; Tesis. UES.

1.2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1.2.1 Localización del Edificio.

El Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica, se encuentra localizado en el sector Noreste de la Ciudad Universitaria, teniendo como colindantes: (Fig. 1.1).

- a) Al Norte: La Quebrada Arenal de Mejicanos.
- b) Al Sur: El Edificio de la Escuela de Ingeniería Civil.
- c) Al Este: El Edificio de la Escuela de Ingeniería Industrial (se encuentra abandonado por haber resultado severamente dañado a causa del sismo del 10 de Octubre de 1986.)
- d) Al Oeste: El Estadio Universitario.

1.2.2 Descripción del Edificio.

Con un área total de 2107.60 m², consta de tres pisos y un sótano, brindando en la actualidad los siguientes servicios:

- a) Sótano: Destinado a Bodegas, y actualmente utilizado como área administrativa de la Escuela de Sistemas Informáticos. Su área de construcción es de 133.15 m² y formado por un sólo cuerpo de edificación. (Edificio C)
- b) Primera Planta: Destinada a Laboratorios, Talleres y Bodega y que en la actualidad cumple con el uso para el cual fue diseñado. Su área de construcción es de 1078.15 m², y formado por tres cuerpos de edificación. (Edificio A, B, C)
- c) Segunda Planta: Destinada al área administrativa de la Escuela de Ingeniería Mecánica (Dirección, Biblioteca, Sala de computadoras), Cubículos para docentes y para Oficina Y Sala de Juntas del Decanato de la Facultad, uso que en la actualidad tampoco ha sido modificado. Su área de construcción es menor que la anterior, pues consta de 448.15m² y formado por dos cuerpos de edificación. (Edificio B, C)

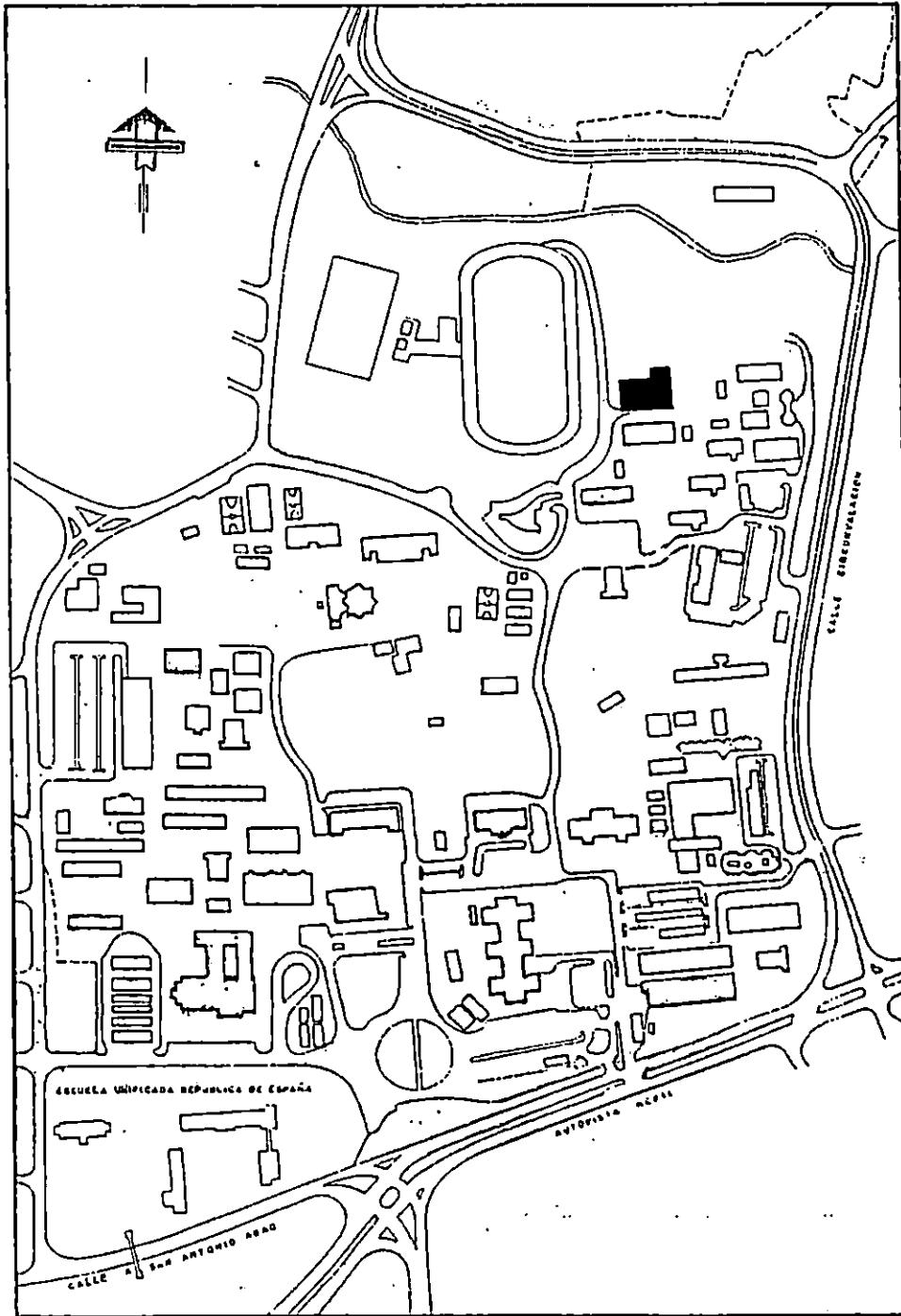


FIG. II: UBICACION DEL EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA

d) Tercera Planta: Destinada a Aulas de Dibujo y Salones de Conferencias, la cual ha sido modificada en su uso: pues actualmente el ala Poniente se encuentra sin funcionamiento, y el resto está destinado en la actualidad a el área Administrativa de las Escuelas de Ingeniería Industrial e Ingeniería Química. Al igual que la planta anterior, está formado por dos cuerpos de edificación con un área de 448.15 m² (Edificio B, C).

Vea Figura 1.2 donde se presenta la Distribución en Planta del Edificio en Estudio.

1.3 EL SISMO DEL 10 DE OCTUBRE DE 1986.

Revisando los registros históricos de los eventos destructivos, el Sismo del 10 de Octubre de 1986 se considera como el que ha afectado con mayor severidad el Área Metropolitana de San Salvador en los últimos años.

Los daños causados por dicho terremoto fueron estimados de la siguiente manera: 1,500 muertos; 10,000 heridos; 300,000 damnificados y más de \$2,000,000,000.00 en pérdidas materiales.³

Las características del sismo fueron registradas con mucha certeza por la red de registro del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG), éstas quedaron definidas de la siguiente manera: "Hora de Origen 11:49:27, Epicentro: 13.543°N, 89.186°W (a unos 4 km. al Sur del Centro de la Ciudad Capital), con una profundidad local de 8 km.; Magnitud: 5.4 en la Escala de Richter y su intensidad: VII-IX en la Escala de Mercalli Modificada.⁴

Analizando los daños causados por el sismo del 10 de Octubre de 1986 y las características de éste, es lógico pensar que existieron otros factores que contribuyeron en

³ Dr. Julian Bommer, Sismología para Ingenieros.

⁴ Ing. Roberto Linares Elizondo, Jefe del Departamento de Sismología del Centro de Investigaciones Geotécnicas, Revista ASIA No 85. Enero 1987.

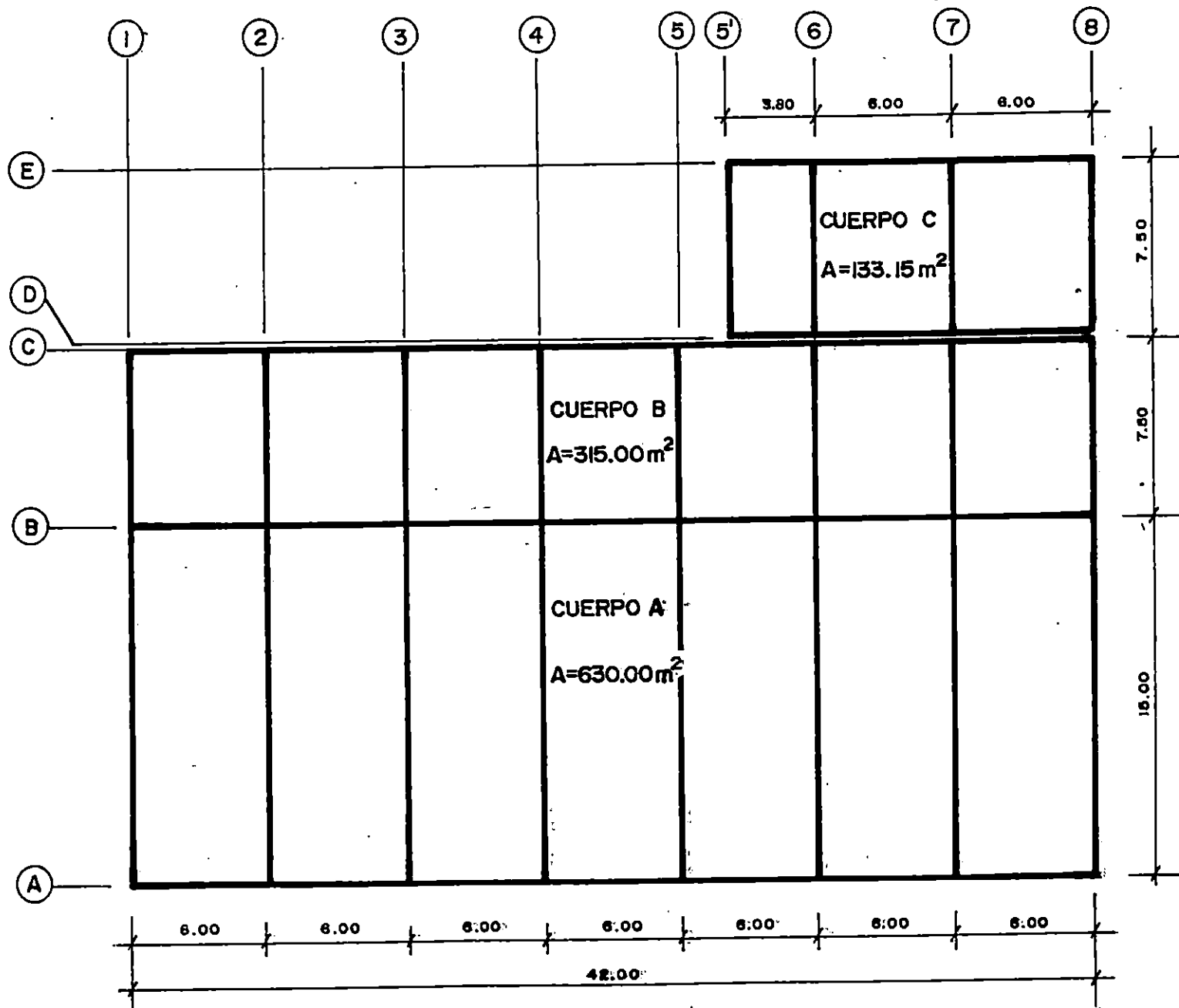


FIG.1.2: DISTRIBUCION EN PLANTA DEL EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA

(DISTANCIA EN METROS)

la destrucción de algunos edificios y no atribuir todos los estragos a un sismo de magnitud 5.4 Escala Richter.

Entre éstos factores está la aceleración del terremoto que probablemente fue superior a la que pudo haberse utilizado en el diseño Estructural de algunos edificios. “En forma cuantitativa la aceleración máxima registrada a nivel de terreno o en sótano varió de 0.5 a 0.78 de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento fue de poco más de dos segundos y consistió únicamente en dos o tres ciclos con períodos dominantes de 0.4 a 0.6 segundos según el lugar. La máxima aceleración vertical fue de 0.47 de la gravedad. En cuanto a la aceleraciones altas no usuales, estas explican el alto grado o nivel de daños que normalmente sería considerado”.⁵

Además las condiciones geológicas del Área Metropolitana contribuyeron en gran parte en la ampliación de las Ondas Sísmicas incrementando los daños en zonas de mayor vulnerabilidad, por ejemplo: áreas donde los edificios fueron dañados por estar ubicados sobre fallas activas, viviendas destruidas por deslizamientos de tierra debido a la inestabilidad de los taludes formados por cenizas volcánicas, etc.

Otros de los factores que contribuyeron en el daño de las estructuras, fueron la mala calidad de materiales de construcción así como también deficientes diseños estructurales en algunos casos particulares.

1.4 ANTECEDENTES DE ESTUDIOS PRELIMINARES.

El Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica, se puede considerar como una estructura relativamente nueva, ya que fue diseñada en el año de 1974 y se terminó de

⁵ Roberto Meli y Jorge Ávila, Investigadores del Instituto de Ingeniería, UNAM. Revista IMCYC, vol. 25. Junio/87

construir en el año de 1977, por lo que la única prueba sísmica considerable que ha experimentado es la del terremoto del 10 de Octubre de 1986 razón por la cual, los antecedentes de estudios preliminares son bastantes limitados.

Después de ocurrido el sismo del 10 de Octubre, una comisión evaluadora de daños (Comisión de Emergencia), integrada por catedráticos de la Escuela de Ingeniería Civil y el Decanato de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura (FIA), realizaron una evaluación preliminar de daños, recorriendo todos los edificios del Campus Universitario, y asignando a cada uno de ellos una bandera de color que indicaba el nivel de daño sufrido (Tabla 2.2).

De acuerdo con esta Evaluación del Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica, resultó con Bandera Color Amarillo, es decir Moderadamente Dañado, quedando pendiente realizar una Evaluación Definitiva de los Daños para establecer su estado real de daños y proceder si es necesario al Diseño de Reforzamiento de la Estructura.

En la Figura 1.3, se presenta cómo fueron clasificados los Edificios del Campus Universitario de acuerdo al nivel de daños que presentaron a causa del Sismo del 10 de Octubre de 1986.

Posteriormente y por iniciativa de algunos docentes de la Escuela de Ingeniería Civil, se realizó una evaluación más detallada sobre el estado de daños del edificio.

Dicha evaluación consistió en el modelado aproximado de algunos marcos para determinar su capacidad estructural y el desprendimiento del recubrimiento en algunos elementos estructurales (columnas 1/B y 3/C) con el objetivo de verificar la correcta disposición del acero de refuerzo (refuerzo longitudinal, transversal y diámetros).

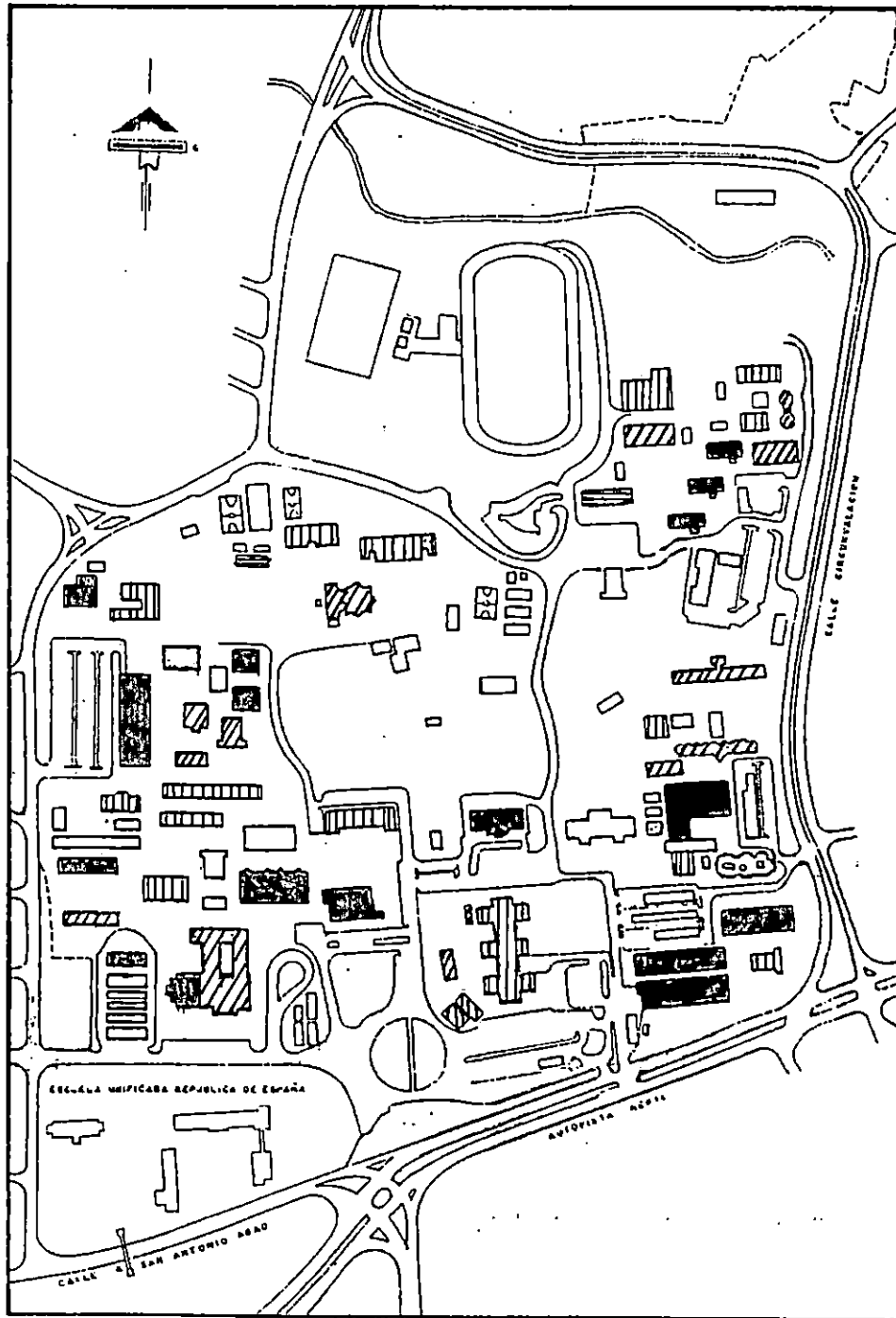
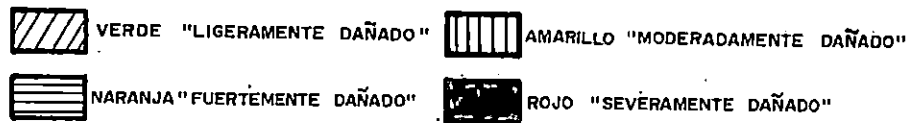


FIG.13: CLASIFICACION DE LOS EDIFICIOS DEL CAMPUS UNIVERSITARIO SEGUN EL NIVEL DE DAÑOS REGISTRADOS.



También se realizó un estudio preliminar de suelos en el cual se presentó como resultado una baja capacidad de carga en el costado poniente del edificio, específicamente en la sección de laboratorios.

Después de ésta evaluación, se diseñó y construyó el apuntalamiento del techo en el ala poniente de la tercera planta, el cual había fallado localmente. A la vez se propuso el que se realizase un estudio de suelos detallado para poder determinar posibles daños en la cimentación del edificio.

1.5 ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO.

De la evaluación preliminar de daños realizada con anterioridad, se concluyó que el edificio de Ingeniería Mecánica se encuentra moderadamente dañado, es decir, que en forma general no ha sufrido daños que afecten el comportamiento estructural, es así como después de 10 años de ocurrido el sismo, se ha podido verificar que la mayoría de daños sufridos consisten en fisuras y grietas en algunos elementos estructurales y no estructurales.

La única diferencia respecto a este tipo de daño es el que se presenta en el tercer entrespacio y techo del costado poniente del edificio, el cual presenta un colapso inminente, por lo que se encuentra apuntalada la estructura de techo de éste sector.

De acuerdo al estudio de suelos preliminar realizado, se pudo determinar que existe una zona de baja capacidad de carga del suelo, lo que podría estar produciendo o producir en el futuro problemas en la cimentación, específicamente en el costado nor-poniente del edificio, lo cual será verificado con un análisis de suelos más completo.

Otro aspecto que debe considerarse es el aumento de carga viva que ha tenido el edificio, pues como fue diseñado para el funcionamiento de una sola escuela (la de

Ingeniería Mecánica) y en la actualidad se encuentra funcionando tres escuelas más (Ingeniería Química, Ingeniería Industrial e Ingeniería en Sistemas Informáticos) que no habían sido consideradas en el momento de planeación de la estructura. Es probable que se haya producido un incremento en las cargas vivas.

CAPÍTULO II

DIAGNÓSTICO POST-SISMO

2.1 INTRODUCCIÓN.

Podemos definir como "Diagnóstico", a la evaluación de la calidad de funcionalidad de una estructura después de la ocurrencia de un sismo.

Las etapas que conlleva un Diagnóstico son:

- a) Evaluación de Emergencia.
- b) Evaluación Preliminar.
- c) Evaluación Definitiva.

Debido a que en años anteriores ya había sido realizada la Evaluación de Emergencia al edificio en estudio, en este capítulo desarrollaremos las dos últimas Etapas del Diagnóstico, presentándose a la vez los resultados de todos los ensayos realizados.

2.2 METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE DAÑOS.

Después de la ocurrencia de un sismo, existe la incógnita siguiente:

- ¿ La estructura por no haber colapsado, Puede seguir siendo utilizada ?.

Para este fin debería existir una Comisión de Profesionales a Nivel Nacional que en caso de ocurrencia de un sismo se dediquen a inspeccionar todos los edificios del área afectada por el sismo, y sean capaces de clasificar a las estructuras según los daños y la seguridad que presenten.

El proceso de evaluación de daños conlleva tres etapas:

- a) Evaluación de Emergencia.

b) Evaluación Preliminar.

c) Evaluación Definitiva.

Debido a que estas etapas requieren, en su mayoría estudios de campo, se hace necesario el uso de una nomenclatura generalizada que permita la recolección de información de una manera rápida y organizada; por lo que en la tabla 2.1 presentamos las principales siglas utilizadas ya sea en formatos, planos de daños, etc.

SIGLA	SIGNIFICADO
1.- Ubicación:	
N_	Nivel
E_	Entrepiso
2.- Elemento	
C	Columna
VP	Viga Principal
VS	Viga Secundaria
L	Losa
VC	Viga Canal
N	Nudo
P	Pared Exterior
PI	Pared Interior
3.- Materiales	
AC	Acero

CR	Concreto Reforzado
CP	Concreto Prefabricado
Mm	Mampostería
LB	Ladrillo de Barro
4.- Magnitud de Daño	
LD	Ligeramente Dañado
MD	Moderadamente Dañado
SD	Severamente Dañado
FD	Fuertemente Dañado
5.- Solución estructural	
R	Reparación
RR	Refuerzo y Reparación
RRR	Reconstrucción, Ref. y Rep.
6.- Otros	
Long.	Longitud
Cost.	Costados
C.N.	Costado Norte
C.S.	Costado Sur
C.O.	Costado Oriente
C.P.	Costado Poniente

Tabla 2.1 : Nomenclatura Utilizada.

2.2.1 Evaluación de Emergencia.

En ésta etapa, se pretende determinar si los edificios han sido dañados por un sismo y si presentan condiciones de seguridad necesarias para ser habitados de inmediato sin poner en peligro la seguridad de los usuarios. Esta evaluación se basa en una inspección visual. Se realiza; por medio de formatos especiales, la recopilación de toda la información general del edificio.

Entre la información que se recopila con éstos formatos tenemos:

- a) Descripción de la geometría o uso del edificio.
- b) Descripción del Sistema Estructural.
- c) Observaciones de la Inspección: magnitud del daño en los elementos en general.
- d) Conclusiones y Recomendaciones.

Este estudio requiere que sea ejecutado por personas especializadas y bajo normas de seguridad muy estrictas, puesto que muchas de las estructuras no son seguras.

El dictamen de esta evaluación consistirá en la asignación de una Bandera de Color, según el nivel de daños que la estructura presente. Así tenemos:

Color	Descripción	Magnitud de Daños
Verde	LD Ligeramente Dañado.	- No presenta peligro, Acceso ilimitado. El Elemento o Estructura no requiere reparación.
Amarillo	MD Moderadamente Dañado.	- Acceso limitado. Los Elementos requieren reparación de daños menores.

Naranja	FD Fuertemente Dañado.	- Necesita protección, acceso limitado; el Elemento o Estructura necesita refuerzo o reparación de daños mayores locales.
Rojo	SD Severamente Dañado.	- Demolición. Acceso prohibido. Los elementos o la estructura requiere reconstrucción. Daños mayores globales

Tabla 2.2 : Bandera según la magnitud de daños de la estructura.

Se recomienda que el color de la bandera asignado a un edificio sea marcado en un lugar visible para que pueda ser tomado en cuenta en las siguientes evaluaciones.

Desde el momento de iniciar la Evaluación de Emergencia, deben clasificarse los Daños para determinar la magnitud de deterioro que la estructura presente (Tabla 2.3), pero no sólo es importante la clasificación de Daños, sino que también las soluciones estructurales posibles (Tabla 2.4).

CLASIFICACIÓN DE DAÑOS.	
- Daños Menores (DMN)	- Los daños carecen de importancia para la Estabilidad del Elemento o Estructura. Puede dejarse en su estado actual.
- Daños Mayores Locales. (DML)	- Los daños carecen de importancia para la estabilidad si sólo se refuerzan localmente.

- Daños Mayores Globales (DMG)	- Los daños afectan la estabilidad del elemento o estructura y se deben reconstruir.
-----------------------------------	--

Tabla 2.3 : Clasificación de Daños.

Soluciones Estructurales	
- Reparación (R)	- Recuperación de las propiedades originales de Resistencia o Rigidez de un Elemento o estructura.
- Refuerzo y Reparación (RR)	- Mejoramiento de las propiedades de Resistencia o Rigidez de un Elemento o Estructura.
- Reconstrucción, Refuerzo y Reparación (RRR)	- Modificación total de las propiedades de Resistencia o Rigidez de un Elemento o Estructura.

Tabla 2.4 : Soluciones Estructurales.

En muchos casos, el dictamen de esta etapa de evaluación, recomienda algunas medidas de Emergencia, entre las que podemos mencionar:

- Desocupación inmediata del lugar.
- Demolición parcial o total de elementos o la estructura.
- Reducción de cargas excesivas.
- Apuntalamiento de Emergencia apropiado.

2.2.2 Evaluación Preliminar.

Con el informe de esta evaluación debe poderse identificar los daños y de ser necesario realizar un proyecto de Reparación o Demolición. En ésta etapa deben indicarse cuales son los puntos vulnerables del sistema estructural, así como también reconocer el sistema estructural, identificar elementos estructurales y no estructurales, condiciones de apoyo e incluso determinar las posibles causas de daño que presente la estructura en la cimentación, a la vez distinguir otros posibles motivos de daño no relacionados con el sismo como:

1. Errores en el Diseño.
2. Defectos de la Mano de Obra.
3. Malos Procesos Constructivos.
4. Uso del edificio.
5. Falta de mantenimiento a la Estructura.

La recopilación de información se realiza al igual que la etapa anterior por medio de formatos (Vea Formato F1 a F4) en los que se detalla la situación de cada elemento dañado. Con estos datos se pretende obtener registros que indiquen los elementos, niveles o entrepisos que presentan mayores daños.

REGISTRO GENERAL DE DAÑOS			ELEMENTO: --	
			ENTREPISO: --	
ESPECIFICACIÓN N ó E,Local,Tipo	Calificación Daños LD,MD,FD,SD	OBSERVACIÓN	Registro Detallado	Solución R,RR,RRR
E1,5/DE,P	FD	- Grieta en la parte superior de la pared, de más de 1,50" de espesor, la cual ya fue reparada, pero se observa mala calidad de repello. La grieta fue producida por efecto cortante.	Hoja 3	R
		- También presenta impactos por arma de fuego tanto en el exterior como en el interior.		
E1, P4 , PI	FD	- Grieta en la parte superior de la pared en el Costado Poniente de la pared, grieta con ramificaciones de aproximadamente 1.50 m de Longitud y de 1.50 pulgada de espesor, también repollada pero con materiales de mala calidad.	--	R
		- Otra grieta en el centro de la pared con las mismas características que la anterior.		
E1, 1 / B-C , P	MD	- Grietas perpendiculares a la longitud de la pared, en la parte inferior de la misma, causadas por cortante, a la vez el piso presenta hundimiento y la separación entre este y la pared son evidentes. Las grietas en la pared varían de 0.5 m a 1.30 m de Longitud, separadas 0.60 m y con espesores variables entre 0.33 a 0.50 mm.	--	R
N1, 4-5 / B' C , L	MD	- Grietas a lo largo de toda la losa de 0.80 mm de espesor, paralela al Eje 5 y separada aproximadamente 1.0 m. Daño producido por flexión de la losa. Este tipo de daño es muy generalizado en todas las losas del Edificio.	--	R
N2, 4-5 / B' B' , L	FD	- La calidad de fuertemente dañado, se debe a las infiltraciones que presenta. - Grieta de Dirección N-S que inicia en la unión de la viga Secundaria 4-5 / B', finalizando a 2.40 m de la viga Principal 4 - 5 / B, de espesor 0.05 mm.	Hoja 4	RR

FORMATO "FI"

REGISTRO GENERAL DE DAÑOS			ELEMENTO:	---
			ENTREPISO:	--
ESPECIFICACIÓN N ó E, Local, Tipo cont...	Calificación Daños LD, MD, FD, SD	OBSERVACIÓN	Registro Detallado	Solución R, RR, RRR
		- Presenta otra grieta de Dirección O-P, que inicia a 0.20 m de la viga Principal 5 / B B', finalizando a 1.0 m de la viga Principal 4 / B B' de espesor de 0.20 mm.		
N2, 5' / D, N	FD	- Daño en el Costado Oriente del elemento debido a impacto de arma de fuego. A la vez en la parte superior, presenta daño por el choque de los dos cuerpos de la edificación lo que produjo el aplastamiento de la junta de dilatación, el daño se extiende hasta la columna, pero es más evidente en el nudo.	Hoja 7	RR
E2, 3 / C, C	FD	- Costado Norte y Sur, presenta impacto por arma de fuego. Exposición del Refuerzo Longitudinal y transversal a causa de la Evaluación Preliminar que se realizó con anterioridad. La altura del daño medido desde el pie del elemento es de 1.27 m grietas repelladas de 0.60 m de longitud y de 0.30 a 0.40 mm de espesor. - Costado Oriente: Grieta en la unión de la viga con la columna en la parte inferior de la misma. Longitud de grieta 1.50 m y espesor de 0.25 mm, con exposición de los refuerzos. - Costado Poniente, calda de recubrimiento en la parte superior de la columna.	Hoja 2	RRR
N2, 2 - 3 / B, VP	FD	- Daño por impacto de arma de fuego que dañó el marco de la ventana y en la viga provocó la exposición del refuerzo longitudinal y como consecuencia la calda del concreto en éste punto.	Hoja 5	RR
N2, 3 - 4 / C, VP	MD	- Costado Norte: impacto por arma de fuego, algunos ya reparados, calda de recubrimiento en la parte inferior de la viga debido a impactos de bala	--	R

FORMATO " F2 "

REGISTRO GENERAL DE DAÑOS			ELEMENTO: --	
			ENTREPISO: --	
ESPECIFICACIÓN N ó E, Local, Tipo cont..	Calificación Daños LD, MD, FD, SD	OBSERVACIÓN	Registro Detallado	Solución R, RR, RRR
		en la Pared 3 - 4 / C y la columna 3 / C. Espesor		
		de la grieta de 1.0 mm.		
		- Debido al deterioro de la misma ya existen Indi-		
		cios de vegetación.		
		- Costado Sur: Caída de recubrimiento en el extre-		
		mo Oriente de la viga y grieta en la parte inferior a		
		lo largo de todo el elemento, espesor variable de		
		0.10 mm hasta 1.50 mm.		
N2, 4 - 5 / C , P	MD	- Grietas perpendiculares a la longitud de la viga, a	--	R
		lo largo de la pared en forma distribuida, de espe-		
		sor variable de 0.15 a 0.40 mm, a la vez, presenta		
		varios impactos por arma de fuego en el exterior,		
		algunos ya reparados.		
N2, 8 / D , C	FD	- Costado Norte y Oriente, presenta impacto por ar-	Hoja 7	RR
		ma de fuego.		
		- Costado Sur: Choque entre columnas, daño en la		
		junta por aplastamiento y caída de recubrimiento.		
		Este daño es notorio en todas las columnas de		
		este Eje, pues fue causado por el choque de los		
		cuerpos de la edificación.		
		- Costado Poniente : Grieta a lo largo de toda la -		
		columna con espesor variable de 0.25 a 1.50 mm		
		de espesor, así como desprendimiento del repe-		
		llo.		
E3, 3 - 4 / C , P	SD	- La repisa presenta un hueco de 0.60 m de diáme-	Hoja 9	RRR
		tro en el centro y parte inferior de la pared, con		
		grietas por cortante que se extienden a lo largo de		
		la misma pared.		
		Este agujero, fue producido por un impacto de ar-		
		ma de fuego. Se recomienda demolición total del		
		elemento.		

FORMATO " F3 "

REGISTRO GENERAL DE DAÑOS			ELEMENTO:	--
			ENTREPISO:	--
ESPECIFICACIÓN N ó E,Local,Tipo	Calificación Daños LD,MD,FD,SD	OBSERVACIÓN	Registro Detallado	Solución R,RR,RRR
E3, 4/C, C	SD	- Dislocación al pie de la Columna en el costado N del elemento.	--	RR
		- También se observa reparación a nivel de repello a media altura del elemento, daño causado por im- pacto de arma de fuego. Mala calidad del material utilizado para la reparación.		
N3, 3 - 4 / C , VC	MD	- Grieta de 0.40 mm con una longitud de 0.30 m en la parte media de la Viga Canal.	Hoja 10	R
		- Desprendimiento del repello por los impactos de arma de fuego, dicho impacto no alcanzó a dañar los refuerzos del elemento.		
		Otras Observaciones:		
		* El Techo en el Ala Poniente del Edificio, se encuentra dañado, debido a que fallaron las vigas metálicas efecto de Flexión, la cual al momento de hacer este levantamiento de Daños Generales ya había sido - reforzado por medio de un Apuntalamiento de Emergencia usando como material de reforzamiento MA- DERA.		
		Vea Detalle en Hoja 8		
		* En la intersección de los Ejes 1/B, los elementos siguientes, presentan exposición de los refuerzos - Longitudinales y Transversales. Este daño no fue causado por efectos del sismo, sino que fue debido a un estudio que se realizó en el edificio en años anteriores, lastimosamente, nunca fue reparado, lo que ha ocasionado seguramente una debilidad en este punto. Por ahora nos limitamos a recomendar que sean cubiertos lo mas pronto posible para evitar que continúen a la intemperie.		
		Los elementos son los siguientes: Columna del Segundo Nivel, media altura de mitad hacia arriba; - Nudo del Segundo Nivel y Columna del Tercer Nivel, media altura de pie hacia arriba.		
		Vea Detalle en Hoja 11		
		* En forma general se observa gran cantidad de daños en la estructura, pero estos debidos a impactos por arma de fuego del recién pasado conflicto armado		

FORMATO "F4"

El dictamen de esta etapa indicará:

- a) Demolición: Si la estructura está muy dañada,
- b) Un estudio más detallado o Evaluación Definitiva, si puede ser reparada, con establecimiento de medidas de protección y seguridad para realizar los demás estudios.

Los encargados de realizar esta etapa de estudio deberán poner especial interés y cuidado al momento de identificar los daños con características específicas en elementos aislados o que el mismo tipo de daño esté generalizado en toda la estructura, pues, así podrá identificarse de una manera más rápida las causas de daños en el edificio.

Las recomendaciones en el informe (si no requiere ser demolida) podrán ser desde una simple Restauración que es sólo la recuperación de la resistencia original del elemento, hasta el Refuerzo que consistirá en incrementar la resistencia original del elemento o de la estructura en su totalidad.

La tabla 2.5 presenta la Clasificación y Evaluación de Daños a una Estructura según los daños estructural que presenta.

Tipo de Daño	Descripción	Evaluación Preliminar
No Estructural	- Daños únicamente en elementos no estructurales.	<ul style="list-style-type: none">• No existe reducción en la capacidad sismo-resistente.• No se requiere desocupar.• La reparación consistirá en la restauración de los elementos estructurales.

Estructural Ligero	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. - Fisuras y caída de aplanados en paredes y techo. - Grietas de menos de 3 mm de ancho en muros de mampostería. 	<ul style="list-style-type: none"> • No existe reducción en la capacidad sismo-resistente. • No se requiere desocupar. • La reparación consistirá en la restauración de los elementos dañados.
Estructural Fuerte	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. - Grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería. 	<ul style="list-style-type: none"> • Existe una reducción importante en la capacidad sismo-resistente. • Debe desocuparse y mantenerse sólo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. • Es necesario realizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo de la estructura.
Estructural Grave	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. - Desprendimiento del recubrimiento en columnas. - Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en columnas y muros de concreto. 	<ul style="list-style-type: none"> • Existe una reducción importante en la capacidad sismo-resistente. • Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. • Es necesario proteger la

	<ul style="list-style-type: none"> - Agrietamiento de losas planas alrededor de las columnas. - Aberturas en muros de mampostería. - Desplomes en columnas de más de 1:100 de su altura. -Desplomes del edificio de más de 1:100 de su altura. 	<p>calle y los edificios vecinos mediante la rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente.</p> <ul style="list-style-type: none"> • De ser posible deberá recurrirse a una evaluación Definitiva que permita decidir si procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura.
--	--	---

Tabla 2.5 : Clasificación y Evaluación del tipo de Daño Estructural.

2.2.3 Evaluación Definitiva.

Esta Evaluación servirá de base al estructurista, pues constituye una fuente de información que será utilizada para un posible Diseño de Reparación.

La Evaluación Definitiva comprende los siguientes pasos:

- a) Acopio de Información Complementaria.
- b) Inspección detallada de Daños y Elaboración de Planos de Daños.
- c) Verificación de Información Disponible.
- d) Determinación de la capacidad Sismo-Resistente del Diseño Inicial: detectando puntos más débiles de la estructura.
- e) Establecimiento de las Causas de Daños: Determinación de los Efectos a los que cada elemento se encuentra sometido.

f) Estudio de Alternativas de Solución.

Con esta evaluación se pretende conocer la capacidad sismo-resistente inicial de la estructura y analizar su comportamiento durante el sismo, para lo cual existen diferentes formas de análisis y su uso depende de la importancia y nivel de daños del edificio.

Si al finalizar la Evaluación Definitiva, se verifica que la Capacidad Estructural, cumple con las Normas Vigentes, los Daños en la Estructura serán ligeros (Pocos daños presentes en los elementos No Estructurales principalmente), y sólo requerirá Restauración procurando aumento de su ductilidad.

Por otro lado, si la Capacidad Estructural no cumple con las Normas Vigentes, deberán existir daños Generalizados Fuertes o Graves y se determinarán problemas de estructuración. La solución será en muchos casos la Reparación y Refuerzo de la Edificación. En casos como estos se requiere introducir nuevos elementos rigidizantes cuando existe estructuración exageradamente deficientes.

Con la restauración de un elemento dañado solo permite recuperar entre un 70% y 80% de la rigidez original del elemento o de la Estructura. Así será que un elemento o Estructura con daños mayores al 25% no sólo requerirá recuperación, sino Refuerzo o bien en casos más graves demolición Total o Parcial es la solución más conveniente.

Al dictamen técnico final, que presenta las posibles alternativas de solución deberá anexársele de ser posible un análisis económico, social, legal y político, todo para inspeccionar la alternativa más conveniente desde todos los puntos de vista.

2.3 EVALUACIÓN DEFINITIVA.

2.3.1 Recopilación de Información Existente.

Para proyectos de Diagnóstico y Reforzamiento de Estructuras, debe contarse con toda la información posible del edificio. Entre la información importante de recopilar se incluye desde Diseños Originales, Proceso Constructivo, y cambios en el uso de la edificación, también es necesario incluir la verificación de la información documentada (recolectada), con el estado actual de la Estructura.

En ocasiones sucede que durante el proceso de construcción se realizan modificaciones con respecto a lo especificado en los planos, o bien que las propiedades de los materiales hayan sufrido cambios con el tiempo o que se utilizo materiales deficientes, por esta razón se hace necesaria la verificación de toda la información recolectada.

Para el proyecto de Reparación del Edificio de Ingeniería Mecánica, se pudo obtener la siguiente información:

- a) Planos Estructurales Completos.
- b) Planos Arquitectónicos Incompletos (Pendientes: el Sótano y 1er. Nivel).
- c) Planos de Instalaciones (Sistema Hidro-Sanitario).
- d) Normas de Diseños Vigentes para la Reparación.
- e) Tesis sobre el Costo, Presupuesto y Programación de la Construcción del Edificio (la que contiene algunas Especificaciones Técnicas del Edificio).
- f) Uso actual del Edificio.
- g) Otros:

Estudio Preliminar de Suelos (Con tres Sondeos realizados en el Área de los Laboratorios).

Revisión de la Colocación del Acero de Refuerzo (Evidente en dos Columnas del Edificio).

Siendo, éstos dos últimos literales la información más reciente con que se cuenta, pues fueron realizadas después del Terremoto de 1986, y ejecutados como Etapas de Estudio en las Evaluaciones de Emergencia y Evaluación Preliminar Inicial.

2.3.2 Levantamiento Físico.

Aunque en la recolección de la información, se logró obtener la mayoría de planos, siempre se hace necesario realizar un levantamiento Físico del Edificio, pues en muchas ocasiones entre el proceso de Planeación de una Estructura y la Ejecución de la misma suceden cambios. Es así que paredes y elementos divisorios ideados y representados en los Planos no existen realmente y pueden aparecer otros elementos que no hayan sido especificados. Estos pueden en un momento afectar las solicitaciones de carga que bien podrían, en el análisis estructural, presentar incrementos de carga y como consecuencia posibles daños por Deficiencia en el Diseño.

2.3.3 Identificación del Sistema Estructural.

Básicamente se trata de establecer a cual sistema de los indicados en el Reglamento de Diseño Sísmico de el Salvador pertenece la Estructura; esto implica una inspección muy minuciosa para evitar confusiones, pues todos los Sistemas Estructurales tienen características propias y se comportan de diferente forma ante un sismo.

O bien debe definir si son combinaciones de los Sistemas. A partir de esta clasificación se podrá identificar cuáles son los elementos Estructurales y los No Estructurales y cuantificar los daños Estructurales que la Edificación presenta.

Debe definirse cuáles son exactamente las condiciones de apoyo para evaluar correctamente y lo más realmente posible las transmisiones de carga, a la vez deberá:

- Identificar el Sistema de Entrepiso utilizado: Losa Densa o Aligerada.
- Investigación minuciosa del Techo en lo referente al material utilizado (cubierta de lámina o losa de concreto reforzada en vigas y columnas) y apoyos del techo (placas o embebidas en el concreto).

En este proceso, además de las Plantas Reales de la Edificación, se hace necesario presentar los croquis del Edificio en elevaciones; estableciendo los niveles y entresijos del sistema, indicándose también losas ubicadas a media altura del entresijo, (las que no formarán parte del marco estructural), columnas o paredes que no continúan en toda la altura del edificio, y cualquier otro elemento que provoque discontinuidad en la estructura. Ver figuras 2.19 a 2.21 : Marcos Cargados Gravitacional y Sísmicamente (Marcos seleccionados para la Revisión Estructural en la Etapa de Diagnóstico).

Por lo que se procedió a clasificar el Sistema Estructural de la siguiente manera:

- Dirección X-X: Marcos de C/R con detallado intermedio combinado con Paredes de
Mampostería .

- Dirección Y-Y: Marcos de C/R con detallado intermedio (cuerpo B)

Marcos de C/R con detallado intermedio combinado con Paredes de
Mampostería (cuerpo C).

2.3.4 Levantamiento de Daños.

El grado de daño que presenten los elementos no sólo depende de la acción del sismo, sino también del comportamiento estructural del Edificio y de la Resistencia de la Estructura en sus puntos críticos, por esta razón que se vuelve importante el determinar el Sistema Estructural al cual pertenece el Edificio, para clasificar los elementos estructurales de los no estructurales.

Por lo que podemos definir:

- Elemento Estructural: Es aquel elemento que ha sido diseñado con el fin de soportar cargas y contribuir a la Resistencia de la Estructura.
- Elemento No Estructural: Es aquel elemento de la estructura que no participa en la Resistencia y Rigidez Global de la Estructura.

2.3.4.1 Daños Estructurales.

Debido a que éstos pueden ser muy numerosos, es mucho más conveniente clasificarlos según el elemento estructural en el que se presenten, así puede definirse en función de las características del daño la causa que los originó.

En la tabla 2.6 y la figura 2.1 a 2.6 se presentan, los tipos de elemento estructural y los daños más comunes causados a estos por un sismo.

Elemento Estructural	Tipo de Daños	Causas
Columnas	- Grietas Diagonales - Grietas Verticales -Desprendimiento del Recubrimiento. -Aplastamiento del Concreto y Pandeo de Barras.	- Cortante o Torsión. - Flexo-Compresión - Flexo-Compresión - Flexo-Compresión

Vigas	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas Diagonales - Rotura de Estribos. - Grietas Verticales. - Rotura del Refuerzo. - Aplastamiento del Concreto. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cortante o Torsión. - Cortante o Torsión. - Flexión - Flexión - Flexión
Unión Viga-columna	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas Diagonales. - Falla por adherencia del Refuerzo de vigas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cortante - Flexión
Sistema de Pisos	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas. - Grietas Longitudinales. 	<ul style="list-style-type: none"> - Penetración - Flexión
Muros de Concreto	<ul style="list-style-type: none"> - Grietas Diagonales - Grietas Horizontales. -Aplastamiento del Concreto y Pandeo de Barras. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cortante - Flexo-Compresión. - Flexo-Compresión.
Muros de Mampostería	<ul style="list-style-type: none"> -Grietas Diagonales - Grietas Verticales en las esquinas y centro. - Grietas como Placa Perimetralmente apoyada 	<ul style="list-style-type: none"> - Cortante - Flexión y volteo - Flexión

Tabla 2.6: Tipo de Elemento Estructural y daños más comunes.

FIG. 2. 2 : DAÑOS EN VIGAS

GRIETAS VERTICALES POR FLEXION

GRIETAS DIAGONALES POR CORTANTE

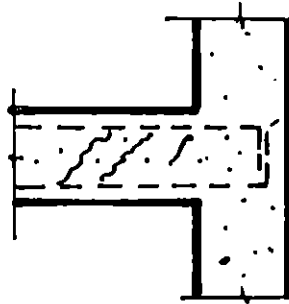
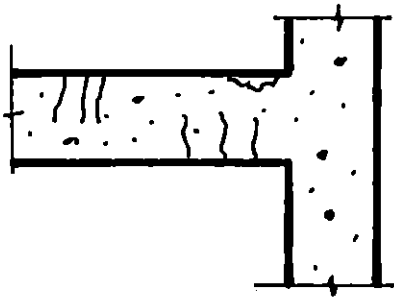
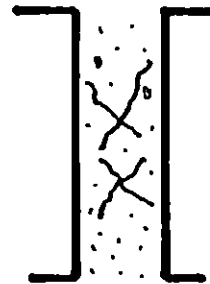


FIG 2. 1 : DAÑOS EN COLUMNAS

GRIETAS EN ESPIRAL POR TORSION

GRIETAS DIAGONALES POR CORTANTE



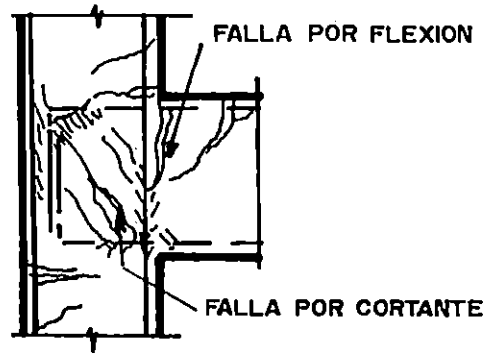


FIG.2.3: DAÑOS EN NUDOS

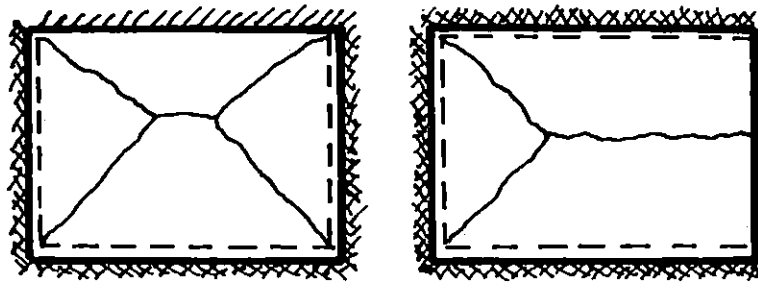


FIG.2.4: DAÑOS EN LOSAS

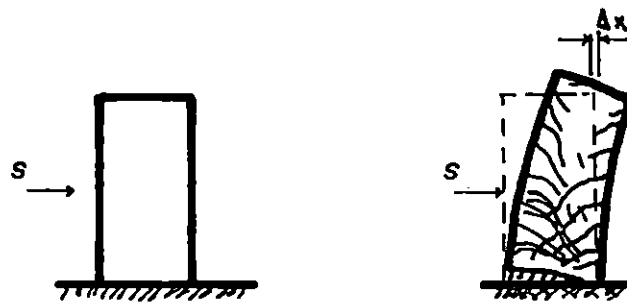


FIG.2.5: DAÑOS EN MUROS DE CONCRETO REFORZADO

2.3.4.2 Daños no Estructurales.

En la mayoría de ocasiones, estos son causados por las uniones inadecuadas de estos elementos con la estructura o por una falta de rigidez de los mismos elementos.

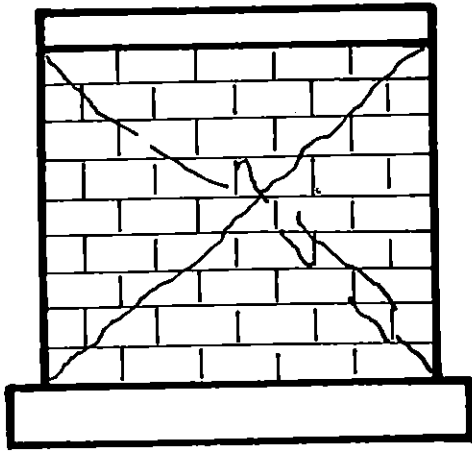
Los daños más comunes son:

- a) Aplastamiento de las uniones entre estructura y elementos divisorios.
- b) Agrietamiento de los elementos divisorios de Mampostería.
- c) Rotura de vidrios.
- d) Desprendimiento de Recubrimientos y Plafones.
- e) Caída de Cielo Falso.
- f) Rotura de Tubería e Instalaciones Diversas.

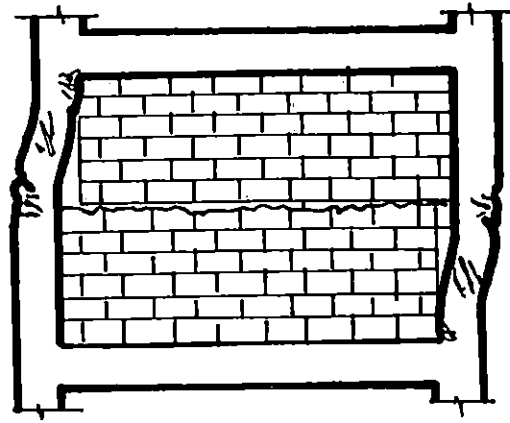
2.3.4.3 Daños en Cimentaciones.

La Falla en la Cimentación se manifiesta por daños en la Superestructura, daños evidentes en todos los elementos del edificio y son los que requieren mayor cuidado en ser detectados, puesto que podrían ser Daños en los Elementos de Transmisión de la carga del Edificio al Suelo (zapatas, soleras, losa de fundación, etc.), o bien Falla en el propio Suelo.

- a) Falla Estructural: Cuando ha sido mal diseñada y mal construida pues no soporta los esfuerzos impuestos sobre ella. Si la cimentación es de Concreto Reforzado, pueden fallar por Flexión, Corte Longitudinal o Punzonamiento.
- b) Falla del Suelo por Corte: Cuando Falla el Suelo bajo la Cimentación, presenta tres principales modos de falla:
 - i- Por corte General: Produce la falla desde un borde de la zapata hasta la superficie de terreno, es la más común y la más fácil de reconocer.

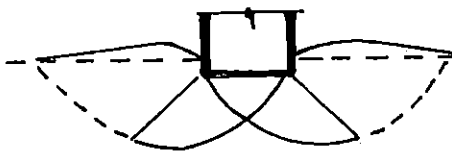


AGRIETAMIENTO A TRAVES DE
PIEZAS Y JUNTAS

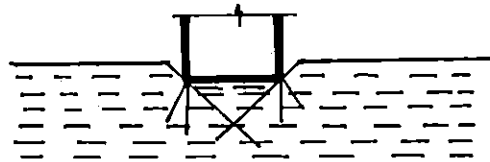


FALLAMIENTO POR DESLIZAMIENTO

FIG. 2.6: DAÑOS EN MUROS DE MAMPOSTERIA POR CORTANTE



FALLA POR CORTANTE DE
TIPO LOCAL



FALLA POR PUNZONAMIENTO

FIG. 2.7: DAÑOS EN CIMENTACIONES

- ii- Por Corte Local: No presenta una superficie de falla visible bajo la cimentación.
 - iii- Por Punzonamiento: Debido a debilidad del suelo o punzonamiento de la columna y la zapata.
- c) Falla del suelo por Compresión: produce asentamientos diferenciales que producen esfuerzos de tensión en las instalaciones o estructuras rígidas, lo que dañará los sistemas de tuberías y cañerías, ocasionando erosión del suelo, socavación, licuación, asentamientos e hinchamientos diferenciales (Vea Figura 2.7).

2.3.4.4 Registro General de Daños.

Este constituye una Etapa en la Evaluación Preliminar de Daños de una Estructura y se realiza a todos los elementos de la Edificación sean estructurales y no Estructurales, presenten daños visibles o no. Con este registro se pretende analizar los daños en su totalidad.

Se realizarán para cada Nivel y cada Entrepiso. Todos los elementos de la Estructura deben aparecer en este Registro. Deberá describirse las grietas en sus anchos, longitudes y separación si hay varias en un mismo Elemento.

El Grietómetro es el elemento utilizado para medir los anchos de las grietas, el cual se muestra en la Figura 2.8

En el Registro General de Daños al igual que el Registro Detallado de Daños, debe definirse de ser posible las causas de daño y su posible solución (Ver Tabla 2.7). Si el elemento se encuentra muy dañado, se especifica en el Registro General que se realice una Evaluación Detallada a la Estructura, asignándoles un Número de Registro Detallado al elemento en cuestión.

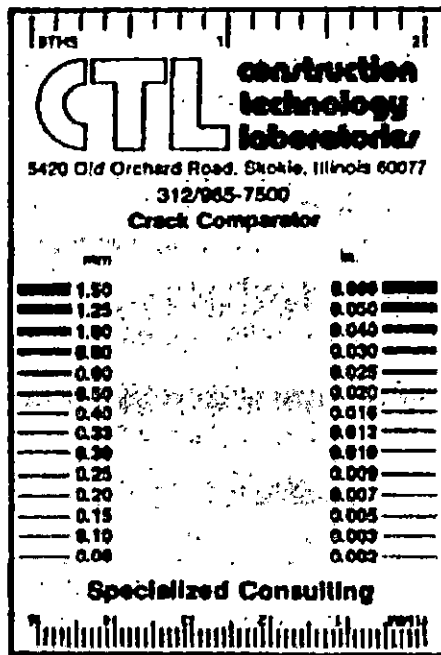


Figura 2.8 : Grietómetro.

Grieta	Ancho	Daño	Posible Solución del Elemento
Fisura	≤ 0.4 mm	LD	No requiere reparación (-).
Grieta	≤ 1.0 mm	MD	reparación con Resinas Epóxicas (R).
Fractura	≤ 5.0 mm	FD	Aumento de Dimensiones y Acero de Refuerzo (RR).
Dislocación	> 5.0 mm	SD	Demolición y Construcción de elemento nuevo (RRR).

Tabla 2.7 : Clasificación de Grietas y Posibles Soluciones.

Como anteriormente se dijo, en este Registro deben aparecer todos los elementos Estructurales y no Estructurales de cada nivel o Entrepiso de una Estructura, pero debido a que resulta ser un estudio muy voluminoso, sólo presentamos un resumen donde aparecen los elementos que en los Registros Generales Originales mostraban daños mayores y requerían se les realizara un Registro Detallado. (Ver Formatos F1 a F4).

Es importante notar que muchos elementos no fueron dañados por el sismo, sino por impactos de arma de fuego del reciente finalizado Conflicto Armado.

2.3.4.5 Registro Detallado.

Consiste en registrar por medio de Formatos la Descripción del estado de cada Elemento Dañado, sea Estructural o No Estructural.

Para ejecutar un Registro Detallado, en la toma de datos será necesario retirar el material decorativo (repellos, cielo falso), para determinar si el daño es superficial o si ha penetrado hasta el núcleo del elemento estudiado. Luego se volverá a tomar datos de las grietas si éstas aún existen.

Los formatos a diferencia del anterior son individuales para cada elemento e incluyen fotografías o esquemas, constan de área para descripción de la fotografía; en los que se detallarán dimensiones, refuerzo, tipo y clasificación de daños, para poder seguir con el planteamiento de soluciones de reparación de los elementos.

De todos los Registros Detallados por nivel o entrepiso debe crearse un Plano de Daños, para tener una visión más completa de los Daños en la Estructura.

A continuación presentamos los Registros Detallados de los elementos más dañados y su correspondiente descripción. Ver Formatos F.5 a F.15.

REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS**EDIFICIO:** ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**CUERPO:** VISTA GENERAL**ELEMENTO:** FACHADA COSTADO NORTE**HOJA No:** 1 / 11

OBSERVACIONES: Vista de la fachada del Edificio de Ingeniería Mecánica, en el Costado Norte. De manera general, se puede apreciar que el Edificio no presenta mayores daños debidos a sismo, Los daños que a simple vista se observan fueron causados por impactos de arma de fuego, muchos de los cuales ya fueron reparados, aunque con materiales de muy mala calidad y de una manera inadecuada, pues solamente se han preocupado por cubrir los daños sin interesarse que tan dañado este el elemento. Los daños más serios se pueden apreciar en la Columna de la intersección de los Ejes 3 / C en el Segundo Nivel y en la Pared 3 - 4 / C del Tercer Nivel del Cuerpo " B ".

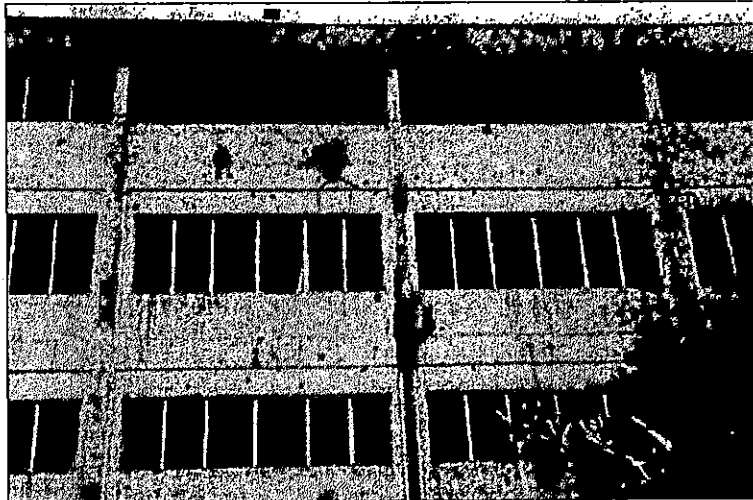
REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

CUERPO: "B"

ELEMENTO: C, 3/C, 2do NIVEL Y PE, 3-4/C, 3er NIVEL

HOJA No: 2 / 11



OBSERVACIONES: En esta fotografía hacemos una descripción de los daños en los elementos siguientes: Columna del Segundo Nivel de la intersección de los Ejes 3 / C , y de la Pared Exterior de entre los Ejes 3 - 4 / C , todos del Cuerpo B. Una vez más se puede observar al igual que la fotografía anterior, que los principales daños observados al Edificio son impactos por arma de fuego. La pared a la derecha de la columna dañada fue objeto de un disparo de mortero, lo que alcanzó a la columna despojándola de materiales recubrimiento y como consecuencia exposición de los Refuerzos Longitudinales y Transversales. El mismo daño se ocasionó en la Pared del Tercer Nivel y en la Viga Canal (que no se aprecia muy claramente en esta fotografía). La Columna 3/C, fue elemento de análisis en la Evaluación Preliminar, por lo que fue necesario descubrir sus refuerzos , aún más de los que ya presentaba. Lastimosamente, esta nunca fue reparada por lo que en la actualidad el acero y el concreto están deteriorados.

REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

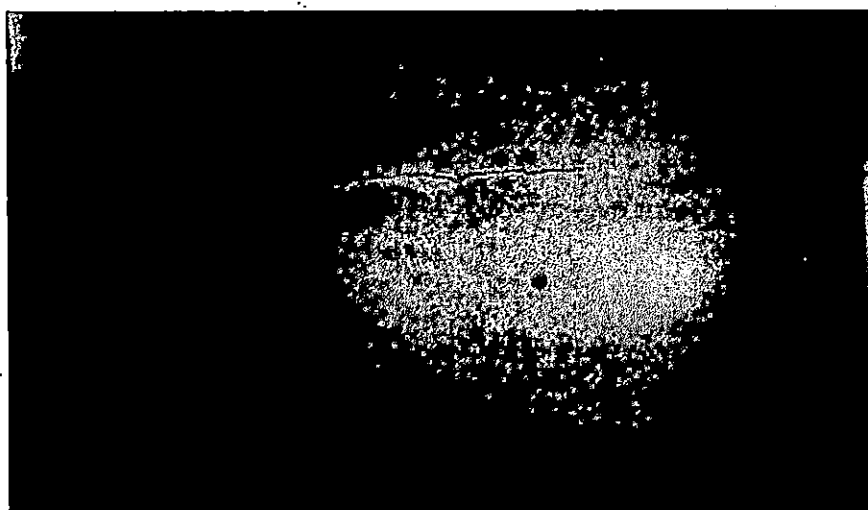
CUERPO: "C"

ELEMENTO: PARED EXTERIOR 5' / D-E

HOJA No: 3 / 11



OBSERVACIONES: Pared vista desde el exterior del Edificio. Presenta grieta de gran longitud, causada por la Asimetría que produjo la distribución inadecuada de agujeros de ventilación en el elemento. Se puede verificar la mala calidad de materiales utilizados. Este tipo de daño fue muy generalizado en las Paredes del Primer Nivel, Grietas en la parte superior de la Pared dirigidas hacia abajo y diagonalmente. El espesor de dichas grietas llegaba en algunas ocasiones hasta más de 5 centímetros.

REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS**EDIFICIO:** ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**CUERPO:** "B"**ELEMENTO:** LOSA 5-4/B-B, 2do NIVEL**HOJA No:** 4 / 11

OBSERVACIONES: La losa presenta serias evidencias de filtraciones como consecuencia de Fugas en el Sistema Hidro-Sanitario del Tercer Nivel, puesto que arriba de ésta Losa se encuentran ubicados los Servicios Sanitarios del Tercer Nivel. La grieta se extiende a lo largo de toda la losa con dirección predominantemente N-S y espesor de 0.33 mm a 0.50 mm. También ésta losa presenta otras grietas paralelas a la anterior de menores espesores y magnitudes, así como otra de dirección O-P con longitudes de 2.0 m y espesor de 0.20 mm.

REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA

CUERPO: "B"

ELEMENTO: VIGA PRINCIPAL, 2-3/B, 2do. NIVEL

HOJA No: 5 / 11



OBSERVACIONES: La Viga presenta un impacto por arma de fuego, el cual ocasionó la deformación del marco de la ventana, y también la caída del recubrimiento y porción del concreto en el Costado Oriente de la Viga (vista desde el interior del Edificio). Este impacto además provocó la exposición del acero de refuerzo longitudinal y su deformación, solo en este punto.

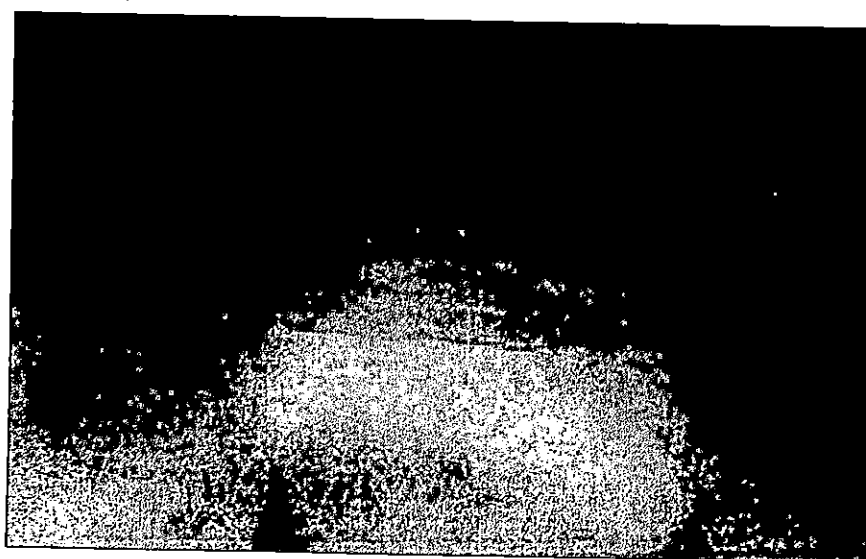
REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

CUERPO: "B"

ELEMENTO: VIGA PRINCIPAL, 3-4/C, 2do. NIVEL

HOJA No: 6 / 11



OBSERVACIONES:

Un impacto de arma de fuego provocó en la losa daños no muy serios, y a la vez provocó caída de recubrimiento en la viga que se presenta. También debido a efecto de flexión que sufrió la viga ocasionó el choque de ésta con la pared dejando como consecuencia grietas verticales tanto en la pared como en la viga.

Este tipo de daños es muy generalizado en todo el edificio principalmente en las vigas del Eje "B", seguramente por la longitud existente entre claros.

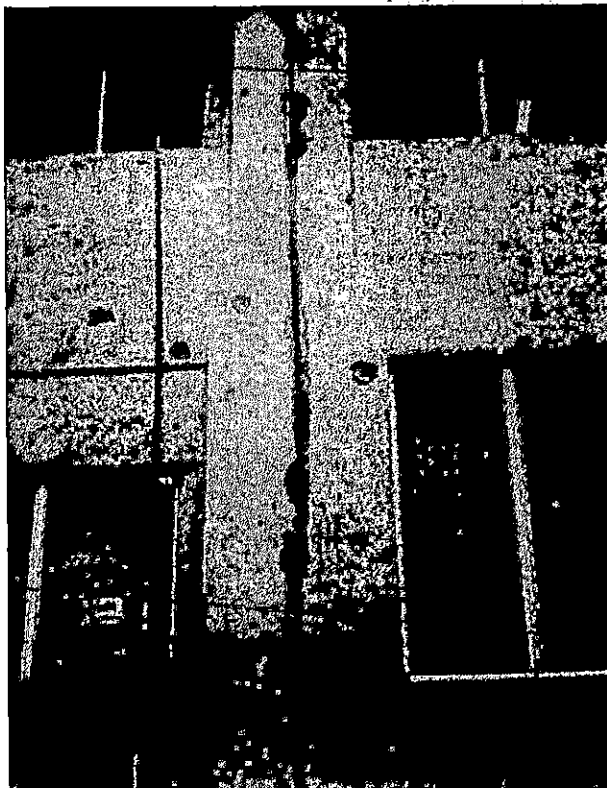
REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

CUERPO: "B y C"

ELEMENTO: JUNTA DE DILATACIÓN

HOJA No: 7/11



OBSERVACIONES: Costado Oriente del Edificio. Junta de Dilatación o Junta Antisísmica

Ubicada entre los cuerpos "B" y "C" del edificio. Separando a las columnas de los Ejes "C" y "D".

El principal daño se dio por el choque de los dos cuerpos durante el sismo, que provocaron el aplastamiento de la Junta, a nivel de los tres niveles donde ésta existe. Se ha caído una porción poco considerable del repello de las columnas.

Aunque la junta cumplió con su función, se puede determinar que si se hubiese tratado de un sismo de mayor magnitud o durante un tiempo más prolongado la junta sería insuficiente, pues la separación entre los cuerpos es de apenas 2.50 centímetros.

REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS**EDIFICIO:** ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**CUERPO:** " B "**ELEMENTO:** ESTRUCTURA METÁLICA (TECHO)**HOJA No:** 8 / 11**OBSERVACIONES:** Panorámica del Apuntalamiento de Emergencia del 3er Nivel.

Las vigas metálicas sufrieron daños por deflexión debido a su peso por la gran distancias entre apoyos, lo que ocasionó la deformación de la misma y como consecuencia la caída total del cielo falso. El apuntalamiento fue la solución inmediata que se llevó a cabo en el Edificio después de la ocurrencia del sismo. El material utilizado para dicho Apuntalamiento es " MADERA ", la cual había sido diseñada como obra de protección provisional — para realizar estudios posteriores y evitar se ocasionaran mayores daños a la estructura de techo.

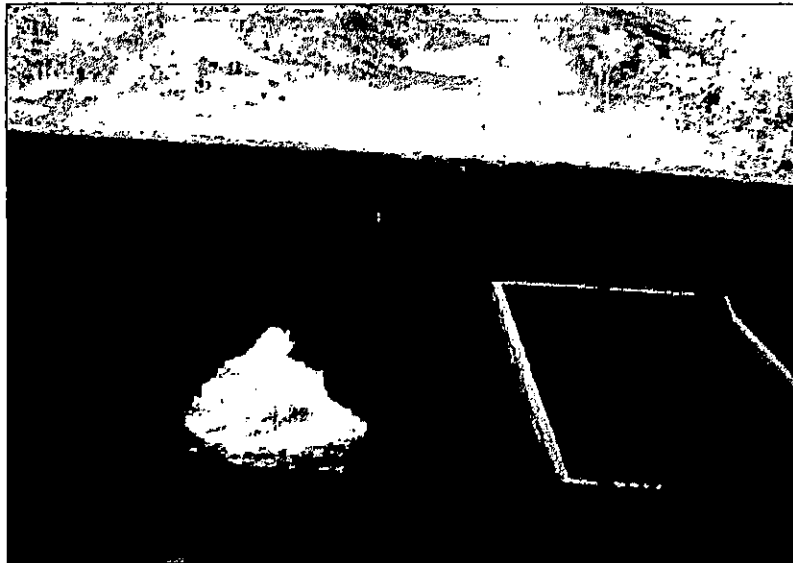
REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERIA MECÁNICA

CUERPO: "B"

ELEMENTO: PARED EXTERIOR, 3-4/C, 3er NIVEL

HOJA No: 9 / 11



OBSERVACIONES: Falla en la repisa del 3er. Nivel. Es evidente que éste elemento no es estructural, fue dañado por un impacto por arma de fuego. Se recomienda su demolición total y reconstrucción de un elemento nuevo, si es que se planea en un futuro poner en funcionamiento este sector del Edificio.

Recalcamos que dicho elemento debe ser demolido para evitar accidentes puesto que durante un futuro sismo, ésta podría desplomarse y lastimar a personas que transitan en las cercanías del lugar.

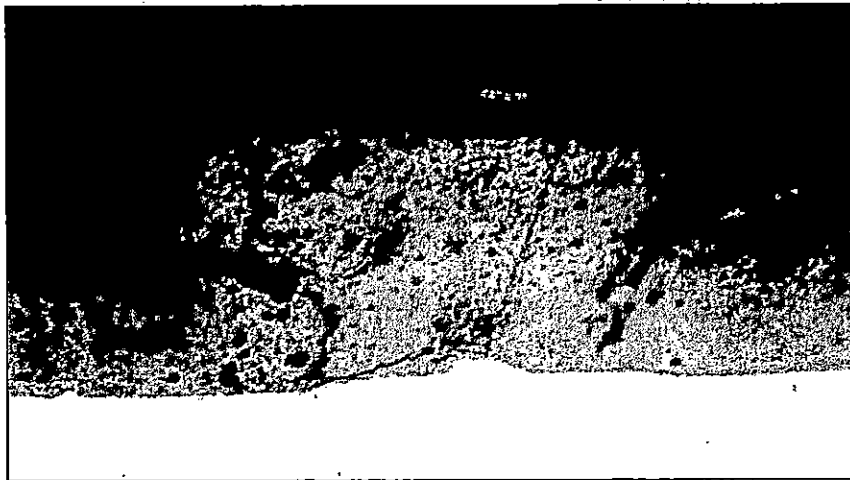
REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

CUERPO: "B"

ELEMENTO: VIGA - CANAL

HOJA No: 10 / 11



OBSERVACIONES: Viga Canal, 3-4/C, se observa la calda del material de recubrimiento debido nuevamente a el impacto por arma de fuego. Aunque es este caso, no daño al elemento en lo estructural.

En este caso solo recomendamos reparación del zona dañada, volviendo a repellar el elemento para lograr la apariencia que tenía.

REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

EDIFICIO: ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA

CUERPO: "B"

ELEMENTO: COLUMNA - NUDO - COLUMNA

HOJA No: 11 / 11



OBSERVACIONES:

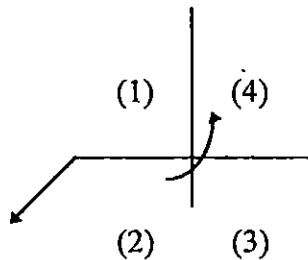
Los elementos aquí analizados son los siguientes: Parte Media Superior de la Columna del Segundo Entrepiso, Nudo y Parte Media Inferior de la Columna del Tercer Entrepiso de la intersección de los Ejes 1 / B. Aunque el daño no fue causado por el sismo o por arma de fuego, el deterioro que presenta es debido a que el elemento o elementos en cuestión fueron utilizados como elementos de estudio durante la Evaluación Preliminar por lo que fueron descubiertos y liberados de recubrimiento y porción de concreto para verificar la Disposición de los Refuerzos Longitudinales y Transversales de la zona.

Con el tiempo que se ha mantenido descubierto y sufrido los efectos de la intemperie, el refuerzo ha de encontrarse deteriorado por lo que recomendamos sea repellido a prontitud esperando otra solución de reparación.

2.3.4.6 Planos de Daños.

Estos se realizan por Nivel o Entrepiso y muestran en forma cualitativa, la distribución de daños en la estructura.

Los datos de daños son esquematizados y presentados en Croquis o en Planos reducidos a pequeña escala. El símbolo que se utiliza para representar los daños es una Flecha con Cuatro Sectores de Información (Ver Figura 2.9).



Nomenclatura	Indicación
(1)	Tipo de elemento y Material
(2)	Magnitud de daño, Longitud espesor
(3)	Número de Pag., Reg, Det. de daño.
(4)	Solución Local.

Figura 2.9 : "Flecha de Cuatro Sectores."

Es así que el Plano de Daños que se referencia a Entrepiso contendrá Columnas, Paredes Exteriores o Perimetrales y Paredes Interiores, mientras que el de Nivel o Piso incluirá Vigas Principales y Secundarias, Losas, Nudos y Viga Canal, aunque éste último puede consistir, en un plano de Daños de Techo que incluya daños en los elementos de la armadura o empotramientos de éstos en las columnas.

Las figuras 2.10 a 2.15 presentan los Planos de Daños del Edificio de Ingeniería Mecánica.

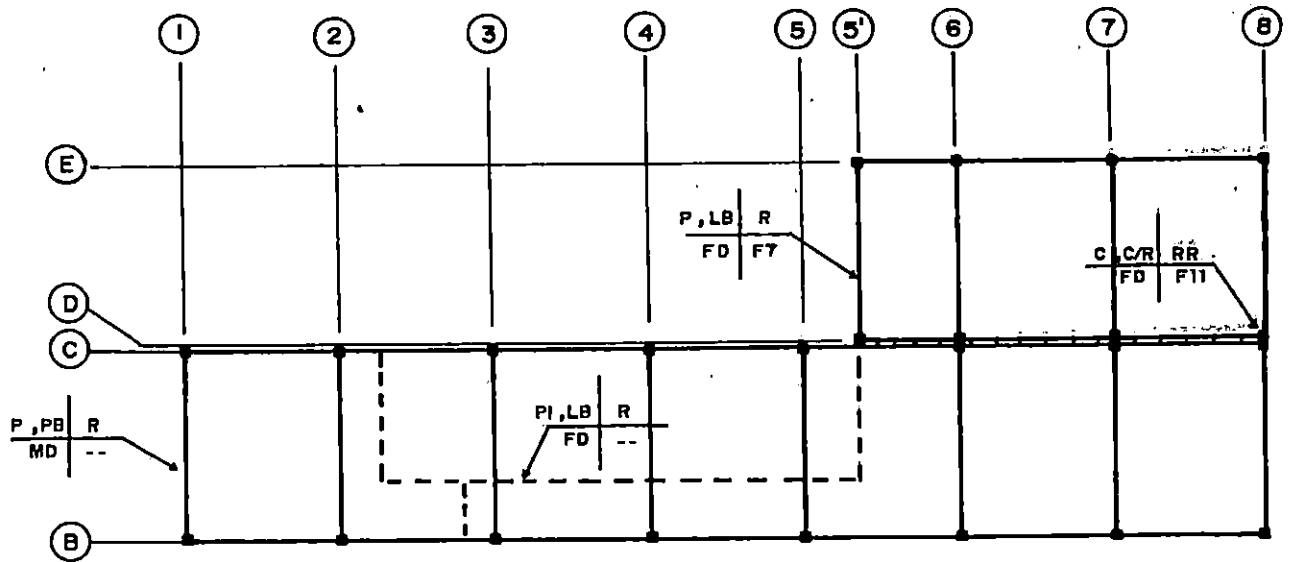


FIG. 2.10: PLANO DE DAÑOS " 1er. ENTREPISO "

NOTA: DEBIDO A QUE EL CUERPO "A" (LABORATORIOS) NO PRESENTA DAÑOS NO SE INCLUYO EN ESTE PLANO

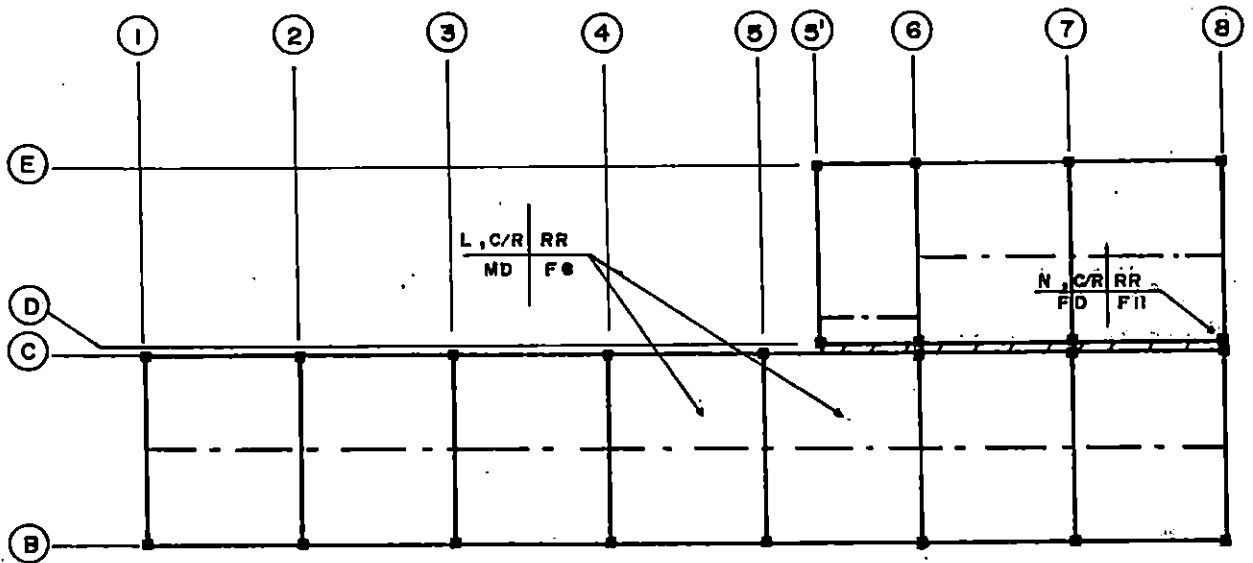


FIG. 2.11: PLANO DE DAÑOS " 1er. NIVEL "

SIMBOLOGIA	
■	COLUMNA
—	VIGA PRINCIPAL
- - -	VIGA SECUNDARIA
- - - -	PARED INTERIOR
— — — —	JUNTA SISMICA

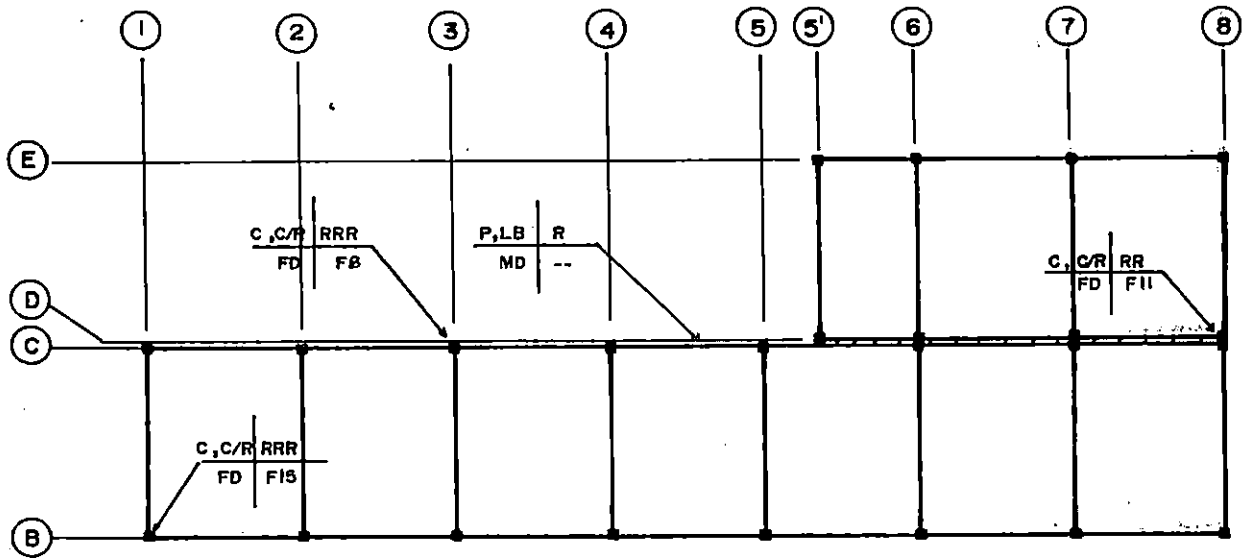


FIG. 2.12: PLANO DE DAÑOS " 2do. ENTREPISO "

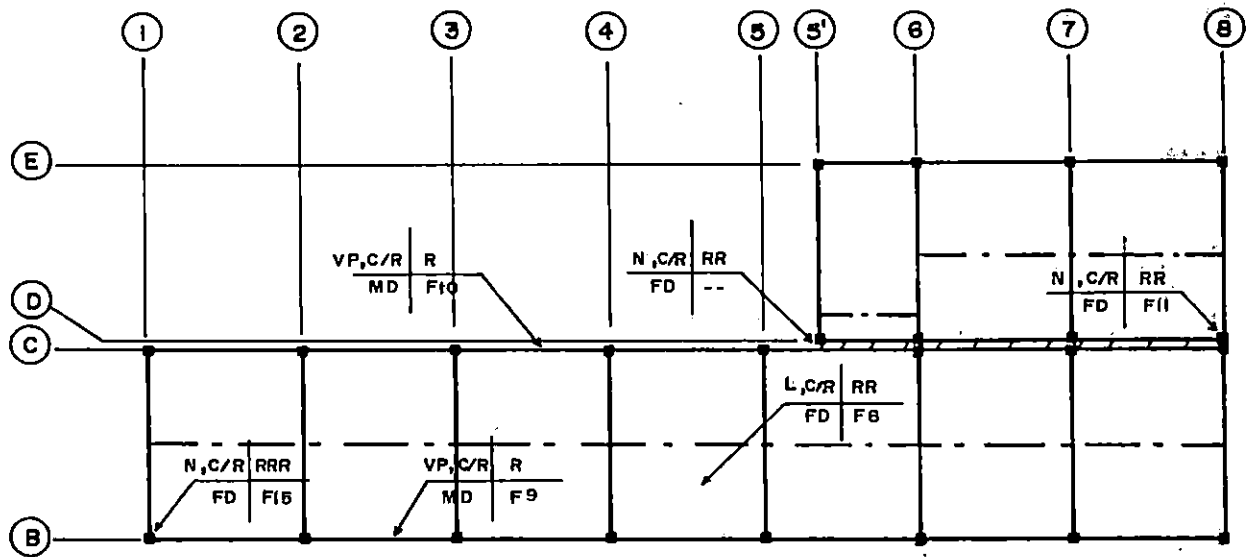


FIG. 2.13: PLANO DE DAÑOS " 2do. NIVEL "

SIMBOLOGIA	
■	COLUMNA
—	VIGA PRINCIPAL
- · -	VIGA SECUNDARIA
- - -	PARED INTERIOR
—	JUNTA SISMICA

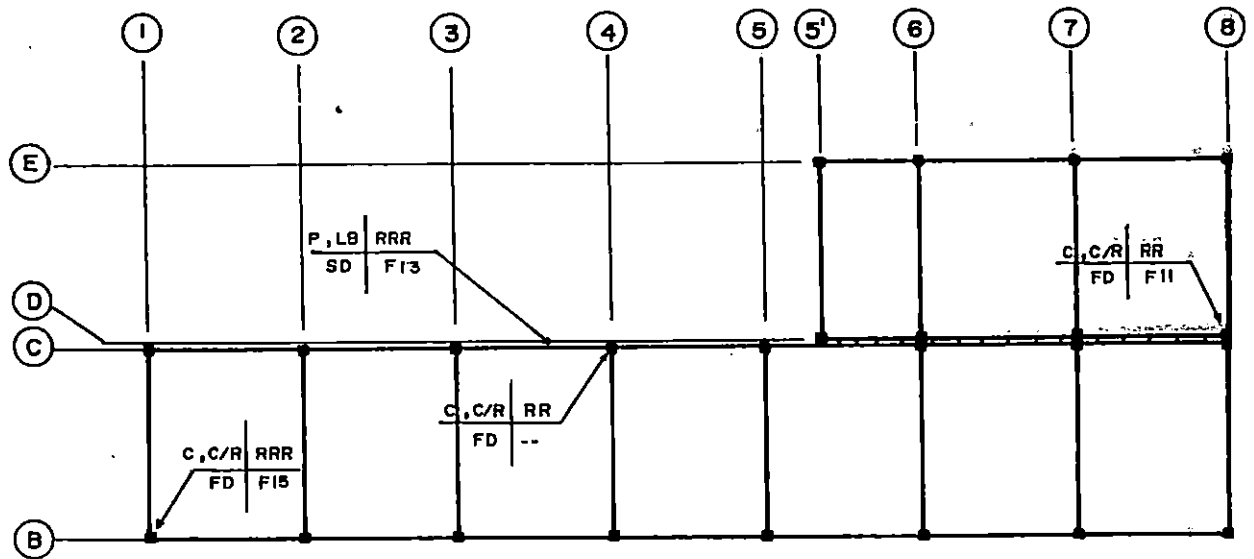


FIG. 2.14: PLANO DE DAÑOS " 3er. ENTREPISO"

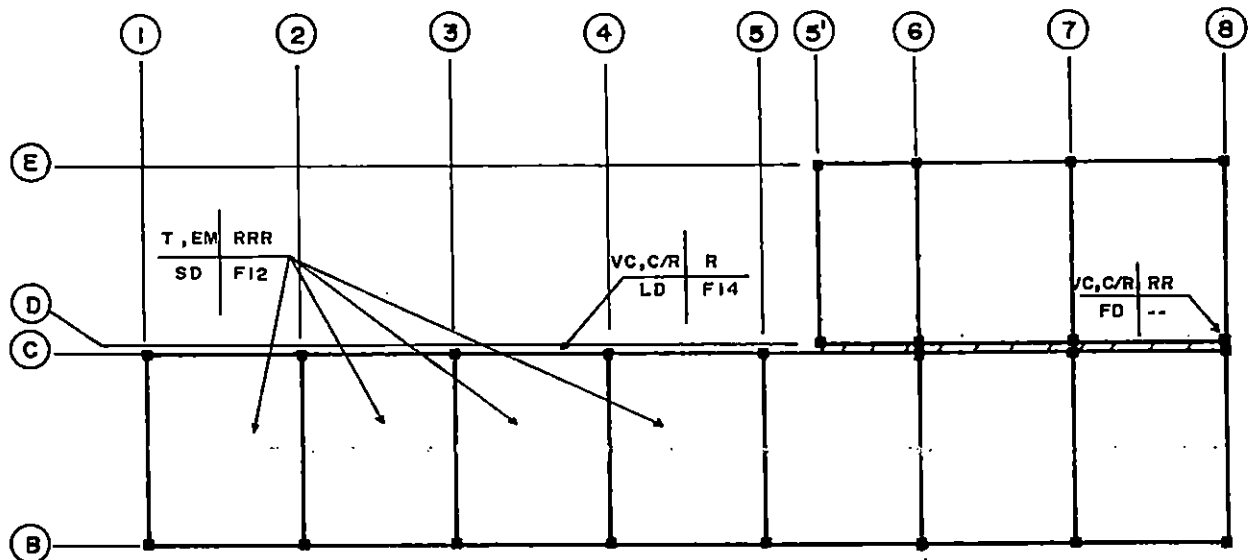


FIG. 2.15: PLANO DE DAÑOS "TECHO Y VIGA CANAL"

SIMBOLOGIA	
■	COLUMNA
—	VIGA PRINCIPAL
- - -	VIGA SECUNDARIA
- - - -	PARED INTERIOR
— — — —	JUNTA SISMICA

2.4 EVALUACIÓN DE CALIDAD DE MATERIALES.

En muchas ocasiones, la consecuencia del Daño en Estructuras después de un Sismo puede ser debido a la Mala Calidad de los Materiales empleados en la construcción, por lo que en todo Estudio de Evaluación de Daños a estructuras, se hace necesario detectar la Capacidad Resistente del Concreto y del Acero, así como verificar sus características mecánicas.

Por lo anterior y como el Edificio en estudio es de concreto Reforzado, deberá efectuarse Pruebas al Concreto Endurecido y Tensión al Acero.

Existen muchos Métodos para el Control de Calidad de los Materiales, algunos más eficientes que otros, en general, su eficiencia está íntimamente relacionada con el grado de dificultad y el daño que ocasiona a la estructura el realizarlos.

Así tenemos:

- a) Métodos Destructivos: Son exactos, pero la toma de muestras implica un daño considerable a la estructura, lo que ocasionará la disminución notoria de la calidad del elemento (Estructuralmente hablando) que se ensaye.
- b) Métodos no Destructivos: Son métodos de fácil aplicación pero sus resultados sólo son datos aproximados.

Para cada material existen varias pruebas, mencionaremos aquellas que son más importantes o que aplicamos en nuestra Evaluación Definitiva de Daños.

2.4.1 Calidad del Concreto.

2.4.1.1 Extracción de Corazones (Método Destructivo).

Esta prueba se basa en la Norma ASTM C-42. Consiste en la Extracción y Prueba de Corazones de Concreto. Mediante este ensayo se puede estimar la Resistencia, Módulo de Elasticidad, Composición Granulométrica, Densidad Aparente y Estado de Carbonatación del Concreto.

Se efectúan barrenos sobre la estructura a ensayar, empleando equipo de perforación provistos de brocas de recuperación. Para ser ensayado el núcleo se prepara de manera tal que la longitud sea dos veces su diámetro y se ensayará igual que los especímenes normales de la Prueba de Resistencia del Concreto, corrigiendo su Resistencia Aparente en función del diámetro de la muestra.

Esta prueba no fue aplicada por el alto grado destructivo que conlleva su ejecución y los niveles de daño que presenta el edificio no lo requerían.

2.4.1.2 Esclerómetro o Martillo Schmidt (Método no Destructivo).

Norma ASTM C 805-85

“Rebound Number on Hardened Concrete”

Número de Rebotes en Concreto Endurecido.

Fue desarrollado por Ernest Schmidt y tiene la ventaja de que las pruebas se realizan en el lugar.

Principio de la Prueba: “El Rebote de una masa elástica dependerá de la Dureza de la Superficie sobre la que golpea la Masa.”

A. Mecanismo de Funcionamiento de Martillo.

La masa es impulsada por un resorte, el cual imprime su energía al extenderlo, cuando el émbolo es presionado contra la superficie de concreto que se ensayará. Al liberarlo, la masa rebota en el émbolo, el que aún esta en contacto con el concreto. La distancia recorrida por la masa, expresada como porcentaje de la extensión inicial del resorte es lo que se llama Número de Rebotes “R” y es señalado por un indicador que corre sobre una escala graduada.

El Número de Rebotes “R”, es una medida arbitraria, pues depende de la Energía almacenada en el Resorte y del volumen de la masa.

Este método de Ensayo no es una Alternativa que determine la Resistencia del Concreto, sino que más bien determina la dureza superficial del mismo, por esto se hace necesario que el Número de Rebotes “R”, se correlacione con información obtenida a partir de los núcleos de concreto. El Martillo Schimdt es usado por su manejo rápido en áreas extensas de construcción donde exista concreto similar al analizado con los núcleos.

El uso del Martillo es eficaz en los siguientes casos:

- I. Evaluar uniformidad de concreto in-situ, para delimitar zonas o áreas de concretos de pobre calidad o áreas de concreto deteriorado.
- II. Indicar cambios en las características del concreto, con respecto al tiempo, como la hidratación del cemento (información útil para determinar el tiempo de remoción de formaletas y moldes de los elementos colados).

Ver en la Fig. 2.16 la Sección Longitudinal del Martillo Schimdt y en la Fig. 2.17 Gráfica que relaciona el Número de Rebotes “R” con la Resistencia a la Compresión del Concreto.

- 1 Embolo de impacto.
- 2 Superficie de concreto.
- 3 Camisa tubular.
- 4 Pieza móvil con varilla guía.
- 6 Botón de presión.
- 7 Barra guía del martillo.
- 8 Disco.
- 9 Tapa.
- 10 Anillo partido.
- 11 Cubierta posterior.
- 12 Muelle de compresión.
- 13 Diente de encaje o seguro.
- 14 Masa del martillo.
- 15 Muelle de retención.
- 16 Muelle de impacto.
- 17 Camisa guía.
- 18 Arandela de fieltro.
- 19 Ventana de plexiglass con escala impresa.
- 20 Tuerca de seguro.
- 21 Contratuerca.
- 22 Pasador.
- 23 Muelle de diente de encaje o de seguro.

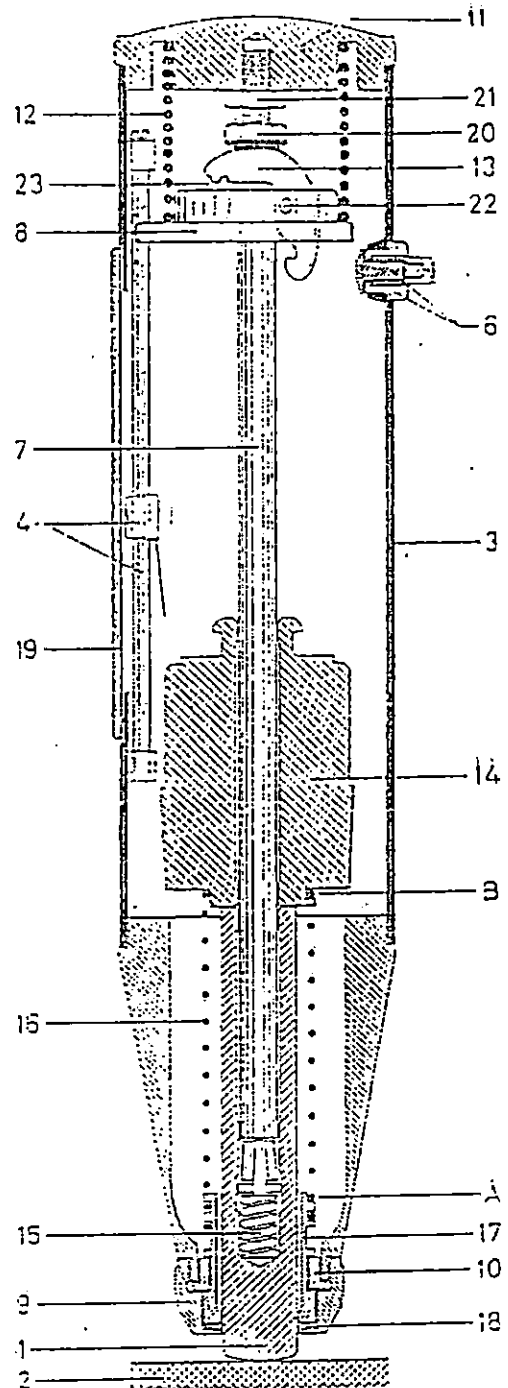
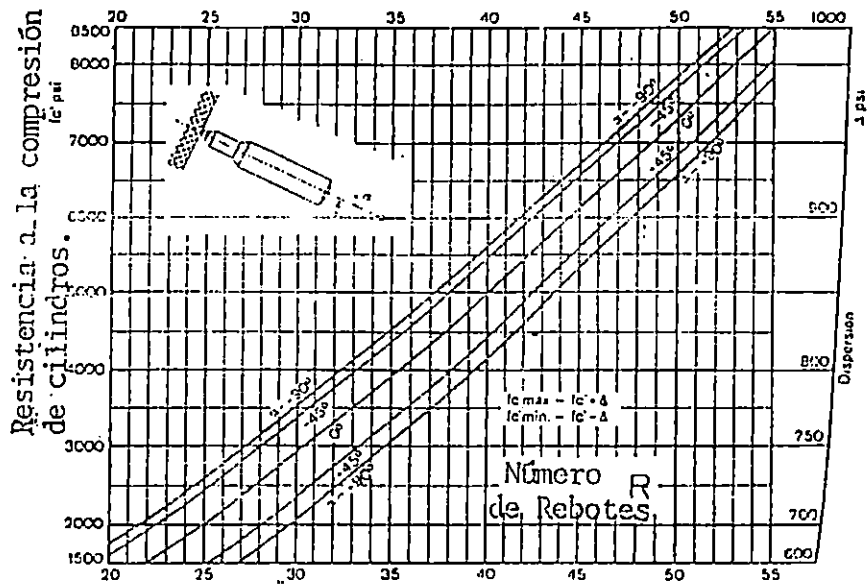


FIG. 2.16: SECCION LONGITUDINAL DEL MARTILLO SCHIMDT



Las curvas se aplican a concreto compacto fabricado con cemento Portland y agregado (grava y arena) de buena calidad. Edad de 14 a 56 días. Superficie del concreto lisa y seca.

$f'c$ = valor más probable de la resistencia a la compresión de los cilindros, psi.

FIG.2.17: GRAFICA "Número de Rebotes vs. Resistencia a la Compresión del Concreto"
(" R vs. $f'c$ ")

B. Resultados del Ensayo al Concreto.

Debido a que los Daños que presenta el Edificio, no son considerados como tan graves, no se llevó a cabo Pruebas Destructivas (Extracción de Núcleos) sino que nos limitamos a realizar solamente Ensayos No Destructivos, para lo cual hicimos uso del Martillo Schmidt.

Los elementos ensayados fueron elegidos de acuerdo a los siguientes criterios:

- Muestras representativas a cada Nivel.
- Siguiendo un Patrón en el Orden de los Colados ejecutados.
- En elementos que presentaban daños visibles.

En base a éstos criterios, se ensayaron los siguientes elementos:

- Columnas: 1er Nivel: 4/A, 1/B, 8/B, y 7/D
2do Nivel: 3/C, 6/C, y 7/E
3er Nivel: 3/B, 7/B, 2/C, y 4/C
- Vigas: 1er Nivel: 5-6 /B
2do Nivel: B-C /2

Las zonas de ensayo por elemento fueron tres, así:

- Columnas: Cabeza, Medio y Pie.
- Vigas: Extremo Izquierdo, Medio y Extremo Derecho.

Los resultados de esta prueba, pueden verse en los CUADROS No 2.1 y No 2.2

Columnas.

Ubicación	E1	E1	E1	E1	E2	E2	E2	E3	E3	E3	E3	1er Nivel	2do Nivel	3er Nivel
Zona ensayo	A/4	B/1	B/8	D/7	C/3	C/6	E/7	B/3	B/7	C/2	C/4			
Cuello	388	456	477	378	373	446	367	315	260	345	288	417.25	395.34	302
Medio	415	472	445	458	483	393	523	317	254	279	362	447.5	466.34	404
Pie	423	422	-	395	343	371	398	331	345	450	300	413.4	370.67	475.34

CUADRO No. 2.1: Resultado de Ensayo Martillo Schmidt en Columnas.

(Cada valor en kg / cm² de Resistencia.)

Vigas.

Ubicación	N1	N2
Zona ensayo	B / 5-6	B - C / 2
Extremo Izquierdo	380	408
Centro	367	401
Extremo Derecho.	458	435

CUADRO No 2.2 : Resultado de Ensayo Martillo Schmidt en vigas.

(Cada valor es en kg / cm² de Resistencia.)

2.4.2 Calidad del Acero.

El control de este material de construcción, en estructuras dañadas por sismos, por lo general, trae mayores dificultades que los ensayos realizados al Concreto. Los métodos de ensayo son más reducidos y extremadamente peligrosos, a la vez que son altamente destructivos para la estructura.

A. Extracción y Prueba de Barras.

La extracción de las muestras se debe hacer en zonas donde la estructura no haya sufrido daños fuertes, pues las muestras a ensayar no deben haber iniciado el estado de Fluencia, todo para poder someterlas a la Prueba Standard de Tensión.

Como esta prueba lo exige, será necesario extraer tres (3) muestras de 60.0 cm. de longitud por cada diámetro de varilla existente en la estructura y realizarle primero la Prueba de Variación de Área.

Por todo lo anterior, es recomendable este estudio solo a edificios que se encuentren severamente dañados y a la vez que se encuentren fuera de servicio por posibles restricciones de acceso más exigentes a este tipo de edificación.

B. Resultados del Ensayo a Acero.

Debido a ésta prueba es demasiado destructiva, no se tomó ninguna muestra propia de algún elemento estructural del edificio.

Las muestras tomadas para los ensayos de tensión del acero, fueron de las mechas de las columnas que existen en el Costado Norte del Edificio, paralelas a las columnas del Eje "E". Dichas mechas, eran las bases para las columnas que se colocarían al construir la

pasarela que uniría el Edificio de Ingeniería Mecánica con el Edificio de Laboratorios de Hidráulica y Mecánica de Fluidos (nunca construido).

Se tomaron muestras de las varillas que habían en dichas mechas, para considerarlas como de la misma calidad de las usadas en la Construcción del edificio en estudio.

De las Pruebas obtuvimos los siguientes resultados:

Diámetro de varilla	No de muestras	Fluencia Promedio F_y (kg / cm²)
1"	3	5,712.7
3/4"	1	2,756.0
½ "	1	3,797.3

CUADRO No 2.3: Resultados de Pruebas de Tensión en Acero.

Nota: Es importante resaltar que en las especificaciones el Acero utilizado debería presentar Resistencia Mínima a la tensión de $F_y = 2,800$ kg / cm².

2.5 EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

2.5.1 Generalidades

El objetivo primordial de realizar un estudio de suelos, será determinar las condiciones existentes de la sub-superficie y el nivel freático del lugar donde se encuentra ubicado el proyecto que se estudiará.

Este proporcionará información muy valiosa sobre algunos fenómenos que podrían afectar una estructura.

Por lo anterior se requiere de una planeación completa para poder obtener toda la información necesaria de una sola vez.

En este apartado no pretendemos profundizar demasiado en la descripción de lo que requiere un estudio completo de suelos, pero si presentamos los principales fundamentos en los que nos basamos para el estudio de suelos que se realizó en el edificio de nuestro interés.

De esta forma, las pruebas que se realizaron para obtener los datos necesarios y analizar la situación de la cimentación fueron:

- a.- Penetración Standard: Estratigrafía del suelo.
- b.- Pruebas Triaxiales: Propiedades Mecánicas del suelo.

2.5.2 Penetración Standard (SPT)

2.5.2.1 Conceptualización de la Prueba

Esta prueba está regida por la Norma ASTM D-1586.

Por medio de éste tipo de ensayo, se obtienen muestras de suelo alteradas muy apropiadas para la inspección visual de campo y además ensayos de laboratorio, para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, así como su estratigrafía y estructura del suelo.

Existe una correlación directa entre el Número de golpes "N", la comparación relativa y el ángulo de fricción interna del suelo.

Otro punto importante es tener presente, en un estudio de suelos, los criterios a seguir para la distribución, espaciamiento y profundidad de los sondeos, para así obtener mayor confiabilidad en los resultados de éstas pruebas.

Para espaciar los sondeos el criterio más usado es: “A mayor carga sobre el área de cimentación, menor será la distancia en los sondeos”. Existen otros criterios muy usados:

- a) Tipo de cimentación
- b) En base al área del edificio.

La distribución de los sondeos se hará de tal forma que se cubra toda el área y que se facilite el trazar los perfiles con información lo más real y completa que sea posible.⁶

La profundidad del sondeo depende del tipo de subsuelo y de las características de la estructura a estudiar. Se trata que el sondeo alcance el estrato menos profundo capaz de soportar las cargas transmitidas por las cimentaciones en formas de esfuerzo. El sondeo deberá penetrar todos los estratos que se puedan consolidar durante su carga.

Un criterio muy general a utilizar y sin importar la Teoría que se aplique es “La Profundidad Mínima del Sondeo será 1.5 a 2.0 veces el Ancho de la Cimentación”.

2.5.2.2 Ensayos con Equipo de Penetración Standard.

A. Localización de Ensayos.

En la figura 2.18 se presenta la distribución de los sondeos realizados y las distancias entre los mismos. Fueron realizados seis sondeos tomando muestras a cada 50 centímetros de profundización. La profundidad de los sondeos fue variable.

⁶ Se recomienda realizar como mínimo cuatro sondeos en el área a estudiar.

B. Contenidos de Humedad.

Utilizando las Norma ASTM D 2216-80 para determinar el contenido de humedad de las recuperaciones tomadas con la cuchara partida; se obtuvo:

SONDEO	W% Máx.	W% Mín.	W% Prom.
1	30.2	14.6	22.4
2	25.5	16.8	21.2
3	24.3	13.3	18.8
4	21.3	14.2	17.8
5	23.8	14.0	18.9
6	23.4	16.4	19.9

CUADRO No 2.4: Contenido de humedad de sondeos.

Es notable el mayor Contenido de Agua, en el Sondeo N° 1 ubicado en el Sector Nor-Oeste del Edificio, lo que podría ser evidencia de posibles infiltraciones en éste lugar. Ver Hoja de Datos de Campo F16 y Perfil Estratigráfico F17.

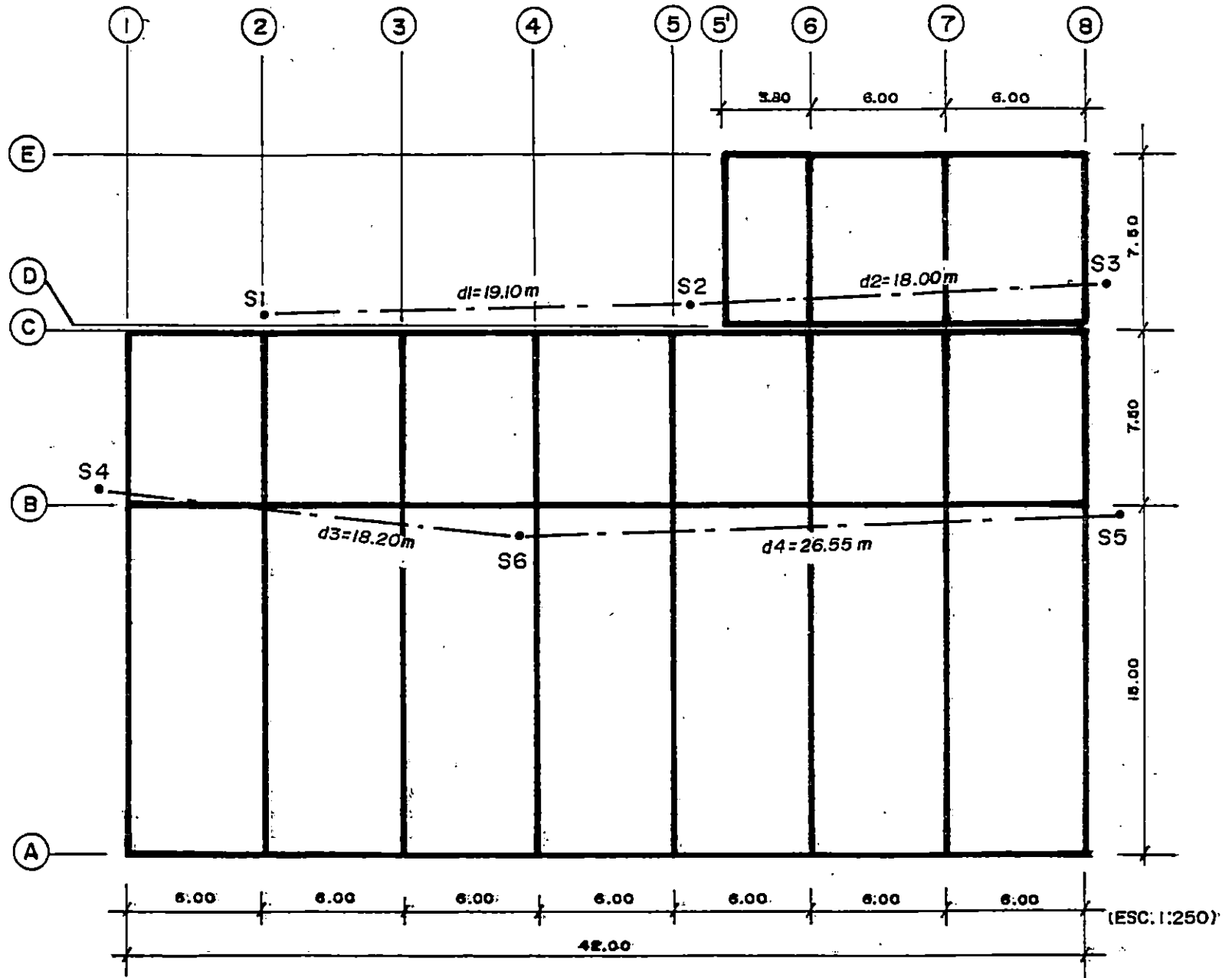


FIG. 2.18: DISTRIBUCION DE SONDEOS "PENETRACION STANDARD"

CONTENIDO: Estudio de Suelos del Edificio de Ingeniería Mecánica. Universidad de El Salvador

FECHA: 19-JUNIO-1995

SONDEO No: 1 UBICACION: Costado Norte, Frente a Cuerpo B, Eje "2"

PESO GOLPEADOR: 140 lbs

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida

PROFUNDIDAD (mts)	REST. A PENETRACION				HUMEDAD (%)	% DE ARENA	P. M. H. (grs.)	P. V. H. (Kgs/m ³)	P. V. S. (Kgs/m ³)	COLOR	CLASIFICACION
	20	15	15	N							
0.0 - 0.5	-	3	6	9	28.6	67.2	400.2	1196.4	930.3	café osc.	Arena Limosa con Pómez
0.5 - 1.0	7	6	7	13	21.0	65.6	539.3	1172.6	969.1	café osc.	Arena Limosa con Pómez
1.0 - 1.5	17	11	15	26	14.6	59.2	607.5	1210.9	1056.6	café osc.	Arena Limosa con Pómez
1.5 - 2.0	21	24	21	45	16.7	60.0	625.5	1309.1	1121.8	café osc.	Arena Limosa con Pómez
2.0 - 2.5	22	12	12	25	20.3	56.0	490.4	1263.3	1050.1	café osc.	Arena Limosa con Pómez
2.5 - 3.0	8	5	5	10	21.0	57.0	530.6	1138.9	941.2	café osc.	Arena Limosa con Pómez
3.0 - 3.5	6	4	5	9	22.0	54.0	519.4	1144.3	938.0	café osc.	Arena Limosa con Pómez
3.5 - 4.0	12	15	16	31	20.1	55.0	622.7	1212.2	1009.3	café osc.	Arena Limosa con Pómez
4.0 - 4.5	26	23	25	48	16.4	58.0	657.4	1279.7	1099.4	café osc.	Arena Limosa con Pómez
4.5 - 5.0	42	26	24	50	16.7	60.0	620.0	1250.5	1071.6	café osc.	Arena Limosa con Pómez
5.0 - 5.5	39	30	32	62	20.0	78.0	702.7	1307.1	1089.3	café osc.	Arena Limosa con Pómez
5.5 - 6.0	37	24	25	49	20.2	76.0	639.6	1338.6	1113.7	café osc.	Arena Limosa con Pómez
6.0 - 6.5	33	18	18	36	21.8	82.0	569.3	1254.2	1029.8	café osc.	Arena Limosa con Pómez
6.5 - 7.0	23	18	18	36	23.2	84.0	669.5	1334.5	1083.2	café osc.	Arena Limosa con Pómez
7.0 - 7.5	26	16	13	29	27.0	84.0	638.2	1335.7	1051.7	café osc.	Arena Limosa con Pómez
7.5 - 8.0	22	21	24	45	30.2	88.0	744.0	1449.1	1113.0	café osc.	Arena Limosa con Pómez
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

% Humedad Máxima: 30.2

Profund. Muestra: 7.5 - 8.0

Máxima Resist. Penetración "N" 62

% Humedad Mínima: 14.6

Profund. Muestra: 1.0 - 1.5

Profundidad Muestra: 5.0 - 5.5

FORMATO: "F16"

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

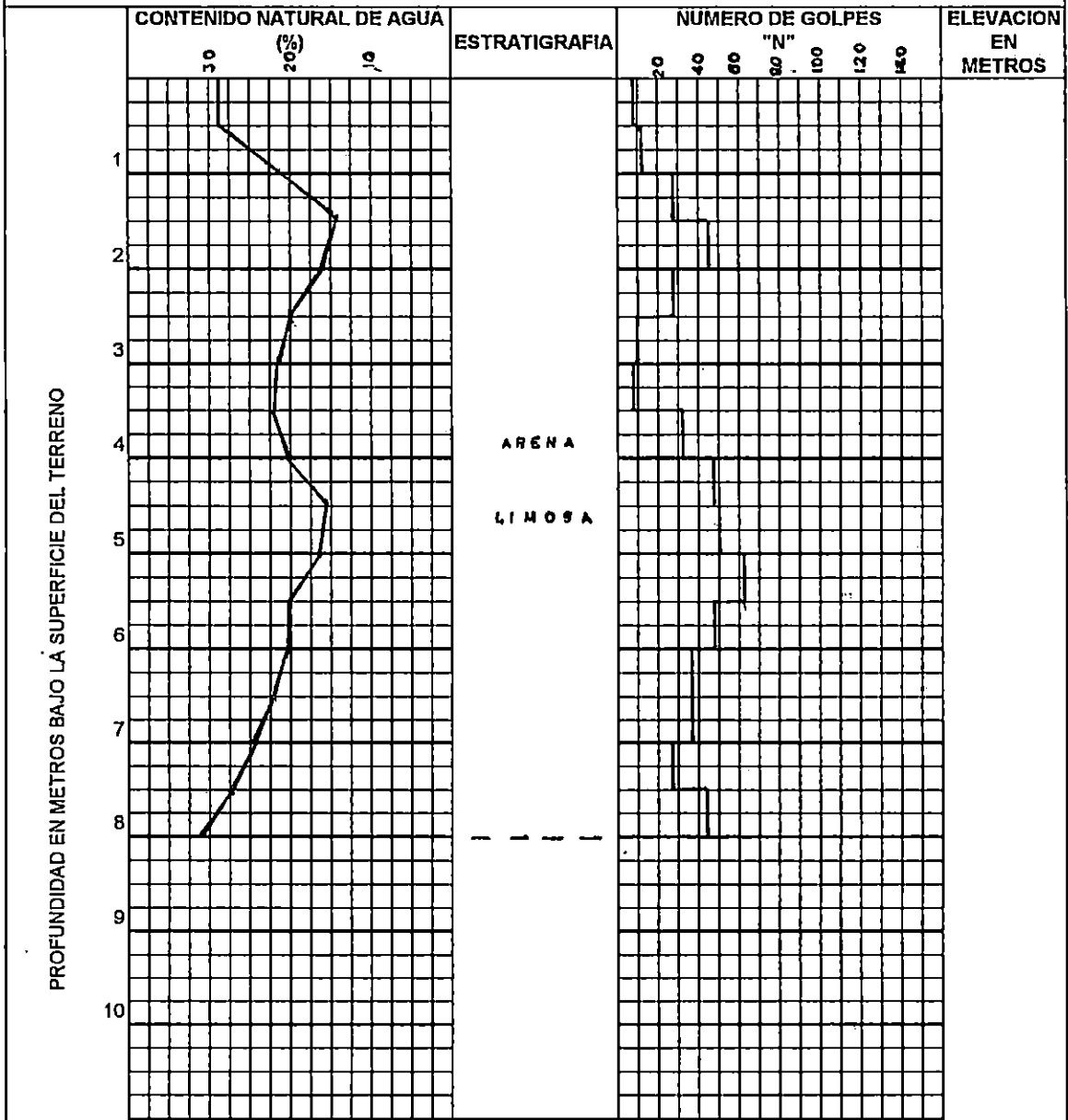
OBRA: Escuela de Ingeniería Mecánica ESTRUCTURA: Edificio FECHA: 19-JUNIO-'95

LOCALIZACION: Costado Norje. Eje "2" SONDEO No.: 1 ELEV. BROCAL: _____

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard PESO GOLPEADOR: 140 libras

HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida PESO CARRETON: _____

PROFUNDIDAD MAXIMA DEL SONDEO: 8.00 mts OPERADOR: Emiliano Espinoza



FORMATO " F17 "

C. RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN.

La Resistencia del Suelo a la Penetración de una Cuchara Muestrera Estándar, varió de una Resistencia Mínima de $N=3$ en el Sondeo No 2 a la profundidad de 0.0-0.5 mt; mientras que la Resistencia Máxima de $N=101$ en el mismo Sondeo a la profundidad de 5.0 - 5.5 mt.

Es muy importante señalar la reducción en la Resistencia a la Penetración en el Sondeo No.1 a una profundidad de 2.5 - 3.5 mt lo que coincide con el Alto Contenido de Humedad en el estrato ya mencionado con anterioridad, que disminuyó de $N = 25$ en la profundidad de 2.0 - 2.50 mt a $N = 10$ en profundidad de 2.50 - 3.00 mt.

Para el cálculo de la capacidad de carga del suelo se utilizó de la Teoría de Terzaghi usando gráficos y ecuaciones creadas por el mismo.

El criterio de $N=10$ representa capacidad de 1.0 kg/cm^2 que resulta muy poco convincente por lo que no fue utilizado en éste estudio.

El cuadro No 2.5 presenta la capacidad de carga del suelo especificando N , ϕ , q_c (local y general) utilizados en las ecuaciones de:

Capacidad de Carga Local:

$$q_c = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f D'_q + \frac{1}{2} \gamma N'_\gamma B$$

Capacidad de Carga General:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f D_q + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma B$$

por lo que utilizamos:

$$c = 0.45$$

$$\gamma = 1.8$$

$$D_f = 1.5$$

$$B = 2.0 \quad (\text{Ancho promedio de las zapatas})$$

Mientras que $q_{adm} = q_c / 1.5$ para carga permanente más viva, eventual y efecto de sismo.

El Cuadro No 2.6 presenta la capacidad admisible de los sondeos a la profundidad de desplante.

SONDEO	q'_{adm}	q''_{adm}
1	35.2	37.33
2	41.8	44.20
3	35.20	37.33
4	38.87	41.13
5	31.53	33.53
6	38.0	40.27

CUADRO No 2.6: Capacidad Admisible del suelo a la Profundidad de Desplante. ($D_f = 1.50$ mt.)
 q en Ton/m^2

De todo lo anterior podemos determinar que se usará:

$$\phi = 34^\circ$$

$$q'_{adm} = 30 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{Falla Local})$$

$$q''_{adm} = 30 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{Falla General})$$

SONDEO PROFUNDIDAD (mts)	No 1				No 2				No 3				No 4				No 5				No 6			
	N	ϕ	q'c	q''c	N	ϕ	q'c	q''c	N	ϕ	q'c	q''c	N	ϕ	q'c	q''c	N	ϕ	q'c	q''c	N	ϕ	q'c	q''c
1	13	29.8	39.6	42.1	13	29.8	39.6	42.1	32	34.2	58.3	61.7	15	31.2	46	49	6				16	31.5	46.8	49.8
1.5	26	33.1	52.8	56	25	33	62.7	66.3	26	33.1	52.8	56	32	34.2	58.3	61.7	17	31.8	47.3	50.3	31	34	57	60.4
2	45	36	64.5	68	29	33.9	56.7	60.1	46	36.2	69	72.8	27	33.6	56.1	59.5	27	33.6	36.1	59.5	28	33.8	56.6	60
2.5	25	33	62.7	66.3	38	35	62.7	66.3	63	38.4	53.6	57.8	38	35	62.7	66.3	34	34.4	62	65.3	43	35.7	64.7	68.5
3	10	29.7	40.2	42.8	42	35.7	64.1	67.8	47	36.3	66.9	70.7	39	35.1	62.9	66.5	33	34.3	58.7	62.2	46	36.2	69	72.8
4	31	34	57.5	60.9	64	38.6	85.3	89.6	62	38.2	79.8	84	35	34.6	60.5	64.1	36	34.9	61.7	65.3	59	37.9	76.2	86.4
5	50	36.6	65.6	69.4	80	42.5			50	36.6	68.4	72.2	41	35.5	63.8	67.5	29	33.9	56.7	60.1	46	36.2	59	72.8
6	49	36.5	68.4	72.2	88	40.9			61	38	79.1	83.2	64	38.6	85.3	89.6	38	35	60.7	66.3	61	38	79.1	83.2

Cuadro No 2.5: CAPACIDAD DE CARGA DE SUELO PARA FALLA LOCAL Y FALLA GENERAL

q'c: Kgs/cms²; localq''c: Kgs/cms²; general

2.5.3 Prueba Triaxial.

2.5.3.1 Finalidad de la Prueba.

Regida bajo la Norma ASTM D-2850 y definida como “Prueba del Esfuerzo de Compresión Triaxial”.

La prueba consiste en medir la deformación de un espécimen cilíndrico con relación entre la altura y la base de 3:1 a este espécimen se le aplica un esfuerzo desviador vertical y esfuerzo lateral o presión confinante de igual intensidad en el plano horizontal; a partir de los datos de la prueba se determina el esfuerzo cortante, la relación esfuerzo-deformación y las condiciones críticas de estado del esfuerzo normal y cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante (λ), puede calcularse, según Coulomb, por medio de la siguiente ecuación:

$$\lambda = c + \sigma \tan \phi$$

donde: λ = resistencia al corte c = Cohesión entre partículas del suelo.
 ϕ = Ángulo de fricción interna. σ = Esfuerzo normal máximo.

Algunos valores de ϕ para el área Metropolitana de San Salvador, en suelos friccionantes, con profundidades de sondeo de 10 mt. si se trata de Arenas-Limosas (SM), o bien de Limos-Arenosos (ML) son los siguientes:

TIPO DE SUELO	CONTENIDO DE ARENA (%)	VALOR DE ϕ
SM	30 al 40	30.9 ⁰ al 36.96 ⁰
SM	40 al 60	34.2 ⁰ al 41.00 ⁰
SM	60 al 88	29.1 ⁰ al 32.00 ⁰

TIPO DE SUELO	CONTENIDO DE LIMOS (%)	VALOR DE ϕ
ML	29 al 35	30.4 ⁰ al 41.0 ⁰
ML	35 al 57	31.1 ⁰ al 40.3 ⁰

Tabla 2.8: Ángulos de fricción ϕ para suelos en el AMSS.

Otros valores promedios para arenas limosas calculados con la prueba triaxial son:

$$\phi_{\text{prom}} = 35^{\circ} \text{ a } 55.3^{\circ} ; c_{\text{prom}} = 0.0 \text{ a } 0.5 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

2.5.3.2 Tipos de Prueba Triaxial.

Existen tres tipos de prueba triaxial, las cuales dependen del período que tiene la obra de existir, así tenemos:

- a) Prueba “Q”: Prueba no consolidada y no drenada; usada para conocer la compresión del suelo a corto plazo, por lo general se realiza al año (1 año) de construida la obra.
- b) Prueba “R”: Sería para edificaciones construidas hace 5 años, se caracteriza por realizarse en pruebas consolidadas pero no drenadas.
- c) Prueba “S”: Esta prueba se hace con muestras consolidadas y drenadas; se realiza para conocer el comportamiento del suelo a largo plazo de 30 a 40 años.

2.5.3.3 Resultados de la pruebas.

Los valores (ϕ y c) obtenidos de esta prueba no resultaron muy confiables, ya que no se apegaron a la realidad (valores de ϕ y c previamente establecidos mediante investigaciones hechas para este tipo de suelo).

Es muy probable que factores como contaminación del suelo por la presencia de materiales como ladrillos (grandes y pequeños fragmentos), clavos, tela, pómez, plásticos, etc. y el estado un poco suelto del material; incidieron directamente en resultados de esta prueba.

De acuerdo a la clasificación del suelo (arena-limosa) los valores de ϕ y c esperados son:

$$\phi_{\text{prom}} = 35^{\circ} \text{ a } 55.3^{\circ}$$

$$c_{\text{prom}} = 0.0 \text{ a } 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

Y los obtenidos de la prueba resultaron:

$$\phi = 17.5^{\circ} \quad c = 0.72 \text{ kg/cm}^2$$

muy diferentes, por lo que se descartaron.

2.6 CAUSAS DE DAÑOS EN EDIFICIOS DE C/R.

Son muchas las causas que pueden influir en un mal comportamiento de una estructura ante sismo, aquí mencionaremos las más comunes y evidentes que en nuestro país se ha podido verificar.

A. Diseño Estructural Deficiente.

i. Plantas Asimétricas o Discontinuas.

Se producen torsiones excesivas que en muchas ocasiones no actúan los sistemas como diafragmas rígidos para distribuir las fuerzas horizontales.

Un edificio de planta cuadrada, circular o rectangular podrá ser considerado como regular. Mientras que serán irregulares aquellas edificaciones con plantas en forma

de cruz y en forma de H debido a las fuerzas locales que se producen como consecuencia de las alas.

ii. Elevaciones Asimétricas.

Amplificaciones de torsiones por la simetría en elevación, debido a los cambios bruscos en el volumen y masa del edificio. También es preferible mantener las dimensiones de los elementos, no se deberá hacer cambios bruscos con respecto a las rigideces y resistencia de los niveles, para evitar concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás. En caso de suceder así, ciertas partes del edificio se comportarán como apéndices incrementando las posibilidades que la estructura presente una amplificación como efecto de látigo.

Es recomendable que la relación entre la altura total y la dimensión mínima de la base del edificio no sobrepase de 4 ($H/B = 4$ como máximo).

iii. Cambios de estructuración.

El cambio brusco de sección o interrupción de algunos elementos estructurales, reducción en la cantidad de refuerzo longitudinal, provoca concentración de esfuerzos, ocasionando daños importantes en la estructura.

iv. Distribución de Masas.

Esta depende mucho de la regularidad o irregularidad en planta y en elevación. Si es simétrico en planta pero clasificado como irregular por la distribución de las masas o de los elementos de resistencia.

B. Detalles de Refuerzos Inadecuados.

i. Traslapes

No deberán hacerse en regiones de altos esfuerzos como en los nudos, el concreto puede agrietarse por las excesivas deformaciones destruyéndose la transferencia de esfuerzos por adherencia.

ii. Anclajes

Deberán usarse dobleces de 90° y 180° , pero dependen básicamente del estado de esfuerzos del concreto en la longitud de anclaje, el refuerzo de tensión no debe anclarse en zonas de tensión elevada porque produce fallas por adherencia.

Mientras que, los anclajes de los estribos ocasionará su mala disposición falla frágil por las combinaciones de compresión y tensión diagonal. En las columnas los estribos colocados inadecuadamente producirán dislocaciones y pandeo del refuerzo longitudinal.

iii. Fallas por adherencia.

Se manifiestan por grietas a lo largo del refuerzo a tensión. Estas fallas dependen de la longitud de anclaje y de las calidades del concreto y del acero.

iv. Fallas por Confinamiento.

Se produce por la separación excesiva de los estribos. En las columnas no se desarrolla la carga última, mientras que en las vigas no se permite la ductilidad en las zonas confinadas o donde se presentan los cortantes máximos.

C. Irregularidad en la Supervisión y en la Construcción.

La construcción de una obra debe ser tan real como lo especificado en los planos y especificaciones técnicas para cumplir con los requisitos con los que fue diseñado.

En el proceso constructivo debe tenerse especial cuidado en actividades como lo son: preparación y limpieza de las superficies de cimentación, juntas de construcción, colocación correcta del acero de refuerzo, dimensiones de los elementos, etc.

Para asegurar la calidad en el proceso de construcción, es necesario poner atención en las siguientes actividades:

- a) La elaboración de elementos horizontales y verticales pudiendo quedar desnivelados o desplomados, respectivamente, o con dimensiones fuera de tolerancia.
- b) En cuanto al equipo, maquinaria y herramientas: mal calibrados, incumplimiento de tolerancias.
- c) Incumplimiento de especificaciones, defectos de compactación, colocación y curado del concreto, mala colocación del refuerzo, retiro prematuro e inadecuado de los moldes.
- d) Falta de limpieza o un tratamiento adecuado (picado) en las juntas de colado.⁷

La falta de supervisión que garantice el cumplimiento de todo lo anterior o como mínimo el cumplimiento de los planos y especificaciones, detallados, calidad de materiales, dará como resultado edificaciones con grandes probabilidades de sufrir daños durante un sismo.

⁷ "Metodología para la Evaluación Integral de Daños en Edificios". Herbert Israel Salgado Castillo. Tesis UES; Octubre 1988.

D. Uso del Edificio.

Muchas veces el edificio se diseña y construye para ciertos usos pero en el transcurrir del tiempo es utilizado para otro fin.

Aumento en el peso del edificio. Esto sucede por adiciones hechas en la estructura, tal como paredes divisorias cuyo peso y efecto dinámico no había sido considerado en el diseño original.⁸

E. Uso de Reglamentos Inadecuados.

Es necesario que todo diseño de una estructura se realice con los Reglamentos adecuados a las condiciones del lugar, por lo que estos reglamentos deben ser revisados y actualizados para tener criterios más reales y aproximados de los posibles comportamientos de las estructuras ante sismos.

F. Calidad de Materiales de Construcción.

Se iniciará con el control de materiales desde el momento de su obtención, al recibirlos, almacenarlos, utilizarlos y rechazar aquellos que no cumplan con los requisitos de calidad que se exigen.

“El control de calidad tiene por objeto verificar que los requisitos especificados para ciertos productos, se cumpla dentro de las tolerancias previamente establecidas”⁹

Todo material que lo requiera deberá pasar por ensayos y analizar los resultados por métodos estadísticos.

⁸ Max Adalberto Hernández Rivera “Reparación de edificios dañados por sismos”. Tesis UES. Marzo-1989.

⁹ González Cuevas, Oscar M. “Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado”.



2.7 REVISIÓN ESTRUCTURAL

La revisión del diseño estructural se hará conforme a las disposiciones establecidas en los siguientes reglamentos y/o Normas:

1. Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador. (REDESES).
2. Norma Técnica de Diseño por Sismo.
3. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI 318-89.

2.7.1 Análisis Gravitacional.

Durante la vida útil de una estructura, ésta es sometida a diferentes tipos de cargas, las que pueden actuar en forma permanente y/o variable.

Se consideran como acciones permanentes aquellas que obran de manera continua sobre la estructura y que su intensidad no varía con el tiempo, ejemplo de éstas son las cargas muertas, que se deben al peso propio de la estructura y al de elementos no estructurales.

Las acciones variables se consideran que obran sobre la estructura con intensidades que pueden variar con el tiempo, ejemplo de éstas son las cargas vivas, que se deben al peso propio de personas, mobiliario y/o equipo que se encuentren en la estructura.

2.7.1.1 Pesos Unitarios Y Características De Los Materiales.

Para la evaluación de las cargas muertas se usarán los siguientes pesos unitarios.

- Concreto Reforzado.....2400 Kg/m³
- Losa Vigüeta Copresa 1/ 218 290 Kg/m²
- Sobrelosa 20 Kg/m²

- Enladrillado 120 Kg/m²
- Pared de ladrillo de Barro (lazo) 300 Kg/m²
- Pared de ladrillo de Barro (trinchera) 600 Kg/m²
- Divisiones Interiores..... 70 Kg/m²
- Ventanería 35 Kg/m²
- Lámina fibrocemento 17 Kg/m²
- Cielo falso + Instalaciones eléctricas 30 Kg/m²
- Estructura Metálica 15 Kg/m²

Las cargas vivas a utilizar son las establecidas en el Capítulo V del Reglamento de Emergencias de Diseño Sísmico de La República de El Salvador (REDESSES).

Para Piso.

$$W_m = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 180 \text{ Kg/m}^2$$

Para Cubierta.

$$W_m = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 20 \text{ Kg/m}^2$$

W_m = Carga viva máxima para diseño por gravedad.

W_a = Carga viva instantánea para diseño por sismo.

Características de los materiales.

- Acero de Refuerzo..... $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia Mampostería $f'_m = 20 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Suelo $q_{adm} = 2.2 \text{ Kg/cm}^2$

2.7.1.2 Evaluación de Cargas Gravitacionales.

Las cargas verticales se distribuyen en proporción al área tributaria de cada elemento resistente en la estructura.

Estimación de cargas sobre la losa. (unidireccional)

- Peso propio 290 Kg/m^2
 - Enladrillado..... 120 Kg/m^2
 - Divisiones Interiores 70 Kg/m^2
 - Cielo falso + Inst. Eléctricas 30 Kg/m^2
 - Losa adicional 20 Kg/m^2
-
- Carga muerta (D)..... 530 kg/m^2
- Carga viva (L) 250 Kg/m^2
-
- Carga Total (D + L) 780 Kg/m^2

Estimación de cargas de Techo.

- Lámina Fibro-cemento 17 Kg/m²
- Estructura Metálica..... 15 Kg/m²
- Cielo falso + Inst. Eléctricas 30 Kg/m²

Carga muerta (D) 62 Kg/m²

Carga viva (L) 40 Kg/m²

Carga Total (D + L) 102 Kg/m²

En las figuras 2.19 a 2.21 se presentan los Modelos de los Marcos seleccionados Cargados Gravitacionalmente.

2.7.2 Análisis Sísmico.

Existe un criterio general para el diseño sismoresistente, partiendo de que las fuerzas reales de inercia que afectarán a la estructura por un sismo muy severo pueden exceder en mucho a las fuerzas laterales de diseño especificadas por un reglamento sísmico; de aquí que el objetivo de un diseño sismoresistente será:

- a) Que una estructura soporte un sismo menor sin daño alguno.
- b) Si el sismo es intenso, se admite un cierto nivel de daños en la estructura.
- c) Si el sismo es de gran severidad, la estructura lo podrá resistir sin peligro de colapso, aún cuando sufra daños de consideración.

EJE " C "

83

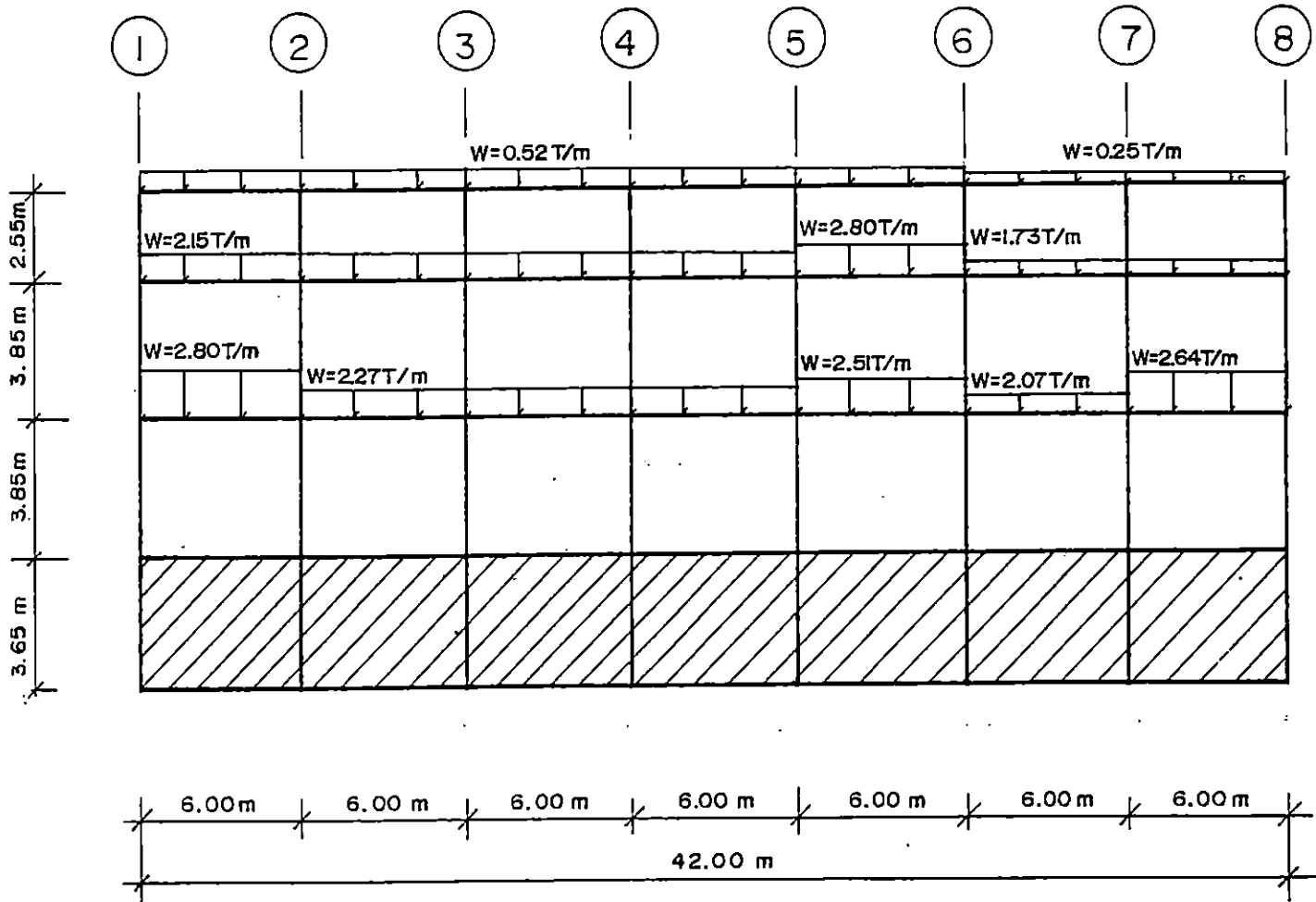


FIG.2.19:ETAPA DE DIAGNOSTICO "MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE"

ESCALA VERTICAL 1:200

ESCALA HORIZONTAL 1:250

EJE " 1 "

84

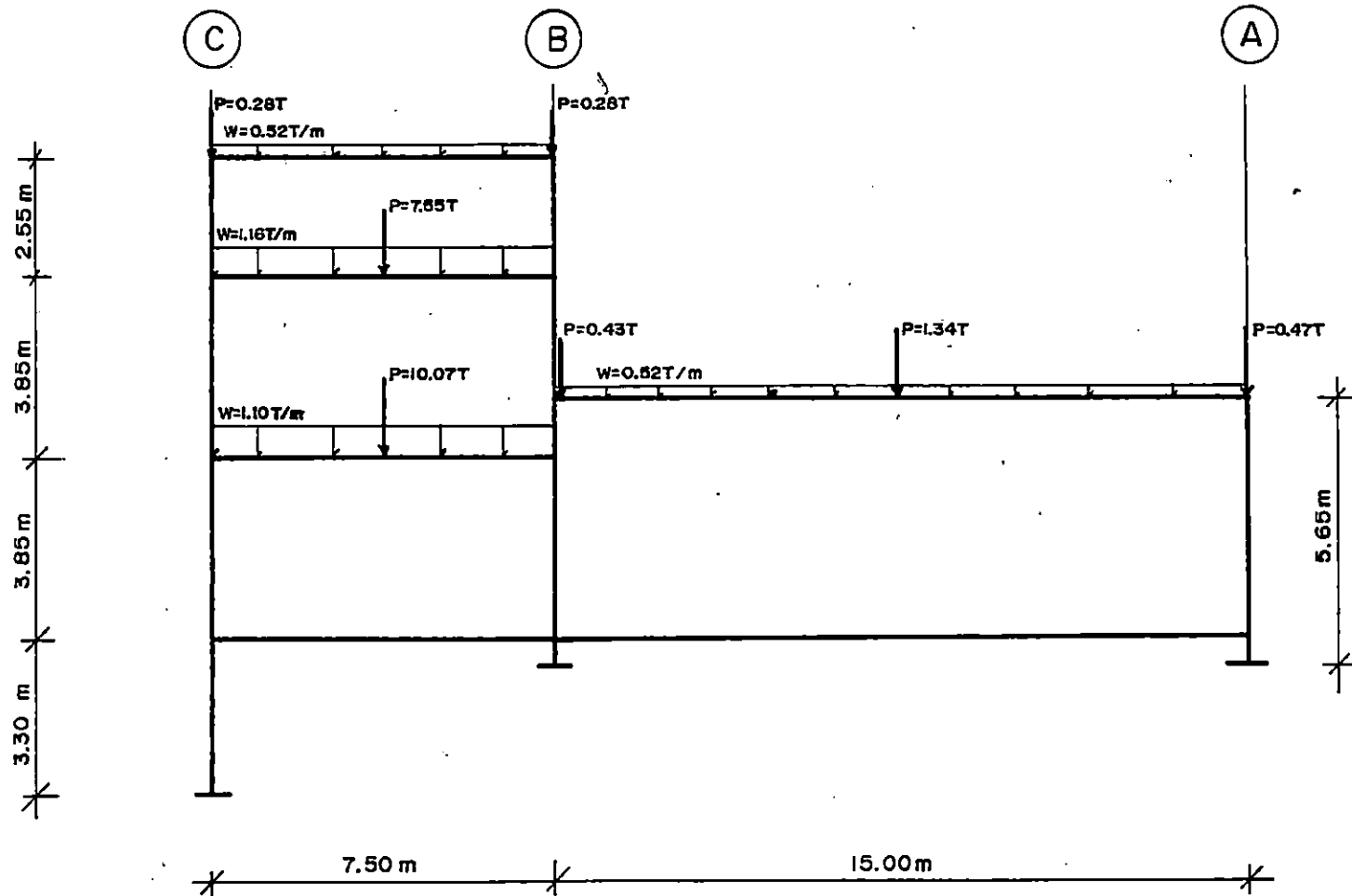


FIG.220:ETAPA. DE DIAGNOSTICO "MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE." ESCALA 1: 150.

EJE " 8 "

CUERPO B

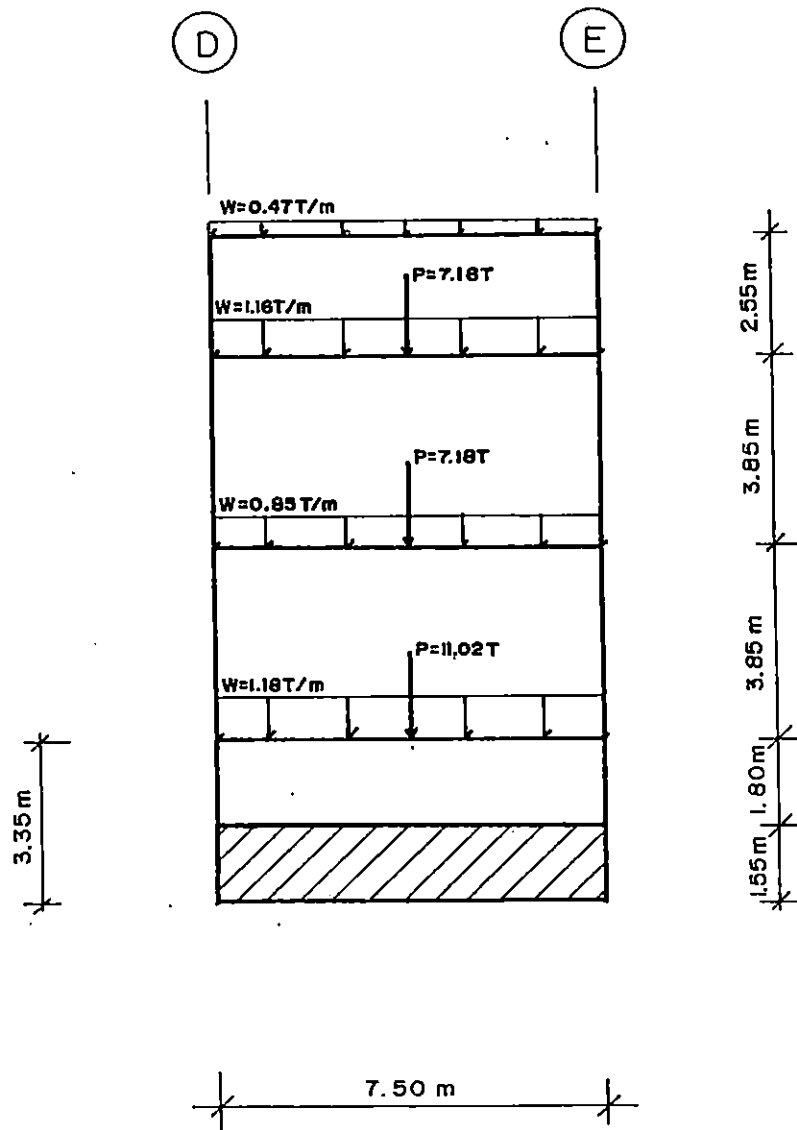


FIG.221:ETAPA DE DIAGNOSTICO "MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE"

ESCALA 1:150

MÉTODOS DE ANÁLISIS.

En la Sección 3.9 de la Norma Técnica de Diseño se establece que toda estructura puede ser diseñada usando los procedimientos de Análisis Dinámico; mientras que el procedimiento de Análisis estático se restringe a estructuras con las siguientes características:

1. Estructuras Regulares menores de 70 metros de altura, excepto aquellas que se encuentren ubicadas sobre un terreno tipo S4 y tengan un Período Fundamental mayor de 0.7 segundos.
2. Estructuras Irregulares no mayores de 5 pisos ni de 20 metros de altura.

2.7.3 Análisis Estático.

2.7.3.1 Conceptualización.

Para el Análisis sísmico se utilizará el método de la Fuerza Horizontal Equivalente, que considera la simulación del efecto de un sismo sobre la estructura como un sistema de fuerzas laterales que actúan en toda la altura del edificio.

La aplicación de éste método consiste esencialmente en los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los pisos en dos direcciones ortogonales.
- b) Esta fuerza se distribuye entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (Marcos y/o Muros).
- c) Se efectúa el Análisis Estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

2.7.3.2 Evaluación del cortante basal y distribución en altura.

- Presentamos las principales ecuaciones a utilizar

i. Cálculo del cortante Basal de Diseño.

$$V_{BASE} = C_s W$$

C_s = Coeficiente Sísmico.

W = Peso Sísmico.

ii. Coeficiente Sísmico

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left[\frac{T_o}{T} \right]^{2/3}$$

A : Factor de zonificación

R : Factor de modificación. de respuesta.

I : Factor de Importancia.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

C_o , T_o : Coeficiente de sitio.

iii. El período de la estructura se puede estimar de dos formas:

- a) Utilizando la siguiente fórmula aproximada.

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Donde:

$C_t = 0.085$ para marcos de Acero (Sistema A).

$C_t = 0.073$ para marcos de C/R (Sistema A).

$C_t = 0.049$ para el resto de sistemas.

b) Utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \delta_i^2)}{g \left(\sum_{i=1}^n F_i \delta_i \right)}}$$

Donde:

W_i = Peso sísmico del nivel.

F_i = Distribución aproximada de las fuerzas laterales.

δ_i = Desplazamiento horizontal del nivel.

g = 9.80 cm/seg.

- Distribución vertical de la fuerza.

La fuerza total debe distribuirse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Donde:

V = Cortante Basal.

F_i = Fuerza en nivel y

F_t = Fuerza en la cubierta.

Analizando para cuerpo "C"

Cortante Basal.

$$V_{\text{basal}} = C_S W_{\text{total}}$$

Calculando C_S

$$C_S = \frac{A I C_o}{R} \times \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

Zona I: $A = 0.40$

Categoría II: $I = 1.20$

Tipo de suelo S_2

$$C_o = 2.75$$

$$T_o = 0.50$$

Sistema C.2: $R = 6.0$, $C_d = 5.0$

El período se determinó considerando las propiedades estructurales y características elásticas del edificio se obtuvo:

$$T = 0.64 \text{ seg.}$$

$$C_S = \frac{0.4 \times 1.20 \times 2.75}{6.0} \left(\frac{2.75}{0.64} \right)^{2/3}$$

$$C_S = 0.19$$

$$V_{\text{basal}} = 0.19(486.60)$$

$$V_{\text{basal}} = 90.80 \text{ ton}$$

Fuerza de látigo

Existirá fuerza de látigo si:

$$F_l = 0.07 T V \leq 0.025 V_{\text{basal}}$$

Sustituyendo

$$F_t = 0.07 (0.64) (90.80) \leq 0.25 (90.80)$$

$$F_t = 4.07 \text{ ton} \leq 22.70 \text{ ton} \quad \text{Existe fuerza de látigo}$$

$$\Rightarrow F_t = 4.07 \text{ ton}$$

Vea en los Cuadros No 2.7 y 2.8 la Distribución Vertical del Cortante para cada cuerpo del Edificio.

2.7.3.3 Distribución Torsional.

Realizada la distribución en altura del cortante basal se obtiene la fuerza sísmica de cada nivel. Es así que la fuerza cortante de entrepiso se determinará sumando las fuerzas sísmicas que se encuentran por encima del entrepiso considerado. (Vea figura 2.22)

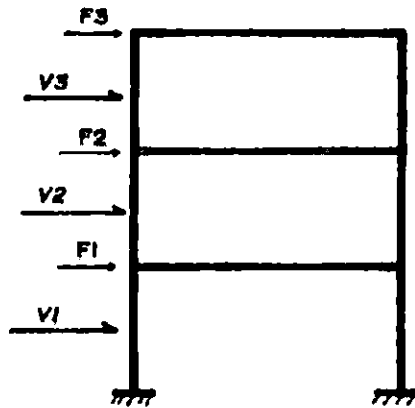


Figura 2.22 : Determinación de fuerzas por nivel.

$$V_1 = F_1 + F_2 + F_3$$

$$V_2 = F_2 + F_3$$

$$V_3 = F_3$$

Cuadro 2.7: DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL EN ALTURA (CUERPO B)

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA													CALCULO : MHG		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (X-X)													REVISO : VMFIN		
: I = 1.20 ; T(seg)= 0.720 ; Ft (ton)= 8.9 ; V (basal) = Cs * I * D * Ws													FECHA : NOV / 95		
Cs = 0.19 ; D asum= 0.90 ; D calc= 0.896 ; Vx (ton)= 175.9 ; Fi (Ton) = (Vx-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi													HOJA No.: /		
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA Yg(mt)	RIG. X-X (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	^Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi^2 (T.cm2)	Fi*Yg (T.mt)	S Fi*Yg (T.mt)	C.CORTE Yv (mt)
3	-	10.75	63.4	3.43	-	681.6	29.3			3.88	113.7	952.3	100.6		
-	3	-	-	-	62.3			29.3	0.47					100.6	3.43
2	-	8.20	366.0	3.58	-	3001.5	90.2			3.40	307.0	4243.0	322.8		
-	2	-	-	-	82.2			119.5	1.45					423.4	3.54
1	-	4.35	431.4	3.35	-	1876.6	56.4			1.95	109.9	1640.6	188.8		
-	1	-	-	-	90.2			175.9	1.95					612.2	3.48
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			860.8			5559.7	175.9			3.88	530.6	6835.8	612.2		

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA													CALCULO : MHG		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (Y-Y)													REVISO : VMFIN		
: I = 1.20 ; T(seg)= 0.558 ; Ft (ton)= 8.1 ; V (basal) = Cs * I * D * Ws													FECHA : NOV / 95		
Cs = 0.20 ; D asum= 1.00 ; D calc= 1.062 ; Vy (ton)= 206.6 ; Fi (Ton) = (Vy-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi													HOJA No.: /		
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA Yg(mt)	RIG. Y-Y (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	^Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi^2 (T.cm2)	Fi*Xg (T.mt)	S Fi*Xg (T.mt)	C.CORTE Xv (mt)
3	-	10.75	63.4	19.74	-	681.6	32.4			2.92	94.8	541.8	639.8		
-	3	-	-	-	57.9			32.4	0.56					639.8	19.74
2	-	8.20	366.0	21.04	-	3001.5	107.2			2.36	253.4	2045.5	2255.0		
-	2	-	-	-	143.1			139.6	0.98					2894.9	20.74
1	-	4.35	431.4	20.77	-	1876.6	67.0			1.39	93.0	831.7	1391.8		
-	1	-	-	-	148.8			206.6	1.39					4286.7	20.75
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			860.8			5559.7	206.6			2.92	441.2	3419.0	4286.7		

Cuadro 2.8: DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL EN ALTURA (CUERPO C)

PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE ING. MECANICA (CUERPO C)													CALCULO : NALM		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE													REVISO : VINFIN		
(X-X) :													FECHA : SEP / 95		
I = 1.20 T(seg)= 0.631 Ft (ton)= 4.0 V (basal) = Cs * I * D * Ws													HOJA No.: 1 / C		
Cs = 0.16 D asum= 0.98 D calc= 0.979 Vx (ton)= 90.8 Fi (Ton) = (Vx-Ft)*Wi*Hi/SHi*Hi															
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM (mts)	Hi (Ton)	MASA RIG. Yg(mt) (T/cm)	X-Xi (mts)	Wi * Hi (Ton)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	^Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi^2 (T.cm2)	Fi*Yg (T.mt)	S Fi*Yg (T.mt)	C.CORTE Yv (mt)
3	-	11.05	173.8	4.08	-	1920.5	51.2			2.95	151.0	1513.9	208.6		
-	3	-	-	-	40.9			51.2	1.25				208.6	4.08	
2	-	7.20	147.1	4.01	-	1059.1	26.0			1.70	44.2	424.9	104.3		
-	2	-	-	-	47.1			77.2	1.64				312.9	4.06	
1	-	3.35	165.7	3.65	-	555.1	13.6			0.06	0.8	0.6	49.7		
-	1	-	-	-	1511.6			90.8	0.06				362.7	3.99	
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			486.6			3534.7	90.8			2.95	196.0	1939.4	362.7		

PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE ING. MECANICA (CUERPO C)*DIAGNOSTICO*													CALCULO : NALM		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE													REVISO : VINFIN		
(Y-Y) :													FECHA : SEP / 95		
I = 1.20 T(seg)= 0.518 Ft (ton)= 3.7 V (basal) = Cs * I * D * Ws													HOJA No.: 1 / C		
Cs = 0.16 D asum= 1.12 D calc= 1.116 Vy (ton)= 102.2 Fi (Ton) = (Vy-Ft)*Wi*Hi/SHi*Hi															
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM (mts)	Hi (Ton)	MASA RIG. Yg(mt) (T/cm)	Y-Yi (mts)	Wi * Hi (Ton)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	^Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi^2 (T.cm2)	Fi*Xg (T.mt)	S Fi*Xg (T.mt)	C.CORTE Xv (mt)
3	-	11.05	173.8	7.44	-	1920.5	57.2			2.29	130.9	909.4	425.7		
-	3	-	-	-	54.1			57.2	1.06				425.7	7.44	
2	-	7.20	147.1	7.32	-	1059.1	29.5			1.23	36.3	222.2	216.0		
-	2	-	-	-	91.3			86.7	0.95				641.7	7.40	
1	-	3.35	165.7	8.66	-	555.1	15.5			0.28	4.3	12.9	133.9		
-	1	-	-	-	366.2			102.2	0.28				775.6	7.59	
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			486.6			3534.7	102.2			2.29	171.5	1144.5	775.6		

En este paso del análisis sísmico, hay que considerar que el momento torsionante de diseño de entrepiso dado será el que resulte de las excentricidades entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental.

El momento torsional accidental se determinará asumiendo que en cada piso la masa está desplazada a ambos lados del centro de masa calculado, una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese piso en dirección perpendicular a las fuerzas en consideración.

En síntesis la excentricidad de diseño será:

$$e_x = e_{cx} \pm 0.05 L_x$$

$$e_y = e_{cy} \pm 0.05 L_y$$

Donde:

$e_{x,y}$ = Excentricidad de diseño

e_c = Excentricidad calculada.

L_x, L_y = Longitud mayor en dirección x o y respectivamente del edificio.

Luego, el momento torsor será:

$$M_T = -V \times e$$

Donde:

M_T = Momento torsor.

V = Cortante de entrepiso.

e = Excentricidad de diseño.

Los cortantes de entrepiso obtenidos se deberán distribuir entre los elementos resistentes que imponen la estructura en el sentido en que se analiza la fuerza sísmica. Dicha distribución se hará en función a la rigidez del entrepiso, la que dependerá de la rigidez de los elementos resistentes que conforman el entrepiso.

Las rigideces de entrepiso debe entenderse como la relación existente entre la fuerza cortante del entrepiso (V) y el desplazamiento horizontal (Δ) que sufre, lo que se expresa

de la siguiente manera:
$$R = \frac{V}{\Delta}$$

Existen métodos aproximados para la determinación de la rigidez como lo son las “Fórmulas de Wilbur” y otros más exactos que toman en consideración que la rigidez no es independiente del sistema de fuerzas, en este caso se hace necesario realizar una distribución preliminar de las fuerzas laterales en los marcos y determinar los desplazamientos producidos.

Este último es el proceso utilizado en el diagnóstico del edificio en estudio, el cual se realizó mediante un análisis matricial para marcos planos; donde se utilizó el programa MPLAN2 (Ver anexo 2: Archivo de un eje del edificio).

Al evaluar todos los marcos que conforman la estructura, se obtuvieron los siguientes resultados:

ENTREPISO	CUERPO B		CUERPO C	
	R_{x-x}	R_{y-y}	R_{x-x}	R_{y-y}
1	90.20	148.80	1511.64	366.20
2	82.20	143.10	47.07	91.28
3	62.30	57.90	40.87	54.06

Cuadro No 2.9: Rigidez por entrepiso.

En los Cuadros No 2.10 a No 2.14 se presenta la distribución del cortante de entrepiso considerando los efectos de torsión y traslación.

Las figuras 2.23 a 2.25 presentan el modelo de los marcos seleccionados cargados con fuerzas laterales.

2.7.4 Capacidad Resistente de los elementos.

Otra Etapa importante en el Proceso del Diagnóstico consiste en la determinación de la capacidad resistente con que los elementos estructurales del edificio (vigas y columnas) se encuentran funcionando. Se tomó en consideración la información contenida en los planos estructurales como lo son características geométricas, armados de las secciones (longitudinales y transversales), y la calidad de los materiales utilizados.

Cuadro 2.10: DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE "CUERPO B" (PRIMER ENTREPISO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO											
PROYECTO : REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA						CALCULO :MHG					
ENTREPISO No. : 1						REVISOR :VINFIH					
						FECHA :NOV / 95 HOJA No.:					
Vx(ton)= 175.90		Yv (mt)= 3.48		Yt (mt) = 4.33		Eu x1 (mt) = -0.48		Mt x1 = 63.54			
		Ly (mt)= 7.50		Ex (mt) = -0.85		Eu x2 (mt) = -1.23		Mt x2 = -363.04			
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	EFECTO DE Vx (Ton.)			EFEECTO Vy	
							V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"x1
BX	38.10	0.00	0.00	-4.33	-165.02	714.77	74.32	-0.34	1.96	76.27	3.00
CX	52.08	7.50	390.60	3.17	165.02	522.91	101.58	0.34	-1.96	101.93	3.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx:	90.18		390.60			1237.68	175.90				
J = 30582.80											
Vy(ton)= 206.60		Xv (mt)= 20.75		Xt (mt) = 20.93		Eu y1 (mt) = 1.92		Mt y1 = 460.42			
		Lx (mt)= 42.00		Ey (mt) = -0.18		Eu y2 (mt) = -2.38		Mt y2 = -555.81			
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	EFECTO DE Vy (Ton.)			EFEECTO Vx	
							V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1
1	20.13	0.00	0.00	-20.93	-421.42	8822.19	27.95	-6.34	7.66	35.61	5.00
2	18.63	6.00	111.78	-14.93	-278.23	4155.32	25.87	-4.19	5.06	30.92	3.30
3	18.63	12.00	223.56	-8.93	-166.45	1487.20	25.87	-2.51	3.03	28.89	1.98
4	17.01	18.00	306.18	-2.93	-49.92	146.50	23.62	-0.75	0.91	24.52	0.59
5	18.63	24.00	447.12	3.07	57.11	175.05	25.87	0.86	-1.04	26.73	0.68
6	17.01	30.00	510.30	9.07	154.20	1397.88	23.62	2.32	-2.80	25.94	1.83
7	18.63	36.00	670.68	15.07	280.67	4228.34	25.87	4.23	-5.10	30.09	3.33
B	20.13	42.00	845.46	21.07	424.04	8932.64	27.95	6.38	-7.71	34.33	5.03
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy:	148.80		3115.08			29345.13	206.60				

Cuadro 2.11.: DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE "CUERPO B" (SEGUNDO ENTREPISO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO											
PROYECTO : REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA								CALCULO :MHG		REVISO :VINFIM	
ENTREPISO No. : 2								FECHA :NOV / 95		HOJA No.:	
Vx(ton)= 119.50		Yv (mt)= 3.54		Yt (mt) = 3.84		Eu x1 (mt) = 0.07		Mt x1 = 112.60			
		Ly (mt)= 7.50		Ex (mt) = -0.30		Eu x2 (mt) = -0.68		Mt x2 = -185.38			
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E Vx (Ton.)			E F E C T O Vx	
							V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"y1
BX	40.04	0.00	0.00	-3.84	-153.93	591.80	58.24	-0.56	0.93	59.17	1.85
CX	42.11	7.50	315.83	3.66	153.93	562.70	61.26	0.56	-0.93	61.82	1.85
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	82.15		315.83			1154.50	119.50				
J = 30847.84											
Vy(ton)= 139.60		Xv (mt)= 20.74		Xt (mt) = 21.00		Eu y1 (mt) = 1.84		Mt y1 = 281.46			
		Lx (mt)= 42.00		Ey (mt) = -0.26		Eu y2 (mt) = -2.49		Mt y2 = -371.61			
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E Vy (Ton.)			E F E C T O Vy	
							V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1
1	21.82	0.00	0.00	-21.00	-458.18	9621.08	21.29	-4.18	5.52	26.81	2.75
2	16.59	6.00	99.54	-15.00	-248.82	3731.92	16.18	-2.27	3.00	19.18	1.50
3	16.59	12.00	199.08	-9.00	-149.28	1343.29	16.18	-1.36	1.80	17.98	0.90
4	16.55	18.00	297.90	-3.00	-49.62	148.78	16.15	-0.45	0.60	16.74	0.30
5	16.59	24.00	398.16	3.00	49.80	149.48	16.18	0.45	-0.60	16.64	0.30
6	16.55	30.00	496.50	9.00	148.98	1341.05	16.15	1.36	-1.79	17.50	0.90
7	16.59	36.00	597.24	15.00	248.88	3733.58	16.18	2.27	-3.00	18.46	1.50
8	21.82	42.00	916.44	21.00	458.26	9624.16	21.29	4.18	-5.52	25.47	2.75
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	143.10		3004.86			29673.34	139.60				

Cuadro 2.12: DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE "CUERPO C" (PRIMER ENTREPISO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO											
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)						CALCULO : REVISO : VINIFIM FECHA : 'SEP / 95 HOJA No.: 2 / D					
ENTREPISO No. : 1											
Vx(ton)=	90.80	Yv (mt)=	3.99	Yt (mt) =	2.42	Eu x1 (mt) =	1.95	Mt x1 =	278.47		
		Ly (mt)=	7.50	Ex (mt) =	1.57	Eu x2 (mt) =	1.20	Mt x2 =	6.77		
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E			Vx (Ton.)	E F E C T O Vy
							V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"y1
DX	1024.00	0.00	0.00	-2.42	-2477.35	5993.44	61.51	-16.92	-0.41	61.51	23.84
EX	487.60	7.50	3657.00	5.08	2477.35	12586.71	29.29	16.92	0.41	46.21	23.84
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	1511.60		3657.00			18580.15	90.80				
J = 40770.07											
Vy(ton)=	102.20	Xv (mt)=	7.59	Xt (mt) =	5.90	Eu y1 (mt) =	3.32	Mt y1 =	392.34		
		Lx (mt)=	15.80	Ey (mt) =	1.69	Eu y2 (mt) =	0.90	Mt y2 =	38.66		
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E			Vy (Ton.)	E F E C T O Vx
							V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"x1
5Y	236.64	0.00	0.00	-5.90	-1396.91	8246.05	48.93	-13.44	-1.32	48.93	9.54
6Y	64.03	3.80	243.31	-2.10	-134.66	283.20	13.24	-1.30	-0.13	13.24	0.92
7Y	64.03	9.80	627.49	3.90	249.52	972.36	13.24	2.40	0.24	15.64	1.70
BY	129.54	15.80	2046.73	9.90	1282.05	12688.31	26.79	12.34	1.22	39.12	8.76
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	494.24		2917.54			22189.92	102.20				

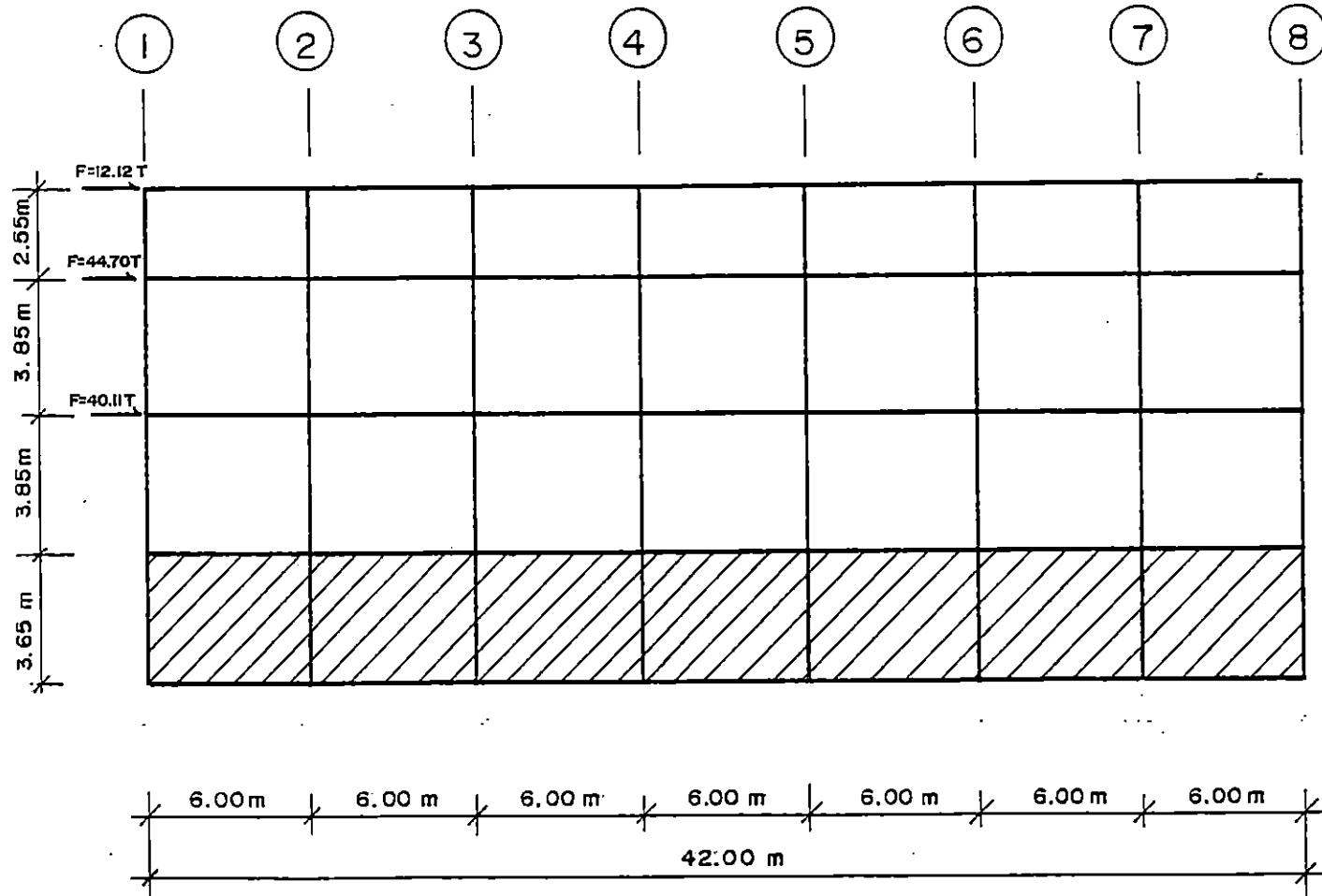
Cuadro 2.13: DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE "CUERPO C" (SEGUNDO ENTREPISO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO												!CALCULO
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)												!REVISO
ENTREPISO No. : 2												!FECHA
Vx(ton)=	77.20	!Yv (mt)=	4.06	!Yt (mt) =	3.35	Eu x1 (mt) =	1.09	Mt x1 =	106.30			
		!Ly (mt)=	7.50	!Ex (mt) =	0.71	Eu x2 (mt) =	0.34	Mt x2 =	3.98			
EJES	Rxi	Yi	Rxi * Yi	Yti	Rxi * Yti	Rxi*Yti^2	E F E C T O D E			Vx (Ton.)	!EFECTO Vy	
(X-X)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'x	V"x1	V"x2	!Vy total	V"x1	
DX	26.05	0.00	0.00	-3.35	-87.16	291.60	42.76	-2.24	-0.08	42.76	2.09	
EX	20.98	7.50	157.35	4.15	87.16	362.07	34.44	2.24	0.08	36.68	2.09	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SUMA xx!	47.03		157.35			653.67	77.20					
J = 4132.12												
Vy(ton)=	86.70	!Xv (mt)=	7.40	!Xt (mt) =	7.44	Eu y1 (mt) =	0.75	Mt y1 =	90.03			
		!Lx (mt)=	15.80	!Ey (mt) =	-0.04	Eu y2 (mt) =	-0.85	Mt y2 =	-99.26			
EJES	Ryi	Xi	Ryi * Xi	Xti	Ryi * Xti	Ryi*Xti^2	E F E C T O D E			Vy (Ton.)	!EFECTO Vx	
(Y-Y)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'y	V"y1	V"y2	!Vy total	V"y1	
5'Y	24.23	0.00	0.00	-7.44	-180.33	1342.15	22.92	-3.93	4.33	27.26	4.64	
6Y	21.28	3.80	80.86	-3.64	-77.51	282.35	20.13	-1.69	1.86	21.99	1.99	
7Y	21.28	9.80	208.54	2.36	50.17	118.26	20.13	1.09	-1.21	21.23	1.29	
8Y	24.85	15.80	392.63	8.36	207.68	1735.68	23.51	4.52	-4.99	28.04	5.34	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SUMA yy!	91.64		682.04			3478.45	86.70					

Cuadro 2.14: DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE "CUERPO C" (TERCER ENTREPISO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO											
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)										CALCULO :	
ENTREPISO No. : 3										REVISO :	VINFIN
										FECHA :	SEP / 95 HOJA No.: 4 / D
Vx(ton)=	51.20	Vy (mt)=	4.08	Xt (mt) =	3.76	Eu x1 (mt) =	0.70	Mt x1 =	52.56		
		Ly (mt)=	7.50	Ex (mt) =	0.32	Eu x2 (mt) =	-0.05	Mt x2 =	-19.51		
EJES	Rxi	Yi	Rxi * Yi	Yti	Rxi * Yti	Rxi*Yti^2	E F E C T O D E Vx (Ton.)			E F E C T O Vy	
(X-X)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"y1
DX	20.40	0.00	0.00	-3.76	-76.65	288.00	25.55	-1.35	0.50	26.05	1.71
EX	20.48	7.50	153.60	3.74	76.65	286.87	25.65	1.35	-0.50	27.00	1.71
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	40.88		153.60			574.87	51.20				
J = 2992.94											
Vy(ton)=	57.20	Vx (mt)=	7.44	Xt (mt) =	7.57	Eu y1 (mt) =	0.66	Mt y1 =	48.62		
		Lx (mt)=	15.80	Ey (mt) =	-0.13	Eu y2 (mt) =	-0.98	Mt y2 =	-66.83		
EJES	Ryi	Xi	Ryi * Xi	Xti	Ryi * Xti	Ryi*Xti^2	E F E C T O D E Vy (Ton.)			E F E C T O Vx	
(Y-Y)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1
5Y	17.80	0.00	0.00	-7.57	-134.70	1019.32	18.83	-2.19	3.01	21.83	2.37
6Y	9.11	3.80	34.62	-3.77	-34.32	129.30	9.64	-0.56	0.77	10.40	0.60
7Y	9.11	9.80	89.28	2.23	20.34	45.41	9.64	0.33	-0.45	9.97	0.36
8Y	18.06	15.80	285.35	8.23	148.68	1224.03	19.10	2.42	-3.32	21.52	2.61
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	54.08		409.24			2418.07	57.20				

EJE "C"

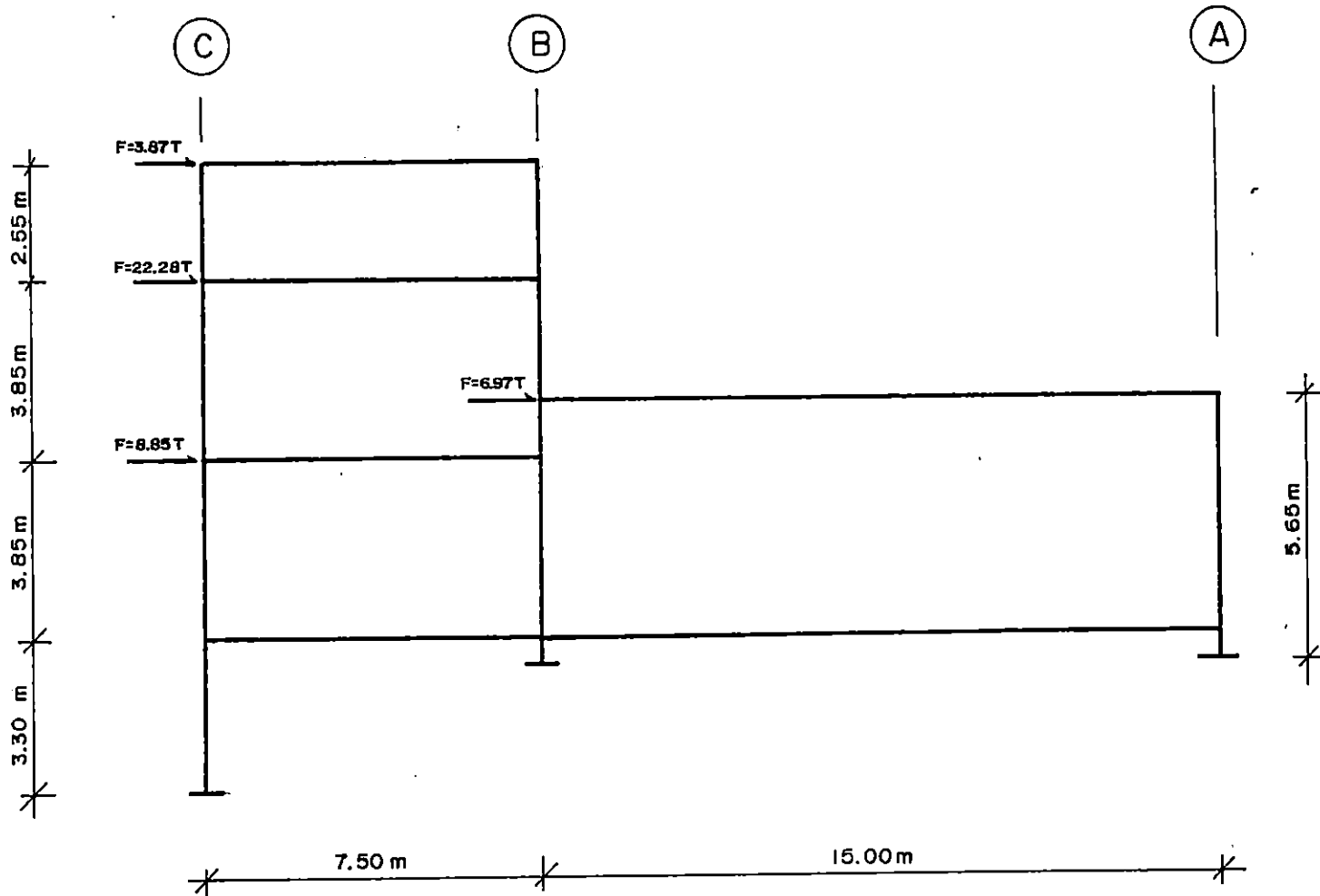


ESCALA VERTICAL 1:200

ESCALA HORIZONTAL 1:250

FIG. 2.23: ETAPA DE DIAGNOSTICO "MARCO CARGADO SISMICAMENTE"

EJE " 1 "



102

ESCALA 1:150

FIG.2.24: ETAPA DE DIAGNOSTICO "MARCO CARGADO SISMICAMENTE"

EJE " 8 "

CUERPO B

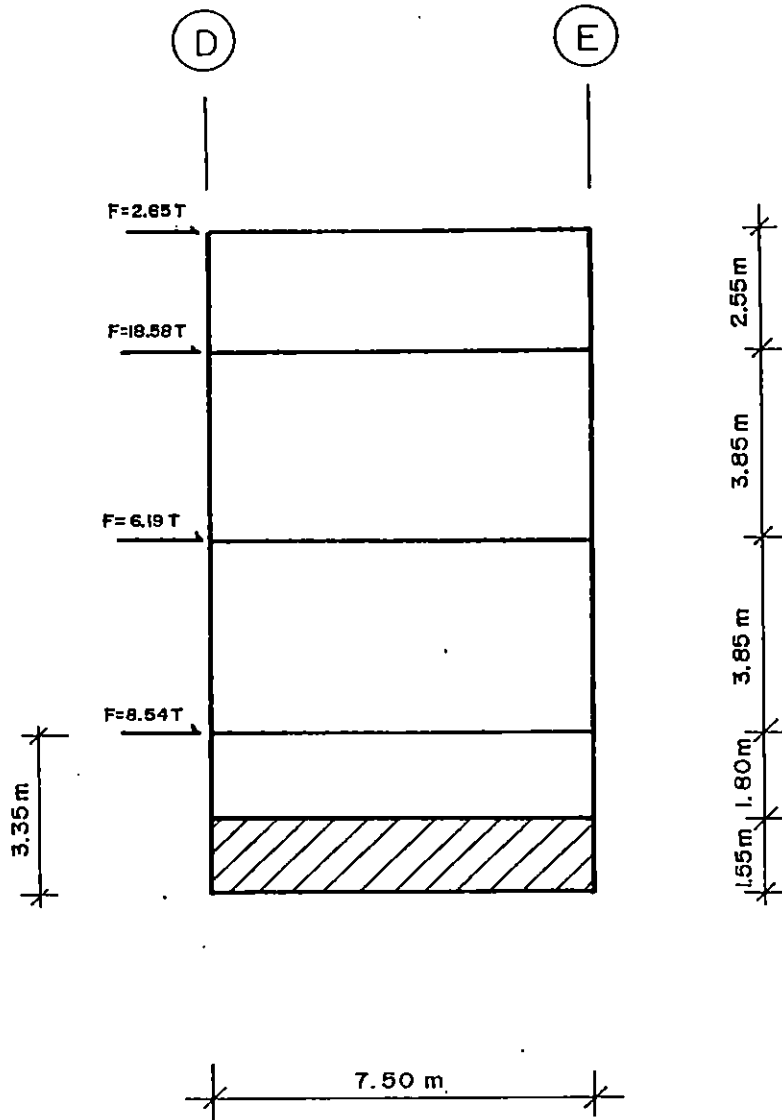


FIG.2.25:ETAPA DE DIAGNOSTICO "MARCO CARGADO SISMICAMENTE"

ESCALA 1:150

A continuación se presenta la metodología empleada en la determinación de la capacidad de los elementos:

1- Capacidad de Vigas.

Analizando la viga 1-2, eje "C" Primer Nivel

Sección 20 x 55

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Las vigas serán estudiadas como elementos sin refuerzo en compresión lo que equivale a estudiarlas como vigas simplemente reforzadas (ACI 9.1 Comentarios).

Capacidad a la Tensión.

Ante todo debemos tener presente que el ACI 318/89 establece:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad ACI 10.5$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{2800} = 0.5\%$$

$$\rho_{max} = 2.5\% \quad ACI 21.3$$

Por lo que el ρ del acero existente deberá variar entre:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$
$$0.5\% < \rho < 2.5\%$$

Siguiendo el procedimiento de análisis por flexión de vigas rectangulares simplemente armadas tendremos:

Cálculo ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Para el lecho inferior:

Extremo Izquierdo = Centro = Extremo Derecho

$$A_s = 2N_o7 = 2(3.88) = 7.76 \text{ cm}^2$$

a. calculando ρ :

$$\rho = \frac{7.76}{20 \times 49} = 0.79\%$$

Comparando

$$0.5\% < 0.79\% < 2.5\% \quad \text{cumple}$$

b. Para calcular cuantía de refuerzo:

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$
$$w = \frac{0.0079(2800)}{210}$$
$$w = 0.105$$

c. Ahora el momento de resistencia será:

$$\phi M_n = \phi w f'_c (1 - 0.59w) b d^2$$

Con $\phi = 0.9$ elemento sujeto a flexion

$$\phi M_n = 0.9(0.105)(210)[1 - 0.59(0.105)](20)(49^2)$$
$$\phi M_n = 8.99 \text{ ton.m}$$

Para lecho superior

Extremo Izquierdo = Extremo Derecho

$$A_s = 2N_o7 + 2N_o5 = 2(3.88) + 2(1.98) = 11.72 \text{ cm}^2$$

a. calculando ρ :

$$\rho = \frac{11.72}{20 \times 49} = 1.20\%$$

Comparando

$$0.5\% < 1.20\% < 2.5\% \quad \text{cumple}$$

b. Para calcular cuantía de refuerzo:

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$w = \frac{0.012 \times 2800}{210}$$

$$w = 0.16$$

c. El momento de resistencia será:

$$\phi M_n = \phi w f'_c (1 - 0.59w) b d^2$$

Con $\phi = 0.9$ elemento sujeto a flexion

$$\phi M_n = 0.9 (0.16) (210) [1 - 0.59(0.16)] (20) (49^2)$$

$$\phi M_n = 13.13 \text{ ton.m}$$

Centro: Siguiendo el mismo procedimiento

$$A_s = 2\text{No}7 = 7.76$$

$$\rho = 0.79\% \quad \text{cumple}$$

$$w = 0.11$$

$$\phi M_n = 8.99 \text{ ton.m}$$

De igual forma, se calculan los momentos para todas las vigas de la estructura.

2- Cálculo de resistencia en columnas.

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima P_O , de tensión o compresión y un momento nulo, hasta un momento M_O , aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento

flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se presenta gráficamente por medio de un diagrama de interacción.

El diagrama de interacción se obtiene determinando varios puntos que lo definan. El procedimiento para encontrar un punto cualquiera es, esencialmente, el mismo método usado para calcular las fuerzas de compresión y de tensión, una vez supuesta la profundidad del eje neutro. Sin embargo, no es necesario hacer varios tanteos hasta igualar ambas fuerzas, ya que su diferencia representa la fuerza normal, P , y el momento flexionante, M , que correspondan al estado de deformaciones determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Por lo tanto, para cada estado de deformaciones se obtiene un valor de P y uno de M , que definen un punto del diagrama de interacción. A manera de ilustración se determina el diagrama P-M para la columna C1 del edificio de Ingeniería Mecánica.

Datos:

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

$$A_{s1} = 15.88 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Estribos} \Rightarrow \phi = 0.70$$

Compresión pura P_o ($M = 0$)

$$\phi P_o = 0.70[0.80(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_s f_y)]$$

$$\phi P_o = 0.70[0.80(0.85(210)(1750 - 31.76) + 31.76(2800))]$$

$$\phi P_o = 221.55 \text{ ton}$$

Tensión pura T_o ($M=0$)

$$\phi T_o = 0.9(A_s f_y)$$

$$\phi T_o = 0.9(31.76(2800))$$

$$\phi T_o = 80.04 \text{ ton}$$

Condición balanceada (eje neutro balanceado c_b)

$$c_b = \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) d$$

$$c_b = \left(\frac{6115}{6115 + 2800} \right) 44$$

$$c_b = 30.18 \text{ cm}$$

$$a_b = 0.85c_b$$

$$a_b = 0.85(30.18)$$

$$a_b = 25.65 \text{ cm}$$

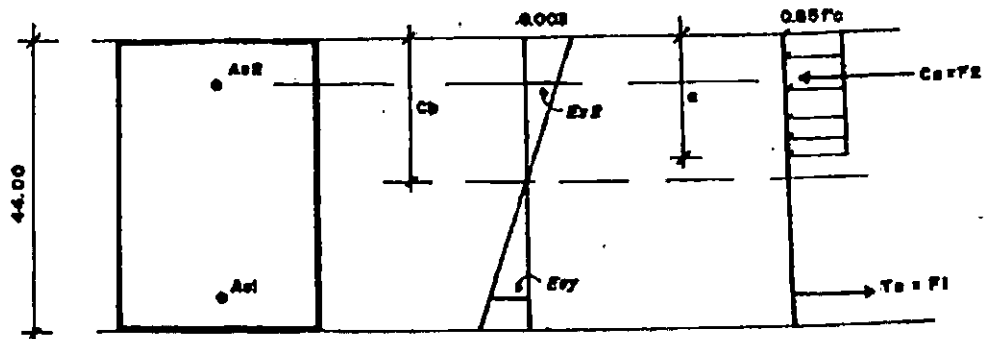


Figura 2.26 : Compatibilidad geométrica.

$$\frac{\epsilon'_s}{30.18 - 6} = \frac{0.003}{30.18}$$

$$\epsilon'_s = 0.0024 > \epsilon_y = 0.0014$$

$$\therefore f_{s2} = f_y$$

Esfuerzos en el acero

$$f_{s1} = f_y = 2800 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s2} = f_y = 2800 \text{ kg / cm}^2$$

Fuerzas en el acero

$$F_1 = A_{s1} f_y = 15.88(2800) = 44.46 \text{ ton}$$

$$F_2 = A_{s2} f_y = 15.88(2800) = 44.46 \text{ ton}$$

Fuerzas en el concreto

$$C_c = 0.85f'_c ab$$

$$C_c = 0.85(210)(25.65)(35) = 160.25 \text{ ton}$$

Cálculo de P

$$P = C_c + F_2 + F_1$$

$$P = 160.25 \text{ ton}$$

$$\phi P = 112.13 \text{ ton}$$

Cálculo de M

$$M = 44.46 \times 10^3(19) + 44.46 \times 10^3(19) + 160.25 \times 10^3(12.175)$$

$$M = 36.41 \text{ ton} - m$$

$$\phi M = 25.48 \text{ ton} - m$$

Todos los ejes son medidos a partir de un eje que pasa por medio peralte.

$$\phi P_b = 112.13 \text{ ton}$$

$$\phi M_b = 25.48 \text{ ton} - m$$

Podría suponerse una variedad de ejes neutros (c) y obtener pares de valores(P-M) pertenecientes al diagrama de interacción. Si c es mayor que c_b el par P-M estará ubicado en zona donde rige la compresión; si c es menor que c_b el par estará ubicado en la zona donde rige la tensión. La figura 2.27 muestra el diagrama de interacción de la columna C1.

2.7.5 Solicitación.

El objetivo de determinar las solicitaciones en una estructura es para obtener un parámetro con el que sea posible proponer las dimensiones y características de los elementos de una estructura, de manera que cumplan su función con un grado de seguridad razonable, que le permita funcionar de una manera satisfactoria en condiciones de servicio.

FIG. 2.27: DIAGRAMA DE INTERACCION "COLUMNA C1" Direccion X-X "

CAPACIDAD DE COLUMNAS
EDIFICIO DE ING. MECANICA

DIAGRAMA DE INTERACCION
COLUMNA C1

SECCION COLUMNA C1
h=50 (cms) b=35 (cms)

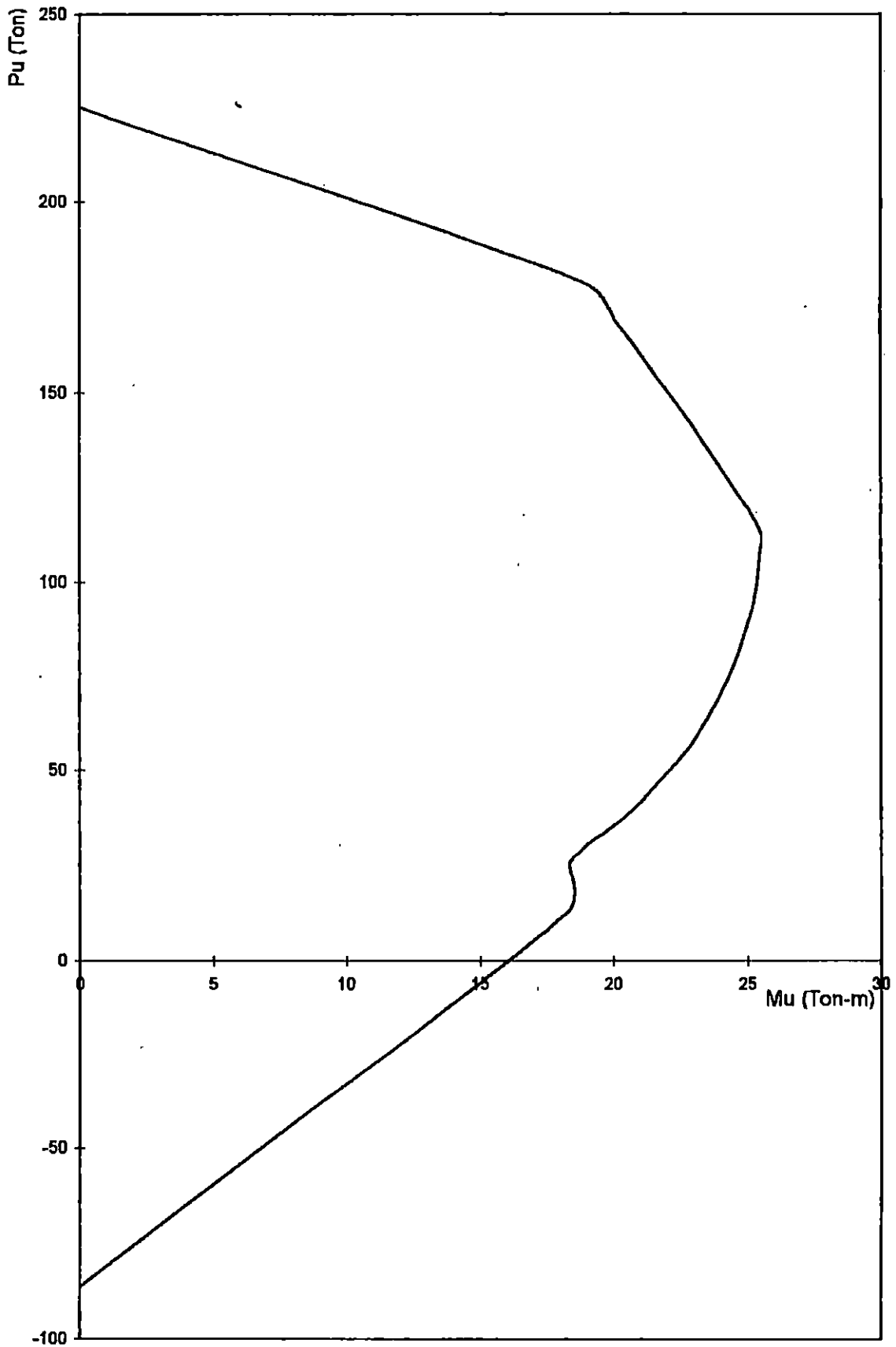
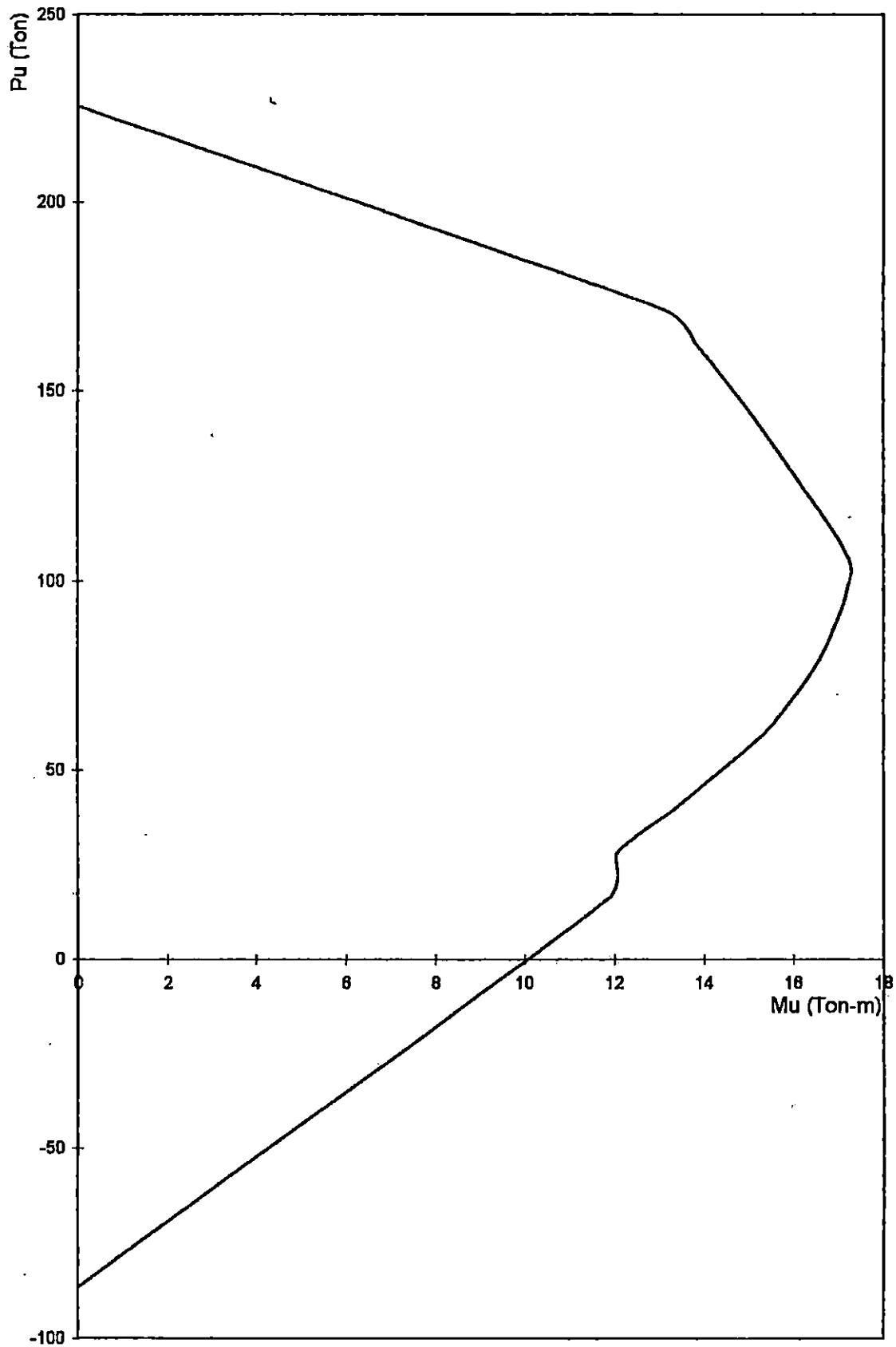


FIG. 2.28: DIAGRAMA DE INTERACCION "COLUMNA C1 Direccion Y-Y"

CAPACIDAD DE COLUMNAS
EDIFICIO DE ING. MECANICA

DIAGRAMA DE INTERACCION
COLUMNA C1

SECCION COLUMNA C1
h=35 (cms) b=50 (cms)



Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida una estructura durante su vida útil, entre las que tenemos: Peso propio, cargas vivas, presiones por viento, sismos, asentamientos, etc.

Para la determinación de todas las posibles combinaciones de solicitación, se toman en consideración los requisitos que dicta el ACI 318-89 en cuanto a resistencias, de tal manera se obtendrán las acciones que en algún momento pudieran actuar en la estructura. Así se verificará si la sección existente es adecuada o no.

En los Cuadros 2.15 y 2.16 se presenta un ejemplo de la determinación de las solicitaciones.

2.7.6 Comparación entre la capacidad de las secciones existentes y la solicitación estimada.

Después de haber determinado la capacidad de los elementos de marco (vigas y columnas) y la solicitación de esfuerzos, estimados considerando las disposiciones de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, se procedió a compararlos para determinar si existe insuficiencia en cuanto a resistencia de los elementos componentes de la estructura.

La Solicitación de la una Viga y una Columna seleccionadas se muestran en los Cuadros No. 2.15 y No. 2.16.

2.7.6.1 Revisión de vigas.

Tomando la Capacidad de las vigas, según el Acero que tienen, y comparándola con la Solicitación que la Sección requiere, obtenemos los resultados que se muestran en los Cuadros No. 2.17 a No. 2.20 donde presentamos los resultados de una Viga de Eje Principal (Eje "C"), y otra Viga de Eje Secundario (Eje "D").

Cuadro 2.15: SOLICITACION DE VIGAS "ETAPA DE DIAGNOSTICO"

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA						CALCULO :M. H. G.						
#### DISEÑO DE VIGAS (C/R)			#### ENVOLVENTE DE MOMENTOS			#### VINFIM			FECHA :DIC/96			HOJA No. ___/___
NIVEL No. :	1	EJE No.:	C	VIGA No.:	1	SECCION: 20 X 55					MODELO DE CARGAS	
Ancho columna(a1) =	0.350 mt.		Ancho columna(a2) =	0.350 mt.		FACTORES DE DISEÑO						
W(ton/m) =	2.80	MG1(T.m)=	6.62	b (cm) =	20.000	G1=	1.470	-----				
L (mt) =	6.00	MG2(T.m)=	-8.84	d (cm) =	49.000	G2=	1.100	-----				
P (ton) =	0.00	MS1(T.m)=	-24.43	fc(K/cm2)=	210.00	G3=	0.700	-----				
L1 (mt) =	0.00	MS2(T.m)=	-21.62	fy(K/cm2)=	2800.00	SISMO=	1.400	-----				
MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)												
x(mt) :	0.00	0.18	0.88	1.59	2.29	3.00	3.71	4.41	5.12	5.83	6	
Z=x-L1 :	0.00	0.18	0.88	1.59	2.29	3.00	3.71	4.41	5.12	5.83	6.00	
MG(T.mt) :	-6.62	-5.26	-0.63	2.60	4.43	4.87	3.91	1.55	-2.20	-7.35	-8.84	
MS(T.mt) :	24.43	23.09	17.67	12.25	6.83	1.41	-4.02	-9.44	-14.86	-20.28	-21.62	
CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)												
G1 :	-9.73	-7.73	-0.93	3.82	6.52	7.16	5.75	2.28	-3.23	-10.80	-12.99	
G2+SISMO :	26.92	26.54	24.04	20.00	14.43	7.32	-1.32	-11.50	-23.22	-36.47	-39.99	
G2-SISMO :	-41.48	-38.11	-25.43	-14.28	-4.68	3.39	9.92	14.92	18.38	20.30	20.54	
G3+SISMO :	29.57	28.64	24.29	18.96	12.66	5.38	-2.88	-12.12	-22.34	-33.53	-36.46	
G3-SISMO :	-38.84	-36.00	-25.17	-15.32	-6.45	1.44	8.36	14.30	19.26	23.24	24.08	
Mu max(-) :	-41.48	-38.11	-25.43	-15.32	-6.45	1.44	-2.88	-12.12	-23.22	-36.47	-39.99	
Mu max(+) :	29.57	28.64	24.29	20.00	14.43	7.32	9.92	14.92	19.26	23.24	24.08	
CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO												
LECHO SUPERIOR Mu(-) :	As min.(14bd/fy)=		4.90	As corr(As max/3)=		18.53	As max.(0.025bd)=		24.50 cm2.			
A nec. :	ERR	0.0567	0.0265	0.0143	0.0056	0.0000	0.0024	0.0110	0.0235	0.0489	ERR	
As nec. :	ERR	55.60	26.00	13.97	5.46	0.00	2.38	10.74	23.06	47.89	ERR	
As prop. :												
tMn(t.m) :	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			
LECHO INFERIOR Mu(+) :	As min.(14bd/fy)=		4.90	As corr(As max/3)=		10.26	As max.(0.025bd)=		24.50 cm2.			
A nec. :	0.0329	0.0314	0.0250	0.0195	0.0133	0.0064	0.0088	0.0138	0.0186	0.0236	0.0247	
As nec. :	32.29	30.77	24.46	19.13	13.05	6.24	8.63	13.55	18.27	23.09	24.18	
As prop. :												
tMn(t.m) :	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			

DETALLADO :

Cuadro 2.16: SOLICITACION DE COLUMNAS "ETAPA DE DIAGNOSTICO"

COLUMNA # = C / 1		PROYECTO: EDIFICIO INGENIERIA MECANICA (DIAGNOSTICO)								PROGRAMA: ING. VICTOR M.			
NUDO SUPERIOR (S/I)		NIVEL # : No. 1 *** FUERZAS DE DISEÑO EN COLUMNAS (Vu , Pu , Mu) *** VIMFIM								CALCULO : M. H. G.			
DATOS DE SECCION										FECHA : DIC / 95			
Dim.X(mt) = 0.35		FACTORES: FU1(G1)= 1.470 FU2(G2)= 1.100 FU3(G3)= 0.700 FU4(SIS)= 1.400								HOJA No. : ____/____			
Dim.Y(mt) = 0.50													
Dim.L(mt) = 4.35		SISMO								MONOAXIAL EQUIV.			
Pv.(T/m3) = 2.40		VALORES PARA DISEÑO								(k/cm2) (k/cm2) (%) CUANTIA			
GRAVITACIONAL X-X		XX/YY								Pu/Ag Mu/Ag.h' h=d/h R (%)			
PGx(Ton) = 15.65		+/+								25.12 0.00 38.07 41.01 0.69			
VGx(Ton) = 1.04		U2 +/-								30.40 0.00 28.13 49.63 0.69			
MGy(T.m) SUP= -2.69		XX -/+								31.03 0.00 18.68 50.67 0.69			
MGy INFERIOR= 1.32		-/-								36.32 0.00 8.74 59.29 0.69			
SISMO X-X													
PSx(Ton) = 12.12		+/+								27.15 0.00 29.56 44.33 0.69			
VSx(Ton) = 10.86		U3 +/-								30.51 0.00 19.62 49.82 0.69			
MSy(T.m) SUP= 18.05		XX -/+								30.92 0.00 10.17 50.48 0.69			
MSy INFERIOR= -23.75		-/-								34.28 0.00 0.23 55.97 0.69			
GRAVITACIONAL Y-Y													
PGy(Ton) = 18.94		+/+								44.71 42.88 51.10 0.78			
VGy(Ton) = 2.14		U2 +/-								49.26 37.07 56.30 0.78			
MGx(T.m) SUP= -6.37		YY +/-								58.72 9.75 67.11 0.78			
MGx INFERIOR= 2.64		-/-								63.27 3.93 72.31 0.78			
SISMO Y-Y													
PSy(Ton) = 20.71		+/+								48.08 34.37 54.95 0.78			
VSy(Ton) = -15.43		U3 +/-								50.98 28.56 58.26 0.78			
MSx(T.m) SUP= 34.40		YY +/-								57.00 1.24 65.15 0.78			
MSx INFERIOR= -30.42		-/-								59.90 -4.58 68.46 0.78			
SOBREPESO = 2.65													
Suma PG = 37.24		U1(D+L)								12.41 31.28 14.18 0.78			
NUDO INFERIOR													
DATOS DE SECCION		SISMO								MONOAXIAL EQUIV.			
Dim.X(mt) = 0.35		XX/YY								(k/cm2) (k/cm2) (%) CUANTIA			
Dim.Y(mt) = 0.50													
Dim.L(mt) = 4.35		+/+								35.52 0.00 39.22 57.99 0.69			
Pv.(T/m3) = 2.40		U2 +/-								37.71 0.00 29.28 61.56 0.69			
GRAVITACIONAL X-X		XX -/+								38.42 0.00 19.83 62.73 0.69			
PGx(Ton) = 15.65		-/-								40.61 0.00 9.89 66.31 0.69			
VGx(Ton) = 1.04													
MGy(T.m) = 1.32		+/+								36.45 0.00 30.29 59.50 0.69			
SISMO X-X		U3 +/-								37.84 0.00 20.35 61.78 0.69			
PSx(Ton) = 12.12		XX -/+								38.29 0.00 10.90 62.52 0.69			
VSx(Ton) = 10.86		-/-								39.69 0.00 0.96 64.79 0.69			
MSy(T.m) = -23.75													
GRAVITACIONAL Y-Y		+/+								46.24 44.03 52.85 0.78			
PGy(Ton) = 18.94		U2 +/-								48.47 38.22 55.40 0.78			
VGy(Ton) = 2.14		YY +/-								52.05 10.90 59.48 0.78			
MGx(T.m) = 2.64		-/-								54.28 5.08 62.04 0.78			
SISMO Y-Y													
PSy(Ton) = 20.71		+/+								47.70 35.10 54.52 0.78			
VSy(Ton) = -15.43		U3 +/-								49.12 29.29 56.14 0.78			
MSx(T.m) = -30.42		YY +/-								51.40 1.97 58.74 0.78			
SOBREPESO = 2.65		-/-								52.82 -3.85 60.37 0.78			
Peso col. = 1.83													
Suma PG = 39.07		U1(D+L)								5.37 32.82 6.14 0.78			

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA NIVEL: 1

DIRECCION: X-X EJE: C SECCION: 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
1 a 2	13.13	38.11	8.97	7.32	13.13	36.47
2 a 3	13.13	32.1	8.97	4.78	13.13	31.79
3 a 4	13.13	32.23	8.97	5.03	13.13	32.32
4 a 5	13.13	32.24	8.97	4.98	15.1	32.25
5 a 6	15.1	32.88	8.97	5.64	15.1	32.78
6 a 7	15.1	31.3	8.97	4.28	16.75	31.88
7 a 8	16.75	36.33	8.97	7.04	15.1	37.78

DIRECCION: Y-Y EJE: 1 SECCION: 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
B-C	24.75	73.72	24.75	21.26	24.75	74.59

Cuadro 2.17: COMPARACION DE CAPACIDAD-SOLICITACION DE VIGA PRINCIPAL (PRIMER NIVEL)

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA

NIVEL: 2

DIRECCION: X-X

EJE: C

SECCION: 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
1 a 2	11.03	20.4	7.05	5.32	13.07	20.93
2 a 3	13.07	19.52	7.05	4.74	13.07	19.62
3 a 4	13.07	19.63	7.05	4.78	13.07	19.43
4 a 5	13.07	19.46	7.05	4.47	13.07	20.22
5 a 6	13.07	21.22	7.05	6.83	13.07	20.38
6 a 7	13.07	18.89	7.05	3.37	13.07	16.92
7 a 8	13.07	18.19	7.05	4.13	11.03	19.06

DIRECCION: Y-Y

EJE: 1

SECCION: 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
B - C	16.91	38.56	28.65	18.32	16.91	45.47

Cuadro 2.18: COMPARACION DE CAPACIDAD-SOLICITACION DE VIGA PRINCIPAL (SEGUNDO NIVEL)

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA **NIVEL:** 1
DIRECCION: X-X **EJE:** B' (V. S.) **SECCION:** 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
1 a 2	8.97		18.4	16.88	19.31	18.58
2 a 3	19.31	19.36	8.97	4.39	13.01	10.63
3 a 4	13.01	10.48	8.97	7.78	11.96	12.72
4 a 5	11.96	12.75	8.97	6.71	11.96	12.59
5 a 6	11.96	12.55	8.97	7.61	13.01	11.01
6 a 7	13.01	11.12	8.97	5.11	19.31	17.42
7 a 8	19.31	16.94	18.4	14.71	8.97	

DIRECCION: Y-Y **EJE:** 1 **SECCION:** 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION

Cuadro 2.19: COMPARACION DE CAPACIDAD-SOLICITACION DE VIGA SECUNDARIA (PRIMER NIVEL)

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA NIVEL: 2

DIRECCION: X-X EJE: B' (V. S.) SECCION: 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
1 a 2	8.97		17.47	12.2	18.41	15.71
2 a 3	18.41	15.98	13.01	5.59	17.47	11.61
3 a 4	17.97	11.51	13.01	7.63	16.75	11.98
4 a 5	16.75	12.05	13.01	6.08	21.23	14.56
5 a 6	21.23	14.19	20.19	10.26	21.23	13.04
6 a 7	21.23	13.46	13.01	4.88	16.75	15.55
7 a 8	16.75	15.24	13.78	12.44	8.97	

DIRECCION: Y-Y EJE: 1 SECCION: 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION

Cuadro 2: 20: COMPARACION DE CAPACIDAD-SOLICITACION DE VIGA SECUNDARIA (SEGUNDO NIVEL)

Al resultar mayor la Solicitación que la Capacidad indica que existe deficiencia estructural por lo que requerirá alguna Técnica de Reforzamiento. Esto es lo que se evidencia en las Vigas de los Ejes Principales.

2.7.6.2 Revisión de columnas.

De las condiciones de diseño para columnas se obtienen las acciones más desfavorables para verificar si la columna existente es capaz de resistir o no dichas acciones, usando su diagrama de interacción.

Para la revisión se escogió la columna C/1.

- TERCER ENTREPISO (ver diagrama de interacción columna C5) :

$$P_u = 0.06 \text{ ton} ; M_{oy} = 6.13 \text{ ton} - m ; H = 35 \text{ cm} \quad \text{PASA}$$

$$P_u = 1.54 \text{ ton} ; M_{oy} = 6.14 \text{ ton} - m ; H = 35 \text{ cm} \quad \text{PASA}$$

- SEGUNDO ENTREPISO (ver diagrama de interacción columna C1) :

$$P_u = 34.80 \text{ ton} ; M_{ox} = 17.11 \text{ ton} - m ; H = 50 \text{ cm} \quad \text{NO PASA}$$

$$P_u = 0.08 \text{ ton} ; M_{ox} = 48.43 \text{ ton} - m ; H = 50 \text{ cm} \quad \text{NO PASA}$$

- PRIMER ENTREPISO (ver diagrama de interacción columna C1) :

$$P_u = 66.63 \text{ ton} ; M_{oy} = 25.12 \text{ ton} - m ; H = 35 \text{ cm} \quad \text{NO PASA}$$

$$P_u = 6.88 \text{ ton} ; M_{ox} = 63.27 \text{ ton} - m ; H = 50 \text{ cm} \quad \text{NO PASA}$$

Se concluye que las condiciones son insuficientes para las solicitudes estimadas, en primer y segundo entrepiso, no así en el tercero.

2.7.7 Revisión de la cimentación.

La metodología utilizada para la revisión de la cimentación consiste en comparar las presiones ejercidas sobre el suelo por la acción de las cargas estimadas con la capacidad admisible del suelo.

La evaluación de las presiones se hizo con cargas de servicio, tal como lo dispone el ACI 318-89 en la sección 15.2.2, el área de la base de la zapata deberá determinarse a partir de fuerzas y momentos no factorizados y la presión permisible del suelo deberá seleccionarse mediante principios de mecánica de suelos.

En el Cuadro 2.21 se presentan las condiciones de diseño y presiones sobre el suelo para cargas de servicio de la zapata Z-3 eje C/8.

Analizando estos resultados podemos concluir que la estructura presentará problemas de inestabilidad bajo la acción de eventos sísmicos, ya que las máximas sollicitaciones exceden en un 450% la capacidad admisible del suelo.

2.7.8 Revisión de la Pantalla de Retención (MR1).

Revisión para cargas permanentes (empuje de tierras):

Datos:

$$H = 3.30 \text{ m} \quad \phi = 34^\circ \quad \gamma_s = 1.8$$

$$P_a = k_a \gamma_s H$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2(45 - 17)$$

$$k_a = 0.2827$$

$$P_a = (0.2827)(1.8)(H)$$

$$P_a = 0.5089H$$

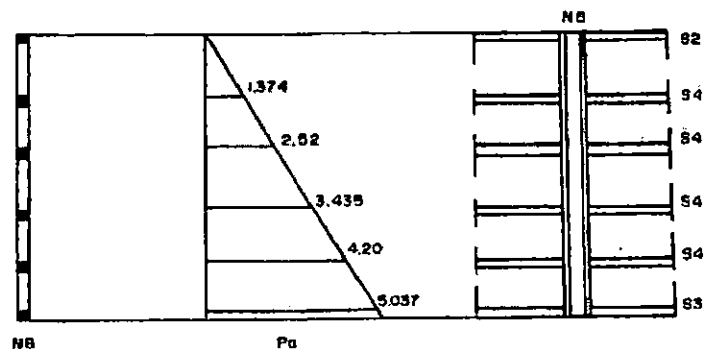


Figura. 2.29 Cargas Permanentes sobre MR1.

Cuadro 2.21: REVISION DE ZAPATA "ETAPA DE DIAGNOSTICO"

CONDICIONES DE DISEÑO PARA CARGAS DE SERVICIO

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA (DIAGNOSTICO)												CALCULO : L. E. C.	
*** ANALISIS DE ZAPATA RECTANGULAR *** CARGAS DE SERVICIO *** VIMFIM ***												PROGRAMO : V I M F I M	
												FECHA : DIC/95	
DATOS GENERALES : FU1(G1)= 1.00 FU2(G2)= 0.75 FU3(G3)= 0.60 FU4(SIS)= 0.75												HOJA No.: /	
ZAPATA # = C / B													
REFERENCIA : FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL : EXCENTRICIDADES : $q = P/A * (1 \pm \delta Ex/Lx \pm \delta Ey/Ly) (T/m^2)$													
DATOS DE SECCION : SISMO XX/YY : P (Ton): My (T.m): Mx (T.m) : $\delta Ex(mt)$: $\delta Ey(mt)$: q1(+/-) : q2(+/-) : q3(-/+) : q4(-/-) : Obs.													
Le X(mt) = 1.50													
Le Y(mt) = 2.10													
AREA(m2) = 3.15 U2(X-X)													
Hf (mt) = 1.50 30% YY													
Pv(T/m3) = 1.80													
GRAVITACIONAL X-X:													
PGx(Ton) = 14.06													
MGy(T.m) = -3.53 U3(X-X)													
S I S M O X-X 30% YY													
PSx(Ton) = 11.31													
MSy(T.m) = -51.10													
GRAVITACIONAL Y-Y:													
PGy(Ton) = 48.58 U2(Y-Y)													
MGx(T.m) = -5.34 30% XX													
S I S M O Y-Y													
PSy(Ton) = 49.33													
MSx(T.m) = 86.86													
SOBREPESO = 6.50 U2(Y-Y)													
MGy adic. = 0.00 30% XX													
MGx adic. = 0.00													
Peso zap. = 8.51													
Suma PG = 77.65 U1 = FU1*(D+L)													
FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL : MONOAXIAL EQUIV. : LONGITUDES : $q = P/A * (1 \pm \delta E/L)$: $q = 2PL / (3A(L/2 - E)) (T/m^2)$: REF.													
P (Ton) : My (T.m) : Mx (T.m) : Mey (T.m) : Mex (T.m) : $\delta E (mt)$: L (mt) : q máx. : q mín. : q máx. : Le (mt) : % L e : SIS. X/Y : Obs.													
77.82 : -40.97 : 15.54 : 46.95 : 0.00 : 3.62 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : 168.4 : 0.44 : 29.3 : +/+													
55.62 : -40.97 : -23.55 : 50.03 : 0.00 : 5.40 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : -118.1 : -0.45 : -29.9 : U2 +/-													
60.85 : 35.68 : 15.54 : 41.65 : 0.00 : 4.11 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : 295.0 : 0.20 : 13.1 : XX -/+													
38.65 : 35.68 : -23.55 : 44.73 : 0.00 : 6.94 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : -30.1 : -1.22 : -81.5 : -/-													
66.17 : -40.44 : 16.34 : 46.73 : 0.00 : 4.24 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : 479.4 : 0.13 : 8.8 : +/+													
43.97 : -40.44 : -22.75 : 49.19 : 0.00 : 6.71 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : -37.9 : -1.11 : -73.8 : U3 +/-													
49.20 : 36.21 : 16.34 : 42.49 : 0.00 : 5.18 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : -137.5 : -0.34 : -22.7 : XX -/+													
27.01 : 36.21 : -22.75 : 44.96 : 0.00 : 9.99 : 1.50 : 0.0 : 0.0 : -9.4 : -2.74 : -182.9 : -/-													
97.78 : -14.15 : 61.14 : 0.00 : 71.80 : 4.41 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : 137.7 : 0.95 : 45.1 : +/+													
92.69 : 8.85 : 61.14 : 0.00 : 67.81 : 4.39 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : 129.4 : 0.96 : 45.5 : U2 -/+													
23.78 : -14.15 : -69.15 : 0.00 : 79.81 : 20.14 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : -4.6 : -6.92 : -329.5 : YY +/-													
18.69 : 8.85 : -69.15 : 0.00 : 75.82 : 24.34 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : -2.8 : -9.02 : -429.5 : -/-													
86.13 : -13.62 : 61.94 : 0.00 : 72.20 : 5.03 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : 180.8 : 0.64 : 30.2 : +/+													
81.04 : 9.38 : 61.94 : 0.00 : 69.01 : 5.11 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : 181.5 : 0.60 : 28.3 : U3 +/-													
12.13 : -13.62 : -68.35 : 0.00 : 78.61 : 38.87 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : -1.0 : -16.29 : -775.5 : YY +/-													
7.04 : 9.38 : -68.35 : 0.00 : 75.42 : 64.23 : 2.10 : 0.0 : 0.0 : -0.3 : -28.97 : -1379.4 : -/-													
77.65 : -3.53 : -5.34 : 0.00 : 8.00 : 0.62 : 2.10 : 31.9 : 17.4 : 0.0 : 2.10 : 100.0 : U1(D+L)													

OBSERV. :

2.7.8.1 Revisión de nervio (N-8)

$$\sum M_A = 0:$$

$$R_B = (5.037)(3.30)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{2}{3}\right)(3.30)$$

$$R_B = 5.541 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0:$$

$$A_y = 2.770 \text{ ton}$$

Cargas factorizadas.

$$V_u = 1.7(5.54)$$

$$V_u = 9.42 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.7(3.52)$$

$$M_u = 5.98 \text{ ton} - m$$

Revisión por flexión:

$$A_s = 8 \text{ cm}^2 \text{ (4 No 5)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{8}{(0.15)(0.25)} = 2.133 \times 10^{-2}$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{(2.133 \times 10^{-2})(2800)}{210} = 0.2844$$

$$\phi M_n = \phi [w f'_c (1 - 0.59w) b d^2]$$

$$\phi M_n = 0.9 [(0.2844)(210)(1 - 0.59(0.2844))(15)(25)^2]$$

$$\phi M_n = 4.19 \text{ ton} - m$$

$$\phi M_n < M_u \Rightarrow \text{No posee la capacidad flexionante necesaria.}$$

Revisión por cortante.

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{210})(15)(25)$$

$$\phi V_c = 2.45 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(0.63)(2800)(25)}{0.20}$$

$$\phi V_s = 2.21 \text{ ton}$$

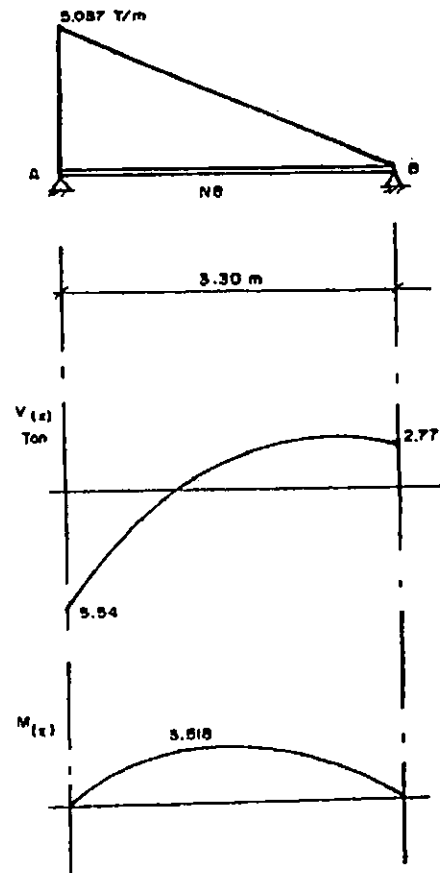


Figura 2.30 Diagrama de V y M

$$V_u = 2.45 + 1.88$$

$$V_u = 4.33$$

$V_n < V_u \Rightarrow$ No posee la capacidad para soportar la sollicitación de cortante.

\therefore El nervio no tiene la capacidad para que las soleras apoyen en él.

2.7.8.2 Revisión de solera (S-4)

$$\text{Tributaria} = (0.30/2 + 0.15 + 0.35/2) = 0.475 \text{ m}$$

$$w = (1.40)(0.475) = 0.665 \text{ ton/m}$$

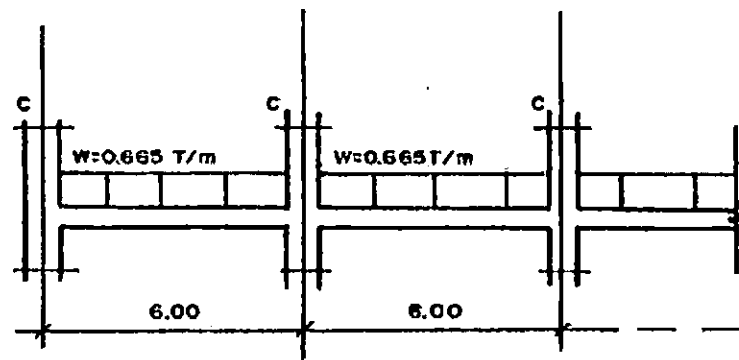


Figura 2.31 Cargas sobre solera S-4.

Claro extremo:

$$M_{(+)} = \frac{w_u l_n^2}{14}$$

$$M_{(-)} = \frac{w_u l_n^2}{10}$$

$$V = \frac{1.15 w_u l_n}{2}$$

Cargas factorizadas:

$$M = \frac{1.7(0.665)(6.0)^2}{10} = 4.07 \text{ ton} - m$$

$$V_u = \frac{1.7(1.15)(0.665)(6)}{2} = 3.90 \text{ ton}$$

Revisión por flexión.

$$A_s = 5.68 \text{ (2 No 6)}$$

$$\rho = \frac{5.68}{(0.15)(0.35)} = 1.082 \times 10^{-2}$$

$$w = 1.082 \times 10^{-2} \left(\frac{2800}{210} \right) = 0.14425$$

$$\phi M_n = 0.9[(0.14425)(210)(1 - 0.59 \times 0.14425)(15)(35)]$$

$$\phi M_n = 4.58 \text{ ton} - m$$

$$\phi M_n > M_u \quad \Rightarrow \quad O.K.$$

Revisión por cortante.

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(15)(35) = 4.03$$

$$V_s = \frac{(0.63)(2800)(35)}{15} = 4.116$$

$$V_c = 8.146 \quad \Rightarrow \quad \phi V_n = 6.92 > V_u \quad \Rightarrow \quad O.K.$$

La solera posee la suficiente capacidad para transmitir los empujes a las columnas.

2.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. Con la realización del levantamiento de daños general y detallado, se ha establecido que la estructura presenta únicamente daños moderados que consisten en grietas y pequeñas fracturas en algunos elementos estructurales, sin que estos afecten en forma global el comportamiento del edificio; lo anterior hace factible la ejecución de un proyecto de reparación, con el que se daría la capacidad necesaria a los elementos dañados.
2. Los daños registrados en las columnas del tercer entepiso del sector poniente del cuerpo "B" se deben a problemas de una "mala adherencia" producto de un detallado deficiente del acero de refuerzo longitudinal, y a la reducción brusca en la sección de la columna con respecto al entepiso anterior.
3. Con el estudio de suelos realizado se determinó, que éste posee condiciones óptimas de capacidad de carga; por lo que se descartaron problemas en la cimentación debido a un mal comportamiento del mismo.
4. El hundimiento de piso registrado en el sector del eje 1 tramo B-C se debe a posibles fugas en el sistema hidro-sanitario que han filtrado hasta provocar una sobresaturación del suelo en este sector aislado.
5. De las pruebas de compresión y tensión realizadas a muestras de concreto y acero, respectivamente, se obtuvieron los siguientes resultados $f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y > 3,000 \text{ kg/cm}^2$ concluyendo que éstos poseen una resistencia mayor que la especificada en el diseño original ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$). Por lo anterior se descarta la posibilidad de que los daños registrados se deban a la mala calidad de éstos.

6. Con la revisión estructural del edificio se ha establecido que este presenta serias deficiencias estructurales, tanto en su concepción estructural como en los requerimientos de resistencia y detallado con que se debió proveer a los elementos que lo conforman; algunas de éstas deficiencias son las siguientes:
- a) El efecto de planta alargada del cuerpo B (relación $L/B = 42/7.5 > 2.5$) origina un comportamiento problemático del diafragma rígido, ya que puede sufrir fuertes deformaciones en su propio plano, restándole así eficiencia al sistema en la transmisión de los efectos sísmicos.
 - b) La concentración de efectos sísmicos al colocar la viga perimetral del eje 1 y 8 del cuerpo A en desnivel con el sistema de piso adyacente del cuerpo B, lo cual bajo cargas gravitacionales puede no afectar el comportamiento estructural, pero que bajo efectos sísmicos, puede resultar nocivo en la respuesta del edificio.
 - c) La desigualdad de los claros y discontinuidad de elementos estructurales del marco D tramo. 5'-6 reduce la bondad del sistema, originando un impredecible comportamiento del sistema estructural bajo efectos sísmicos.
 - d) El efecto de columna corta en el entrepiso 1, eje B del cuerpo C, originado por el ligamento de una repisa hasta media altura de la columna, incrementa la rigidez de ésta y puede generar bajo el efecto de cargas laterales una concentración de cortante que ocasionaría la falla del elemento.
 - e) Las dimensiones de los elementos estructurales y las cantidades de refuerzo proporcionados no proveen de la capacidad resistente necesaria para la

solicitud de cargas estimadas, con las disposiciones de la nueva Norma Técnica de diseño por Sismo.

- f) Los elementos estructurales no poseen los requisitos mínimos de detallado que establece el Reglamento de las Construcciones de Concreto Presforzado (ACI 318/89) para zonas con un alto riesgo sísmico como la nuestra, lo que provocaría en un sismo futuro, el fallamiento de los elementos.

CAPÍTULO III

EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

3.1 INTRODUCCIÓN.

Después de establecer la factibilidad de re-utilización de la estructura , es necesario hacer una evaluación de las posibles alternativas de reforzamiento para lo cual existen varios aspectos que se deben tener muy en cuenta para elegir la más adecuada según el tipo de daños y/o deficiencias que la estructura presente. Entre los aspectos a considerar podemos mencionar: Seguridad Estructural, Economía, Funcionalidad, Estético (Aspecto Arquitectónico), Social y en muchas ocasiones hasta político.

Debe recalcarse que la alternativa que se seleccione como la adecuada debe ser la más óptima y segura desde el punto de vista estructural, por esta razón siempre es necesario considerar por lo menos dos tipos de reforzamiento para luego poder decidir la más aceptable.

A continuación se presenta la conceptualización y descripción de los métodos de reforzamiento más adecuados, así como también el prediseño de dos alternativas de reforzamiento seleccionadas de acuerdo a los criterios antes mencionados; para luego seleccionar entre éstas y realizar el diseño final del proyecto de reforzamiento.

3.2 GENERALIDADES. (REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE C/R).

El reforzamiento apropiado para mejorar la resistencia sísmica de edificios existentes es una tarea difícil que abarca muchas áreas de estudio. El edificio debe analizarse totalmente de tal manera que el ingeniero se familiarice con las resistencias y puntos débiles del sistema original resistente a fuerzas laterales. El ingeniero debe apreciar tanto el aspecto funcional del edificio, como el estético, ya que el proyecto de reforzamiento se reflejará en ambos. También se deben evaluar los proyectos utilizando diferentes materiales estructurales que trabajen junto con la estructura original. Debe analizarse el impacto del proyecto de reforzamiento sobre la estructura final, para asegurarse que no se originen nuevas áreas de debilidad dinámica. Finalmente, se debe desarrollar el proyecto dentro de la realidad económica de la construcción, considerando el impacto de la reconstrucción sobre los acabados, los sistemas mecánico y eléctrico, etcétera. Todo esto constituye los principales aspectos a considerar para el buen desarrollo de un proyecto de reforzamiento.

Existen tres razones básicas por las que los edificios son reforzados para mejorar su comportamiento sísmico. En primer lugar está el reforzamiento de un edificio dañado por sismo, para mejorar su resistencia contra futuros eventos. En segundo, muchos reglamentos o normas de construcción, en áreas de alta sismicidad han sido modificados por lo que los edificios más viejos deben ser reforzados de acuerdo con las normas sísmicas de los reglamentos actuales, cuando el uso del edificio se cambia y aumenta su ocupación o peligro potencial. Por último, un reducido número de propietarios de edificios,

preocupados y bien informados, están reforzando algunos edificios con base en la seguridad de sus ocupantes y la protección de su inversión financiera.

3.2.1 Reforzamiento de estructuras dañadas por sismos.

El reforzamiento de una estructura dañada se debe distinguir de la reparación del daño, aunque a menudo los dos se consideran juntos. Reparar el daño es intentar devolver a la estructura su resistencia original. Reforzar la estructura es aumentar juiciosamente su resistencia y/o rigidez para mejorar el comportamiento del edificio en futuros sismos.

Al reforzar una estructura dañada por un sismo, el primer paso consiste en determinar en forma exacta como se comportó la estructura y entender a fondo por qué ocurrió el daño. Debe quedar claro cuáles son las líneas de resistencia del edificio y de por qué ciertos elementos fallaron o se agrietaron, en tanto que otros resultaron esencialmente sin daños.

Una vez que se ha entendido y documentado el daño, puede diseñarse la reparación de elementos individuales para devolverles la resistencia original o deseada. Tales reparaciones consisten normalmente en inyección de productos epóxicos, sustitución parcial o, en ocasiones, reemplazo total del elemento dañado.

Luego se necesita examinar como minimizar tal daño en el futuro. Para ello, se puede decidir reforzar los elementos que fallaron y hacerlos considerablemente más resistentes, agregar muros de cortante para rigidizar una estructura a base de marcos, o sustituir los muros no estructurales dañados mediante muros contraventeados estructurales.

El nivel de resistencia que se debe utilizar al diseñar el proyecto de reforzamiento será generalmente mayor que el utilizado en el diseño original y el criterio seleccionado

debe ser apropiado para el edificio dañado y congruente con su resistencia no calculada, estabilidad inherente o falta de estabilidad y con su superabundancia.

3.2.2 Reforzamiento de estructuras no dañadas.

A menudo el reforzamiento de una estructura no dañada resulta ser un reto profesional. La estructura no ha sido probada ante un sismo intenso, por lo que su comportamiento real se desconoce, y es muy probable que no se ajuste a los reglamentos actuales de construcción. Un edificio de ésta categoría suele tener un sistema resistente a fuerzas laterales que el reglamento ya no permite ni considera aceptable, como marcos de concreto reforzado no dúctiles o un sistema discontinuo de muros de cortante.

El criterio para el reforzamiento de un edificio no dañado por lo regular se basará en el reglamento de construcción vigente. Esto es particularmente cierto en edificios que cambian de tipo de ocupación, en cuyo caso el reglamento de construcción exige el reforzamiento.

Cuando los edificios se refuerzan para mejorar algunas deficiencias estructurales, sin hacer que el edificio llegue a cumplir totalmente con el reglamento vigente, deben considerarse varios factores. En primer lugar, se debe desconfiar de los sistemas estructurales que hayan resultado inapropiados para la resistencia sísmica, aunque estos, reforzados o contraventeados, pueden permanecer en la estructura reforzada. Debe seleccionarse un nivel adecuado de resistencia ya sea el nivel de resistencia original u otro criterio conveniente.

3.3 MÉTODOS PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS.

Existen muchos métodos para reforzar edificios de concreto, pero el que es apropiado para una estructura puede resultar inapropiado para otra. Los métodos seleccionados deben ser compatibles con la estética, la función del edificio, la estructura original y su resistencia, ductilidad, rigidez y superabundancia. Cuando se requiera la ocupación continua del edificio durante el reforzamiento, ésta causará un efecto considerable sobre el proyecto seleccionado. La continuidad vertical de los elementos de reforzamiento es muy importante y puede requerir cambios significativos en la función de algunos pisos.

En los apartados siguientes se describen los métodos a utilizar en este estudio, para el reforzamiento de edificios de concreto.

- a) Encamisado de Elementos Existentes.
- b) Muros de Relleno dentro de Marcos Existentes.

3.3.1 Encamisado.

El encamisado en una estructura tiene como objetivo principal el incremento en la capacidad sismo resistente de la estructura.

El encamisado puede ser usado como reparación cuando hay daños en algunos miembros existentes.

Hay dos opciones en cuanto a material para el encamisado de los elementos:

- a) Encamisado con concreto reforzado.

Este procedimiento consiste en envolver los elementos existentes con refuerzo longitudinal y transversal y añadir un nuevo recubrimiento de concreto.

b) Encamisado metálico.

Este procedimiento consiste en colocar una camisa con perfiles metálicos unidos entre sí con el objetivo de producir un miembro compuesto de superior resistencia y rigidez sin exagerar el incremento de la sección transversal del miembro. El cual no será estudiado en este trabajo.

3.3.1.1 Reforzamiento de columnas.

El porque de ejecutar un proyecto de reforzamiento en columnas surge debido a la deficiencia en la capacidad portante vertical y/o lateral posterior a un sismo, de la estructura dañada.

El encamisado consiste en agregar concreto y refuerzo longitudinal y transversal alrededor de la columna existente, si fuese posible hacer el encamisado a los cuatro lados. Para este diseño un comportamiento monolítico podría ser asumido la fig. 3.1 muestra este tipo de encamisado.

Mientras este tipo de reforzamiento, mejora la resistencia axial y cortante de la columna, la resistencia a flexión y la resistencia de la unión viga columna ambas quedan lo mismo.

Cuando se desea mejorar la resistencia a la flexión original, debe extenderse el refuerzo longitudinal a través de la losa por medio de agujeros, que además facilitan el colado de concreto; así como se muestra en la figura 3.2.

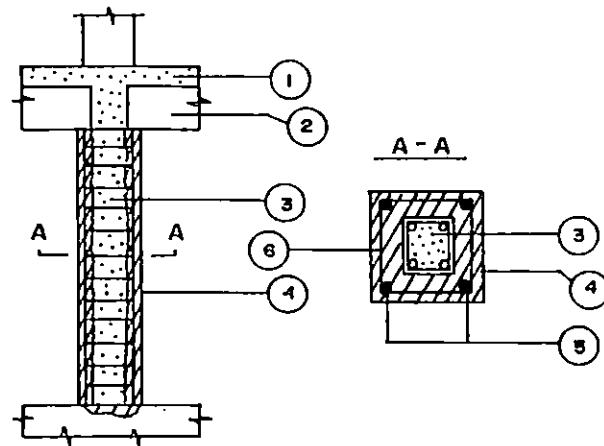


FIG.3.1: ENCAMISADO DE COLUMNAS A CUATRO CARAS

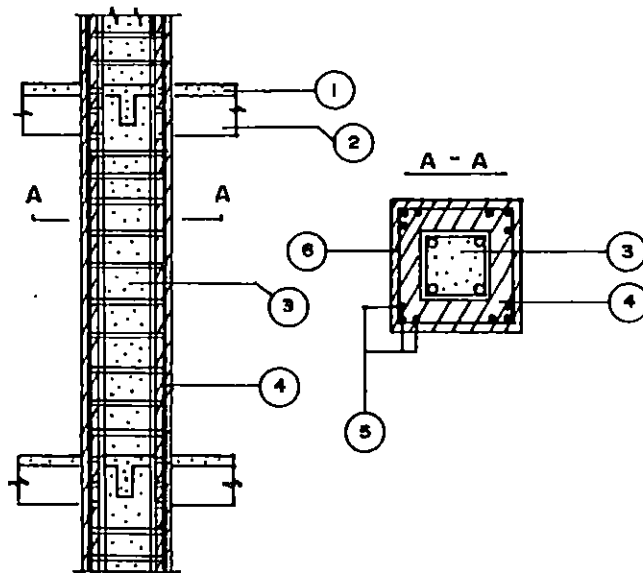


FIG.3.2: ENCAMISADO DE COLUMNA CON REFUERZO LONGITUDINAL ATRAVESANDO LOSA

- | | |
|----------------------|-------------------------|
| 1. LOSA | 4. ENCAMISADO |
| 2. VIGA | 5. REFUERZO ADICIONAL |
| 3. COLUMNA EXISTENTE | 6. ESTRIBOS ADICIONALES |

Por la existencia de las vigas el refuerzo longitudinal usualmente será obligado a armarse en paquetes como lo muestra la figura 3.3, es recomendable no empaquetar más de tres varillas.

Las figuras 3.4 y 3.5 muestra opciones para el detallado de refuerzo longitudinal para evitar el uso excesivo de paquetes.

Hay situaciones en que el encamisado a los cuatro lados no se puede realizar, por lo que se hace necesario un encamisado parcial, tal como se muestra en las figuras 3.6 y 3.7.

El porcentaje de acero de refuerzo del encamisado respecto al área encamisada deberá ser limitado entre 0.015 y 0.04 y como mínimo, una varilla No 5 podría ser usada en cada esquina para un encamisado de 4 lados, recomendado por UNIDO (UNITED NATIONS INDUSTRIAL DEVELOPMENT ORGANIZATION).

El refuerzo por cortante podría diseñarse y espaciarse de acuerdo a la práctica de diseño por sismo; como sugerencia el número mínimo de la varilla deberá ser la No 3 o $1/3$ del diámetro de la mayor varilla longitudinal.

3.3.1.2 Refuerzo en vigas.

La mayoría de daños presentados en las vigas, se debe a la insuficiencia en la resistencia a cortante, presentando grietas inclinadas que varían desde un milímetro de ancho hasta el aplastamiento del concreto, rotura del refuerzo transversal y descubrimiento del acero longitudinal.

Si el agrietamiento es mayor a 0.5 mm, la reparación puede consistir en diversas formas de encamisado, ya sea de C/R o metálico.

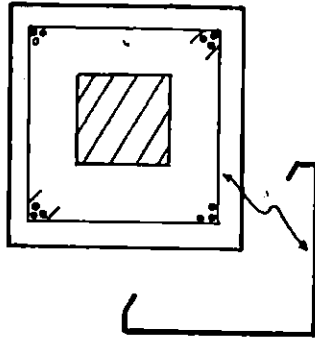


FIG.3.3: ARMADO LONGITUDINAL
EN PAQUETES

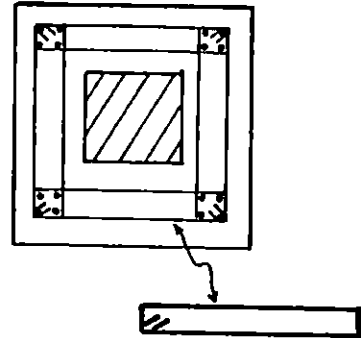


FIG.3.4: ARMADO ESPECIAL EVITA
USO EXCESIVO DE PAQUETE

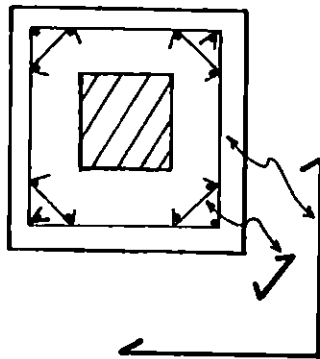


FIG.3.5: ARMADO ESPECIAL SIN
USO DE PAQUETE

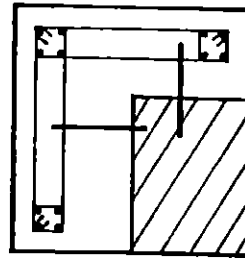
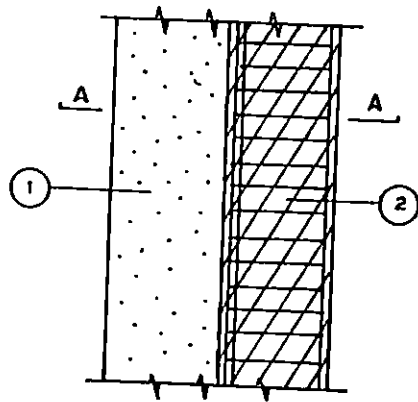
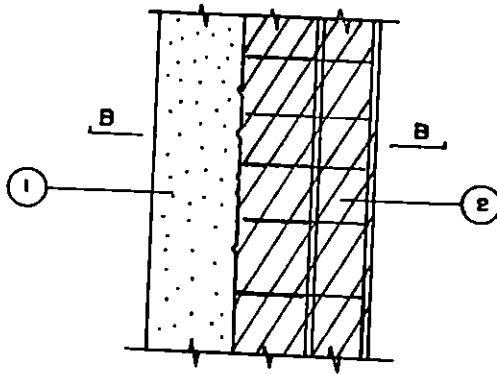
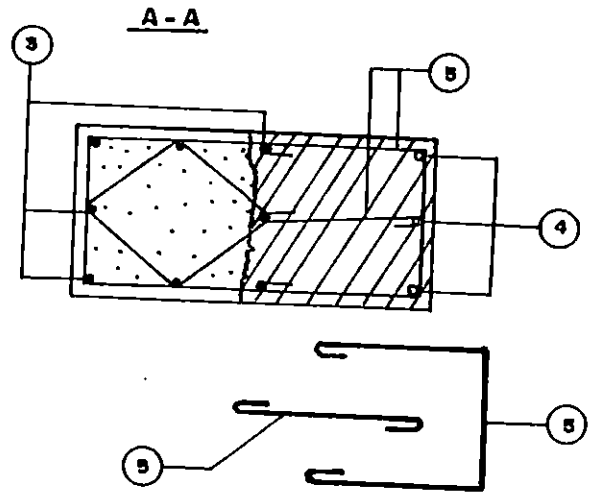


FIG.3.6: ENCAMISADO PARCIAL
DE COLUMNA



a- USANDO ESTRIBOS COMBINADOS



b- USANDO ESTRIBOS CON SOLDADURA

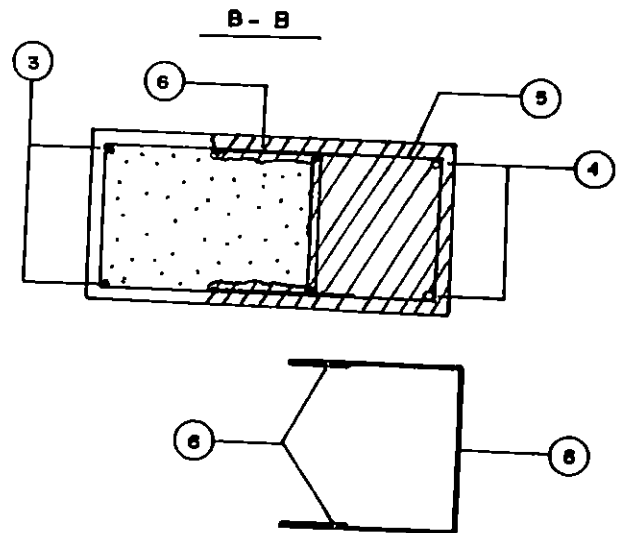


FIG.3.7: ENCAMISADO PARCIAL DE COLUMNAS

- 1. COLUMNA EXISTENTE
- 2. ENCAMISADO
- 3. REFUERZO EXISTENTE

- 4. REFUERZO ADICIONAL
- 5. ESTRIBOS ADICIONALES
- 6. SOLDADURA

Algunas veces el encamisado ha sido usado para incrementar la capacidad a momento positivo de la viga.

En la práctica se han usado encamisados de 3 y 4 caras, como se muestra en la figura 3.8.

En muchas ocasiones se requerirá perforar la losa para colocar el refuerzo transversal a través de ella y así también facilitar el proceso de colado. La viga puede ser encamisada en toda su longitud; un ancho mínimo de 8 cm. puede usarse si es concreto colado in-situ ó 4 cm. para concreto lanzado (recomendado por UNIDO).

Es recomendable el encamisado de las vigas por varios propósitos:

1. Dar continuidad al encamisado de las columnas.
2. Incrementar la resistencia de la estructura.
3. Incrementar la rigidez de la estructura, etc.

El refuerzo longitudinal podría ser continuo a través de los diferentes claros y para proporcionar esa continuidad se podrían usar dos opciones como se muestra en la figura 3.9.

Cuando se encamisa una viga su resistencia a flexión deberá ser cuidadosamente analizada por la posibilidad de crear un sistema de viga fuerte - columna débil, lo que no es en lo absoluto recomendable. Cuando el refuerzo longitudinal existente de la viga no se conoce en el encamisado deberá limitarse a utilizar el 50% del área total de la sección compuesta. Por cortante la contribución del refuerzo transversal existente puede ser ignorado si su cantidad y distribución se desconocen.

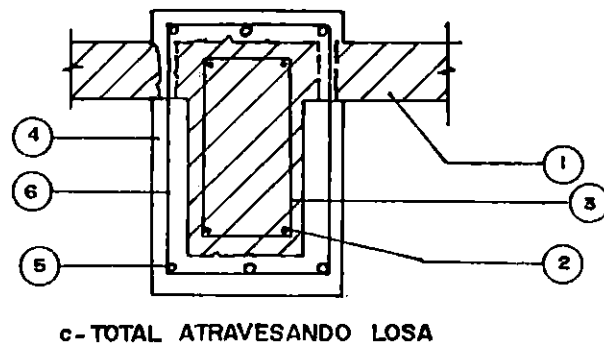
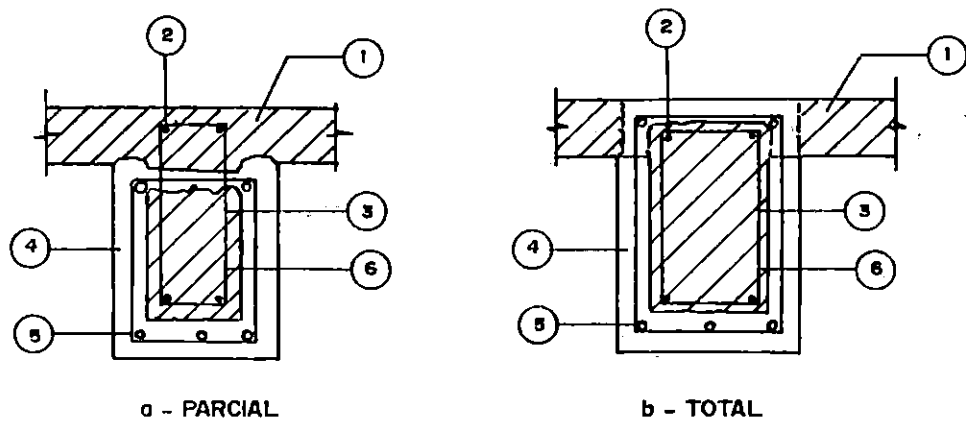


FIG.3.8 : ENCAMISADO DE VIGAS

- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| 1. CONCRETO EXISTENTE | 4. CONCRETO ADICIONAL |
| 2. REFUERZO EXISTENTE | 5. REFUERZO ADICIONAL |
| 3. ESTRIBO EXISTENTE | 6. ESTRIBO ADICIONAL |

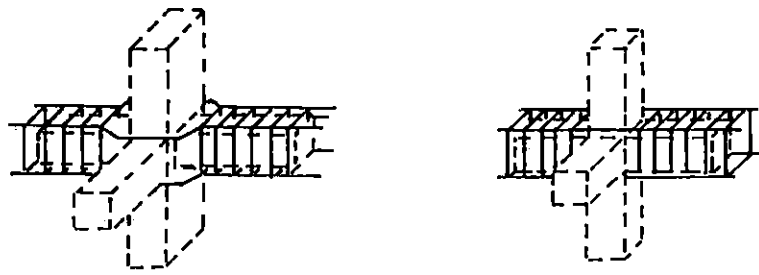


FIG.3.9 : CONTINUIDAD EN EL REFUERZO LONGITUDINAL EN EL ENCAMISADO DE VIGAS

El refuerzo por cortante y refuerzo longitudinal podrían diseñarse de acuerdo a la práctica de diseño por sismo. (atendiendo las disposiciones del reglamento en vigas).

3.3.1.3 Encamisado de juntas.

La junta es definida como la parte de la columna localizada a través del peralte de la viga que se intercepta con esa columna.

Es muy importante proporcionar, a esta región crítica, con suficiente confinamiento y capacidad de cortante. Esta es una de las tareas más difíciles en el encamisado de una estructura de marcos. Debido a la limitación de espacio en la región de las juntas es importante proveer un adecuado confinamiento.

En cuanto a C/R es posible proporcionar refuerzo transversal con una separación igual que al final de la columna (es decir, que cuando se encamisa el marco completo el encamisado de la junta surge en forma automática); pero si se carece de refuerzo proveniente de los elementos adyacentes (vigas y columnas) surge la necesidad de confinar por medio de barras longitudinales, anillos horizontales y estribos verticales y horizontales como se muestra en la figura 3.10.

3.3.2 Muros de Rigidez.

La adición de muros de C/R es una de las soluciones más efectivas para reducir las excentricidades de una estructura e incrementar su capacidad sismo-resistente, además de reducir las demandas de deflexión en otras partes, tal como en juntas viga-columna.

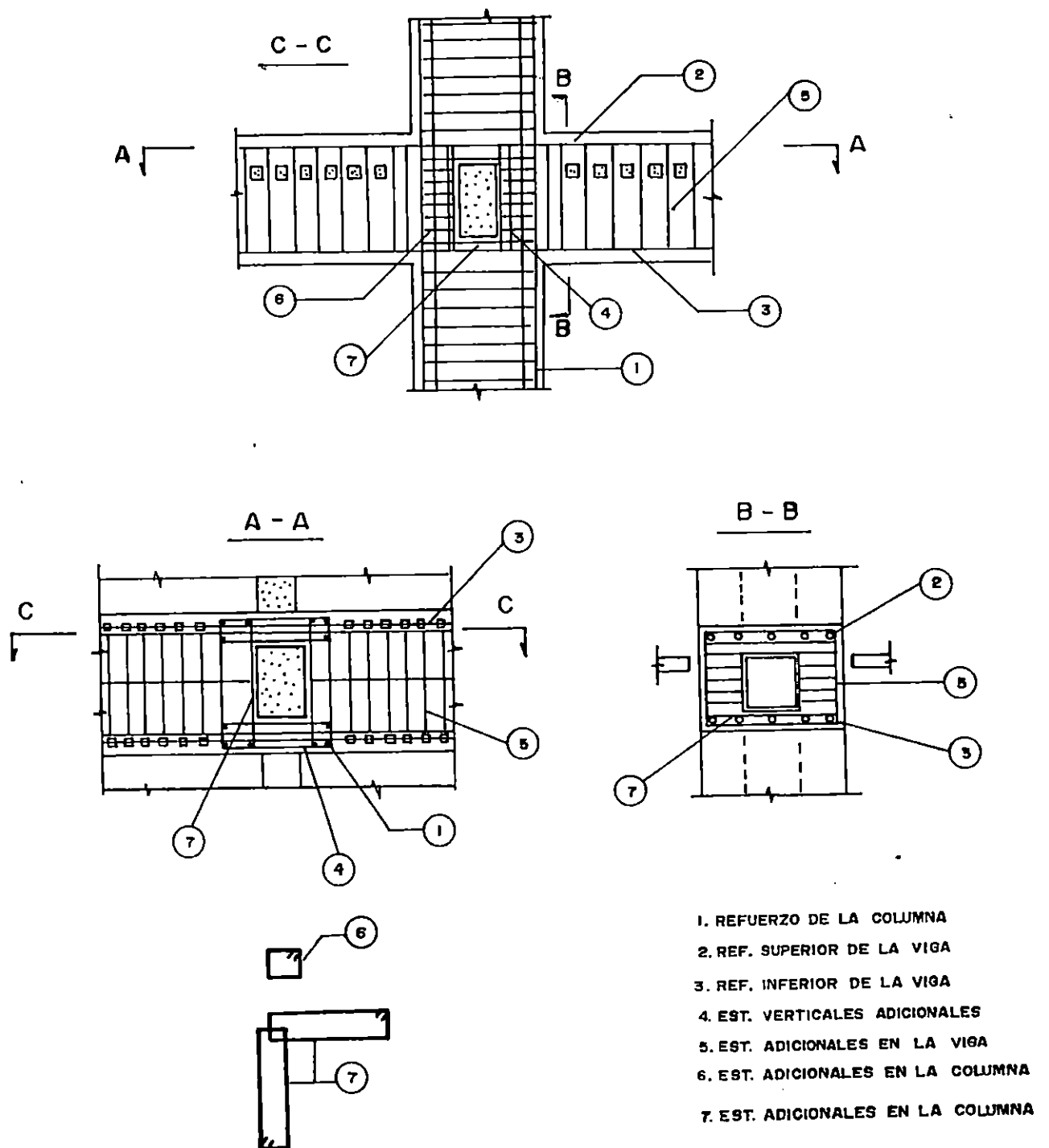


FIG. 3.10: ENCAMISADO DE NUDOS CON CONCRETO REFORZADO

La alternativa más cómoda consiste en colocar los muros en la periferia del edificio, así se evita afectar el funcionamiento del mismo. La conexión con la estructura existente se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de pisos, o a través del colado de una losa adicional, así como se muestra en la figura 3.11.

Cuando es necesario colocar muros en el interior de la estructura, la conexión con las losas se efectúa a través de orificios en ellas que permiten el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio, y estos mismos orificios facilitan la operación de colado.

3.3.3 Paredes o muros de relleno.

Es considerado uno de los métodos para aumentar la resistencia de una estructura, por lo que podemos decir que es una técnica de reestructuración para edificios dañados por sismo.

Estructuralmente se comportan de una manera similar a los muros de rigidez.

Son muchas las técnicas utilizadas para agregar los muros de relleno a los marcos existentes, los cuales han sido objeto de múltiples pruebas de laboratorio. Así tenemos:

- a) Muro colado monolíticamente.
- b) Muro formado por un tablero prefabricado conectado sólo a las vigas de la estructura (sin conexión a las columnas).
- c) Muro colado en obra con anclajes al marco existente.
- d) Muro formado por múltiples tableros prefabricados con iguales conexiones que el anterior.

Ver figura No 3.12.

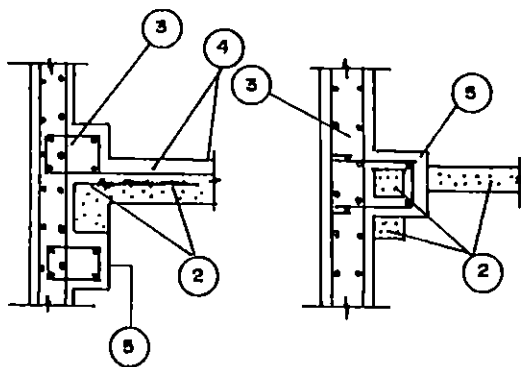
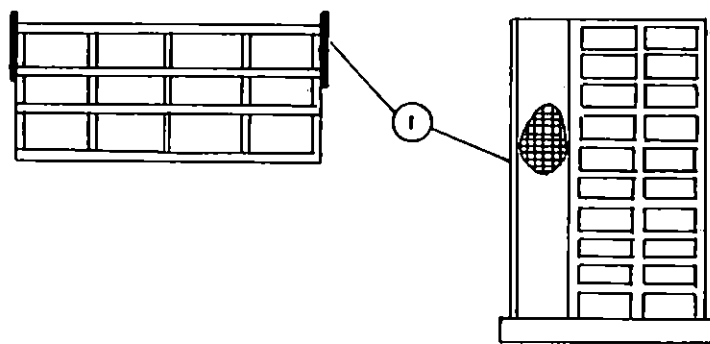


FIG.3.II: MUROS DE RIGIDEZ PERIFERICOS

- | | |
|-------------------------------------|--------------------------------|
| 1. MURO DE RIGIDEZ ADICIONAL | 4. REFUERZO NUEVO |
| 2. CONCRETO VIEJO | 5. ESTRIBOS ADICIONALES |
| 3. CONCRETO NUEVO | |

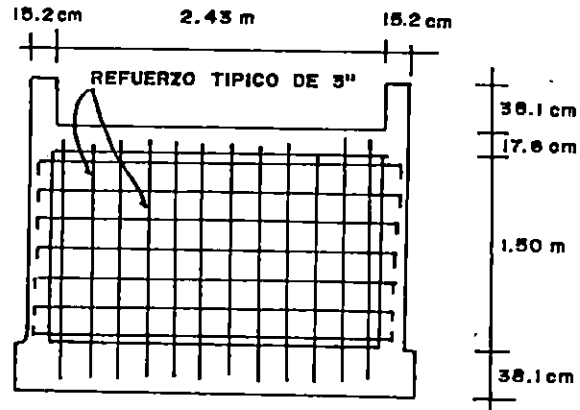


fig. 3.12 a - MURO COLADO MONOLITICAMENTE

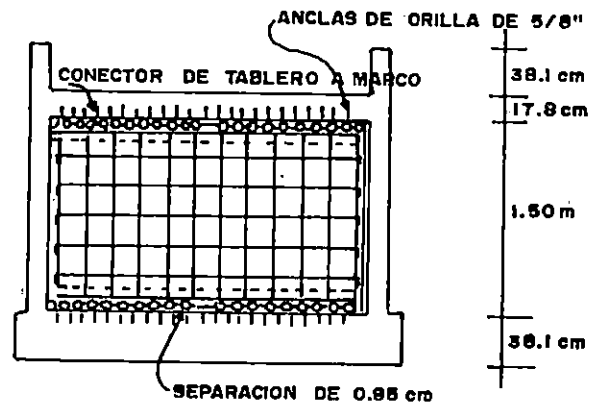


fig. 3.12 b - MURO DE TABLERO PRE-FABRICADO INDIVIDUAL

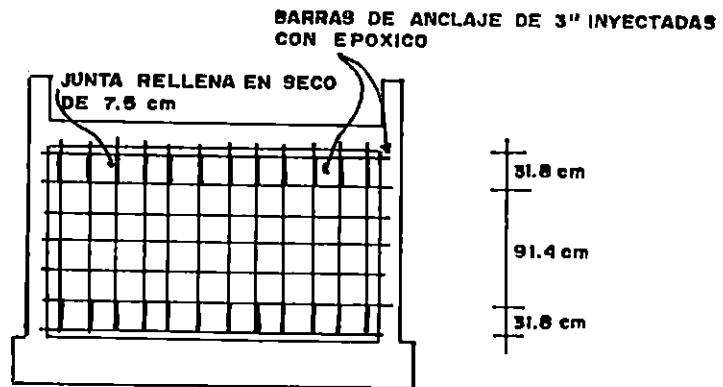


fig. 3.12 c - MURO COLADO EN LA OBRA

Para determinar cual de los últimos tres métodos es más conveniente utilizar en el reforzamiento de estructuras, se han realizado comparaciones entre los métodos obteniendo los siguientes resultados.

Comparando a y c.

1. A pesar de la diferencia en la resistencia del concreto, se logra obtener la misma capacidad máxima.
2. El muro colado en obra falla primero ante carga sísmica, iniciándose dicha falla en la junta formada por la parte superior del muro y la parte inferior de la viga. Esto ocasiona el aplastamiento y desplazamiento de la junta provocando la falla por cortante en la parte superior de la columna.
3. Ambos sistemas presentan pequeña capacidad de ductilidad.
4. Logrando en el muro colado en obra (c) conexiones adecuadas y continuas entre el muro y los elementos del marco se puede conseguir la misma resistencia que si se analiza el muro monolítico en las mismas condiciones de enmarcado.

Comparando b y d.

1. Las capacidades máximas que presentan son muy inferiores que el muro colado monolíticamente. Así tenemos que:
 - I. El muro formado por un tablero logra $\frac{3}{4}$ partes de la capacidad máxima del muro colado monolíticamente.
 - II. El muro formado por múltiples tableros alcanza solo $\frac{1}{2}$ de la capacidad máxima del muro colado monolíticamente.

2. Ambos presentan una ductilidad muy superior a la de los dos casos anteriores, pero su rigidez y resistencia son excesivamente inferiores, por lo que su uso no es adecuado.

En todo caso siempre son los muros colados en la obra, la técnica más utilizada en proyectos de reforzamiento por su gran resistencia a soportar las cargas laterales.

Haciendo énfasis en lograr la continuidad adecuada entre muro con vigas y columnas, por medio de pasadores o bien encamisados de los elementos que forman el marco existente. Así como se muestran en las figuras detalladas a continuación.

Ver figura 3.13 a) muros de relleno con conectores soldados y b) con mortero epóxico.

Ver figura 3.14 muros de relleno unido a columna por encamisado.

De no existir una continuidad adecuada, las paredes podrían comportarse como diafragmas rígidos que introducirían, como anteriormente se mencionó, grandes esfuerzos cortantes en las vigas y columnas.

Los muros o paredes de relleno tendrán como refuerzo en los extremos a las columnas de la edificación ya existente.

Deberá evitarse excentricidades excesivas, lo que se logrará por medio de la distribución adecuada de las paredes para acercar en lo mejor posible el centro de masa y el centro de rigidez, reduciéndose de esta forma los efectos de torsión.

Los materiales más utilizados en la construcción de muros de relleno son:

- a) Concreto reforzado.
- b) Mampostería reforzada.

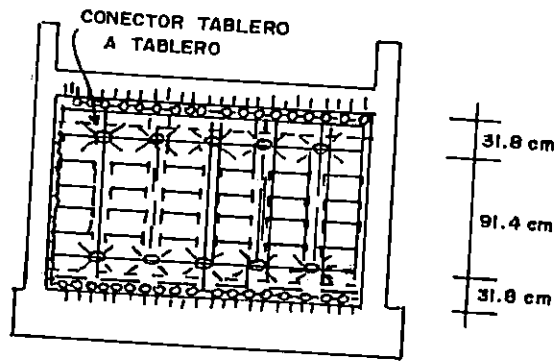


fig. 3.12 d- MURO DE MULTIPLES TABLEROS PRE-FABRICADOS

FIG.3.12: DIFERENTES MODELOS PARA MUROS DE RELLENO

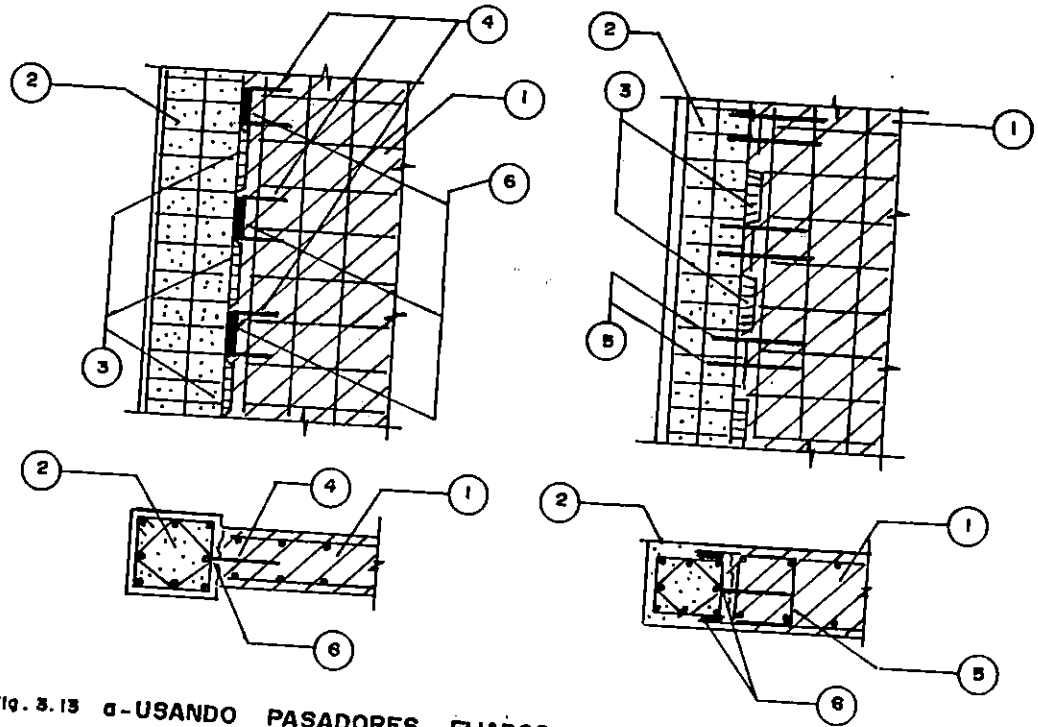


fig. 3.13 a- USANDO PASADORES FIJADOS CON SOLDADURA

- 1. MURO DE RELLENO
- 2. COLUMNA ORIGINAL
- 3. PASADOR DE CONCRETO

- 4. CONECTOR SOLDADO
- 5. ESTRIBOS SOLDADOS ADICIONALES
- 6. SOLDADURA

En la mayoría de casos se prefiere utilizar mampostería reforzada por las múltiples ventajas que presenta con respecto al concreto reforzado. A continuación mencionamos algunas ventajas:

1. Menor dificultad en el proceso constructivo.
2. Período de ejecución inferior.
3. No requiere uso de encofrados (economía).
4. Control de la calidad de materiales y mano de obra menos rigurosa.

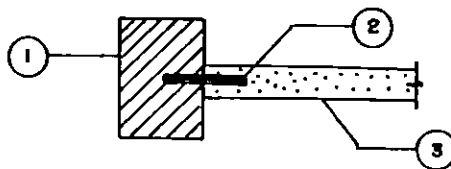
Otra técnica ensayada y que presenta buenos resultados lo constituye el uso de muros de relleno parciales, donde por estética o aspectos de ventilación y acceso, no es posible la utilización de toda la crujía. Los muros se construyen a ambos extremos de la crujía. En estos casos es necesario construir elementos de borde para rigidizar el muro y diseñar un adecuado elemento de transferencia horizontal como lo constituirán las vigas de acople.

Con esta técnica se vuelve crítico el efecto de estos muros sobre las vigas, las cuales reducen grandemente su claro, por lo que en ocasiones se recomienda y se ha requerido incrementar su sección (encamisarlas). Ver figura 3.15

3.4 DISEÑO PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS

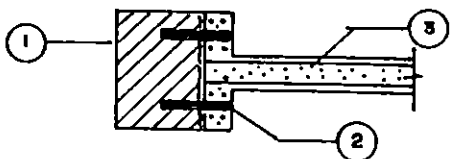
3.4.1 Encamisado.

Después de comparar la capacidad resistente de los elementos estructurales con la sollicitación de carga calculada en la etapa de diagnóstico, se concluyó que es necesario incrementar la capacidad de los mismos. Para tal fin se evaluará, a continuación, la alternativa de encamisado de elementos, es decir, aumentar la sección, introduciendo cantidades adicionales de refuerzo, los que deberán satisfacer tanto la sollicitación de carga



i-) Si existe suficiente refuerzo en la columna

- 1. COLUMNA
- 2. PASADOR
- 3. MURO DE RELLENO



ii-) Si es necesario añadir refuerzo vertical

fig. 3.13 b-USANDO PASADOR FIJADO CON MATERIAL EPOXICO

FIG.3.13: ANCLAJES PARA MUROS DE RELLENO

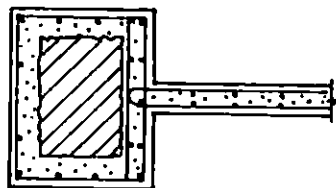


FIG.3.14: MURO DE RELLENO UNIDO A COLUMNA POR ENCAMISADO



TIPO "A"



TIPO "B"

FIG.3.15: MURO DE RELLENO PARCIAL

existente como los requisitos de detallado que establece el reglamento de construcción ACI (secciones, recubrimientos, espaciamiento, etc.).

El procedimiento para el prediseño de las nuevas secciones es el siguiente:

A.- DISEÑO PRELIMINAR DE VIGAS

Como ejemplo de cálculo tomaremos la viga con sollicitación más crítica y se analizará como viga simplemente reforzada:

Datos:

Nivel: Primero	Longitud del claro (l): 7.50mts.	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
Eje: 1	Sección original: 25 x 75	Dirección: Y - Y
Viga: B - C	$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$	

$M_U = 75 \text{ ton-m.}$

Cálculo y análisis:

i) Cálculo de h

$$h = \frac{L}{12} = \frac{7.50 \text{ mt}}{12} = 0.625 \text{ mt} = 62.5 \text{ cm}$$

Si de la sección original tenemos $h=75\text{cm}$ y la calculada resultado $h= 62.5\text{cm}$, tomamos el mayor de los dos. En este caso mantenemos la altura inicial:

$$h = 75 \text{ cm}$$

ii) Cálculo de b

Si tenemos que:

d/b varia entre 1.80 y 2.50, tomamos un valor promedio de 2.00

$$\frac{d}{b} = 2.00 \quad \Rightarrow \quad d = (75 - 6)cm = 69cm$$

$$b = \frac{69}{2.0} = 34.5cm \Rightarrow b = 35.0cm$$

Si comparamos de la sección original $b = 25cm$ y ahora $b = 35cm$, tomamos este último:

$$b = 35cm$$

Resulta una sección propuesta de encamisado de: 35×75 incremento de $10cm$ en el ancho de las vigas.

iii) Comprobación de resultados:

Cálculo de $\bar{\rho}_b$ según ecuación 8.1 de ACI

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6115}{6115 + f_y} \quad \text{siendo } \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \frac{0.85(0.85)(210)}{2800} \times \frac{6115}{6115 + 2800}$$

$$\rho_b = 0.0372$$

Suponiendo:

$$\rho = 0.5\rho_b = 0.5(0.0372)$$

$$\rho = 0.0186$$

Calculando w

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.0186(2800)}{210}$$

$$w = 0.2478$$

tenemos:

$$R = w f'_c (1 - 0.59w) = 0.2478(210)[1 - 0.59(0.2478)]$$

$$R = 44.42 \text{ kg / cm}^2$$

verificando d:

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_u}{\phi r R}}$$

$$\text{Si } r = \frac{b}{d} = \frac{35.0}{69.0} \Rightarrow 0.507$$

$\phi = 0.9$ elemento a flexion

$$d = \sqrt[3]{\frac{7.5 \times 10^6}{0.9(0.507)(44.42)}}$$

$$d = 71.79 \text{ cm} \rightarrow d = 69 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

Calculando:

$$b = rd = 0.507(69.0) = 34.98 \text{ cm}$$

$$\therefore b = 35 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

Por lo tanto, la nueva sección para la viga en cuestión será:

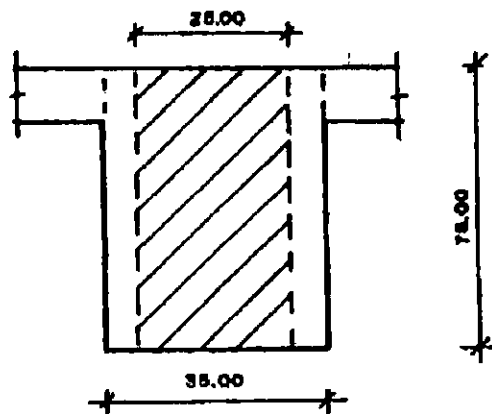


Figura 3.16 : Nueva sección para viga eje 1, tramo B-C, Nivel 1.

Siendo solo el ancho quien requiere aumento de dimensión.

De forma similar fueron calculadas las nueva secciones para las demás vigas del edificio. Los resultados los presentamos en el siguiente cuadro:

Dirección	Sección Original	Sección Encamisada
X - X	20 x 75	30 x 75
Y - Y	25 x 75	35 x 75

Cuadro 3.1: Nuevas secciones para vigas.

B.- DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNAS

Para el diseño de la nueva sección de columnas se utilizó la teoría de Bressleer, la que detallamos a continuación:

Datos:

$$\text{Nivel: Primero} \quad f'_c = 210 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Columna: C/1} \quad f_y = 2800 \text{kg/cm}^2$$

$$P_u = 49.46 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 51.79 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 17.74 \text{ ton-m}$$

Cálculo y análisis:

i) Determinación de resistencias nominales requeridas para columnas con estribo

$$\phi = 0.70$$

$$P_n = \frac{P_u}{0.7} = \frac{49.46}{0.70} = 70.66 \text{ ton}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0.7} = \frac{51.79}{0.7} = 73.99 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0.7} = \frac{17.74}{0.7} = 25.34 \text{ ton-m}$$

ii) Determinación de la resistencia equivalente a momento nominal

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{25.34}{73.99} = 0.34 < \frac{b}{h} = 0.75 (\text{supuesto})$$

$$M_{nox} = M_{ny} \frac{h}{b} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{nx}$$

$$M_{nox} = (25.34)(1.333) \left(\frac{1-0.65}{0.65} \right) + 73.99$$

$$M_{nox} = 92.18 \text{ ton-m}$$

iii) Asumiendo sección

Suponiendo $h = 60$ $b = 45$

Para la sección propuesta de 60×45 se calculará el refuerzo necesario para proporcionarle una resistencia a carga axial $P_u = 49.46$ ton y momento monoaxial $M_{nox} = 94.46$ ton-m.

Para el cálculo del refuerzo se utilizó gráficas con las varillas uniformemente distribuidas en cuatro caras y un valor de

$$\gamma = \frac{h-12}{h} = \frac{60-12}{60} = 0.80$$

Datos para el diagrama de interacción:

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7(70.66)}{60 \times 45} = 0.018 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} = 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{\phi M_{nox}}{A_g h} = \frac{0.7(94.46)}{(60 \times 45)(60)} = 0.000398 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} = 39.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Buscando en el diagrama correspondiente obtenemos un $\rho = 0.04$ lo que es aceptable, pues ACI permite un ρ entre 1% y 6%. Podría proponerse otra sección con el objeto de disminuir el ρ y hacerlo más manejable ($1\% < \rho < 3\%$).

De esta manera conseguimos una sección de 45 x 60 lo que indica incremento de 10 cm a cada medida original de las columnas.

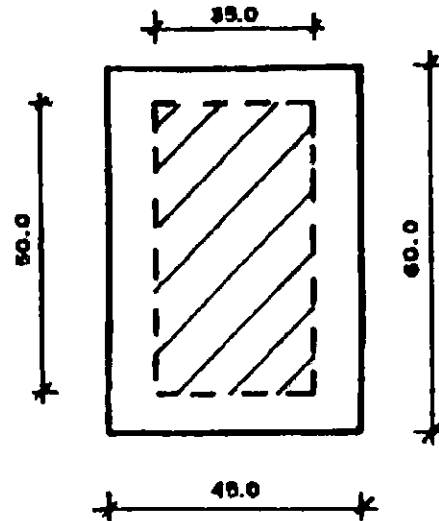


Figura 3.17 : Nueva sección de columna, Primer Entrepiso.

De forma similar se procedió con las columnas de los otros niveles del edificio. Los resultados se presentan a continuación:

Nivel	Sección Original	Sección Calculada
Primero	35 x 50	45 x 60
Segundo	35 x 50	45 x 60
Tercero	25 x 35	35 x 45

Cuadro 3.2: Nuevas secciones para columnas.

C.- ANÁLISIS SÍSMICO

C.1 EVALUACIÓN DEL PESO SÍSMICO

Luego de haber dimensionado los elementos, se procedió al cálculo de los nuevos pesos sísmicos del edificio. Los que a continuación se detallan:

CUERPO B			
Nivel	W anterior	W actual	% Incremento
Primero	431.40	483.90	12.2
Segundo	366.04	412.80	12.8
Tercero	63.34	86.30	36.20

CUERPO C			
Nivel	W anterior	W actual	% Incremento
Primero	165.70	192.80	16.35
Segundo	147.10	168.50	14.35
Tercero	145.80	194.60	33.47

Nota: W en toneladas

Cuadro 3.3: Pesos sísmicos encamisados.

La figura 3.18 y 3.21 presenta el modelaje de los ejes C y 1, marcos seleccionados para representación de la alternativa de encamisado.

EJE " I "

157

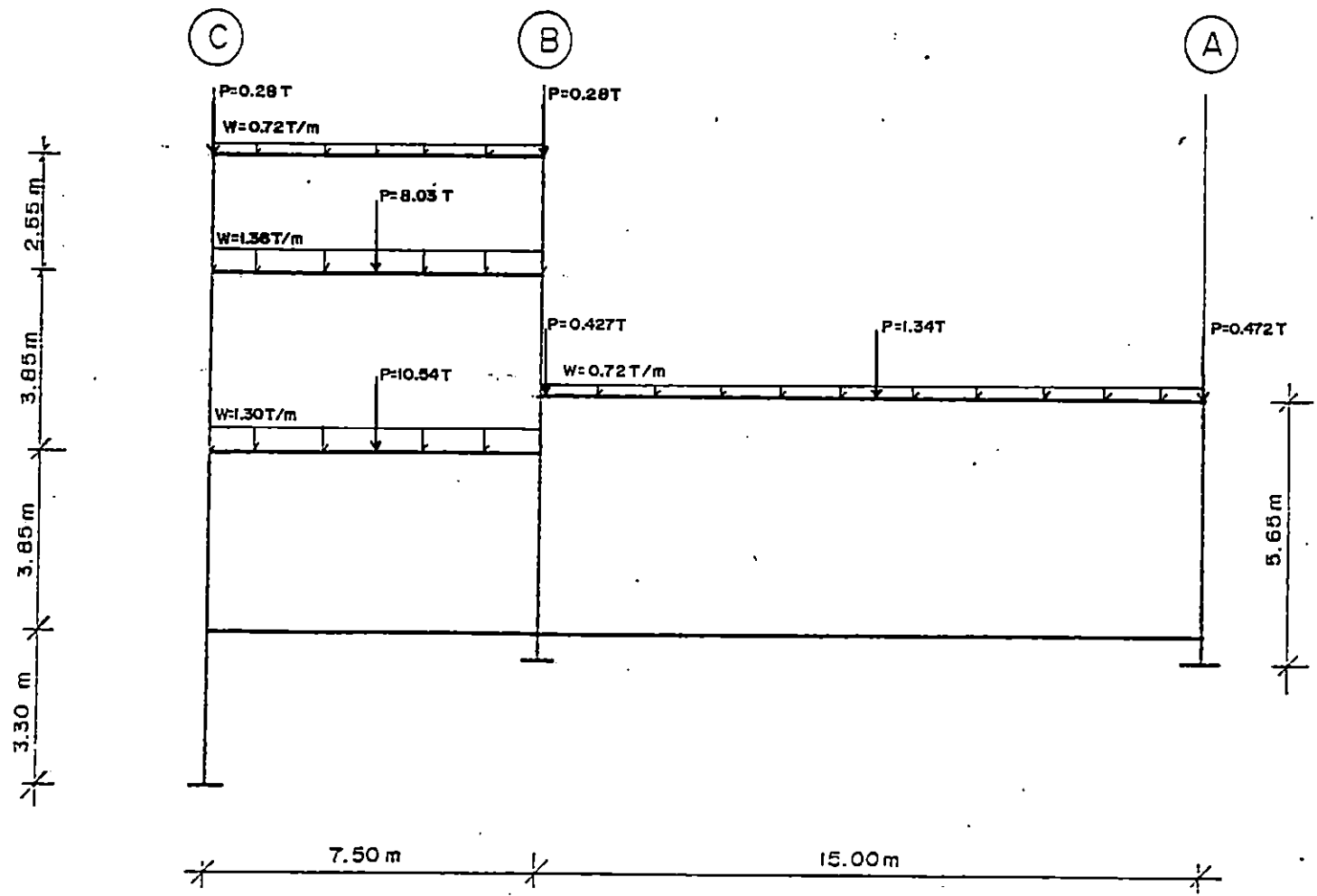
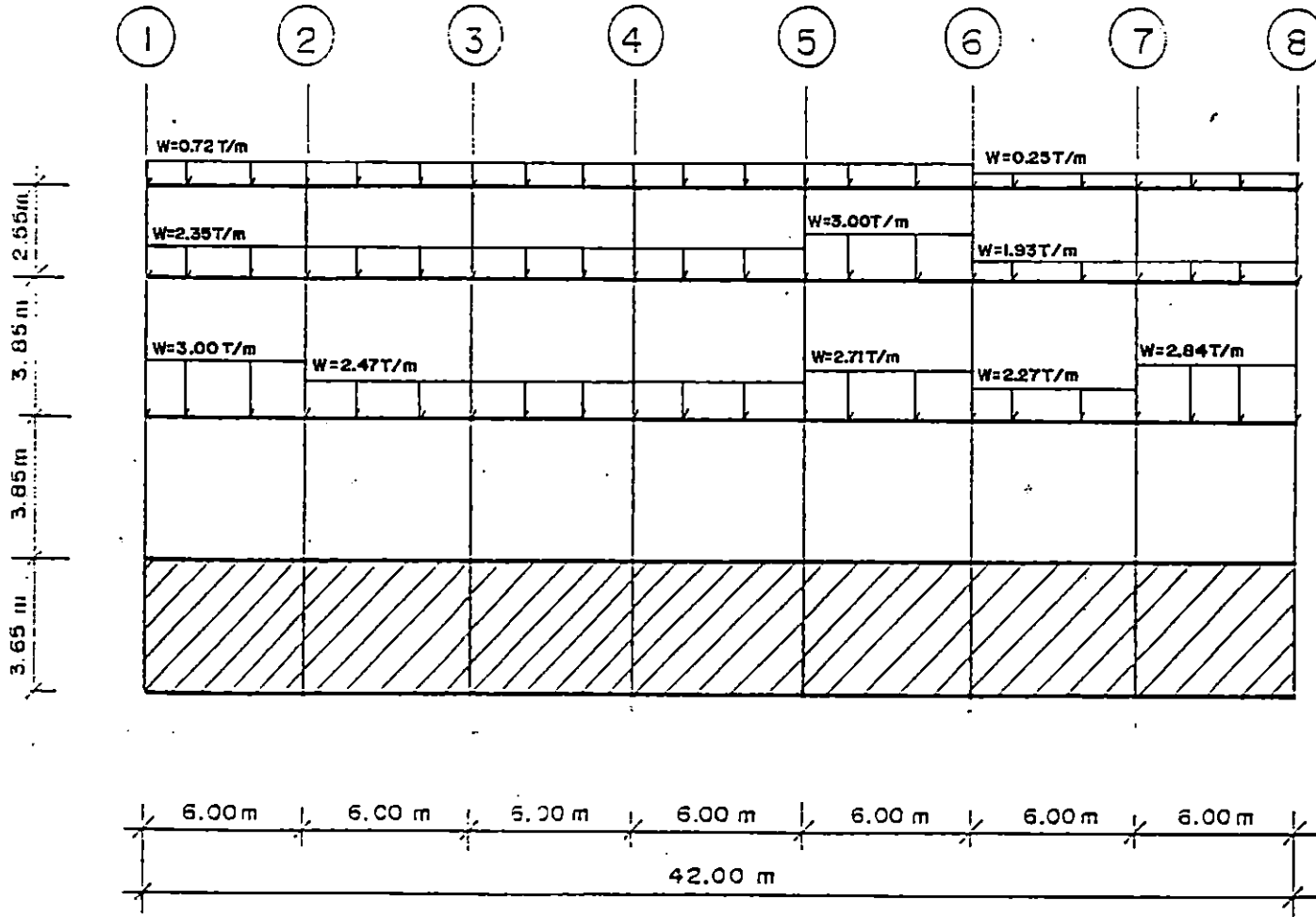


FIG.3.18: ALTERNATIVA DE ENCAMISADO "MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE"

ESCALA 1:150

EJE " C "



158

FIG.3.19: ALTERNATIVA DE ENCAMISADO "MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE" ESCALA VERTICAL 1:200
 ESCALA HORIZONTAL 1:250

EJE " 1 "

691

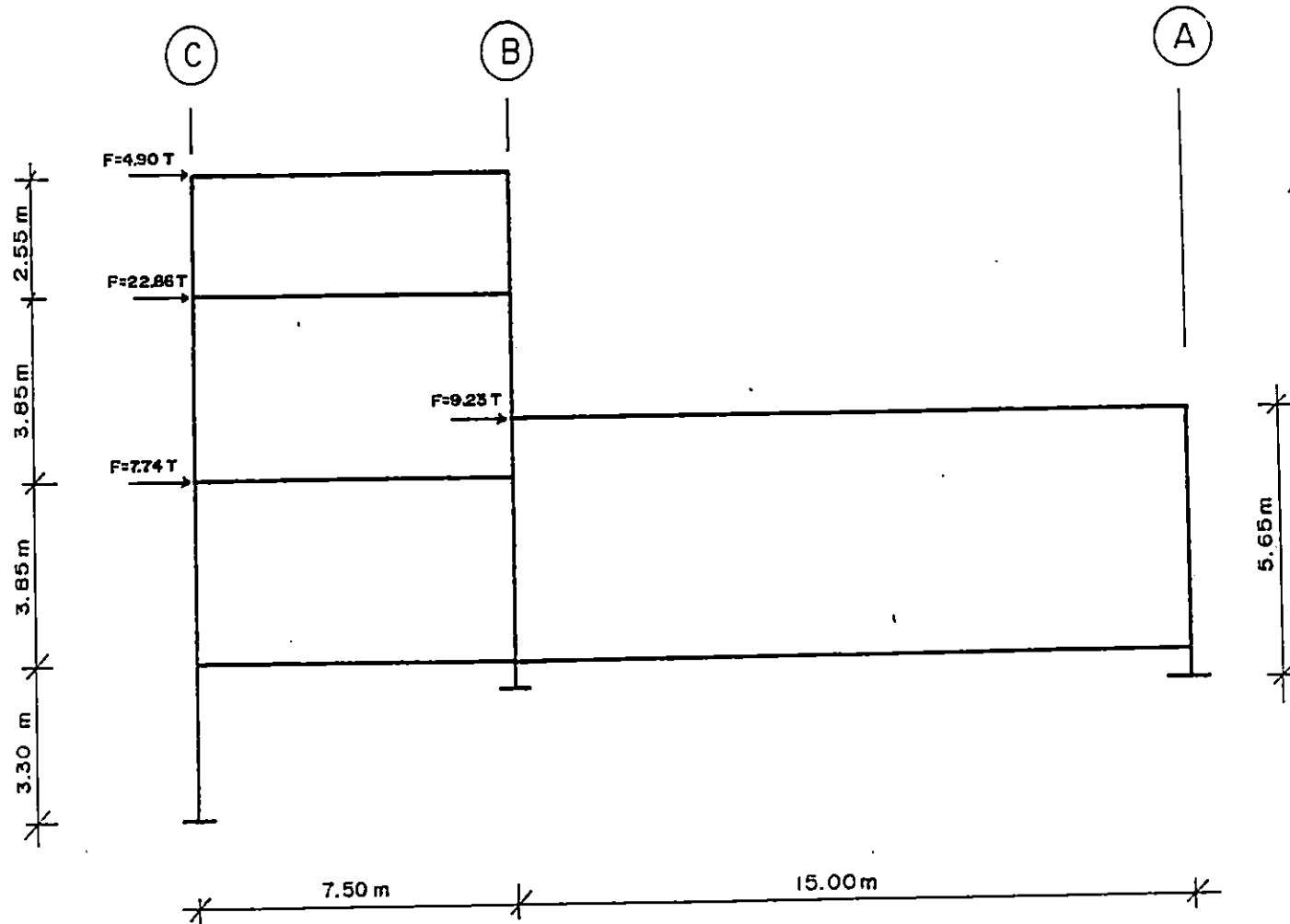
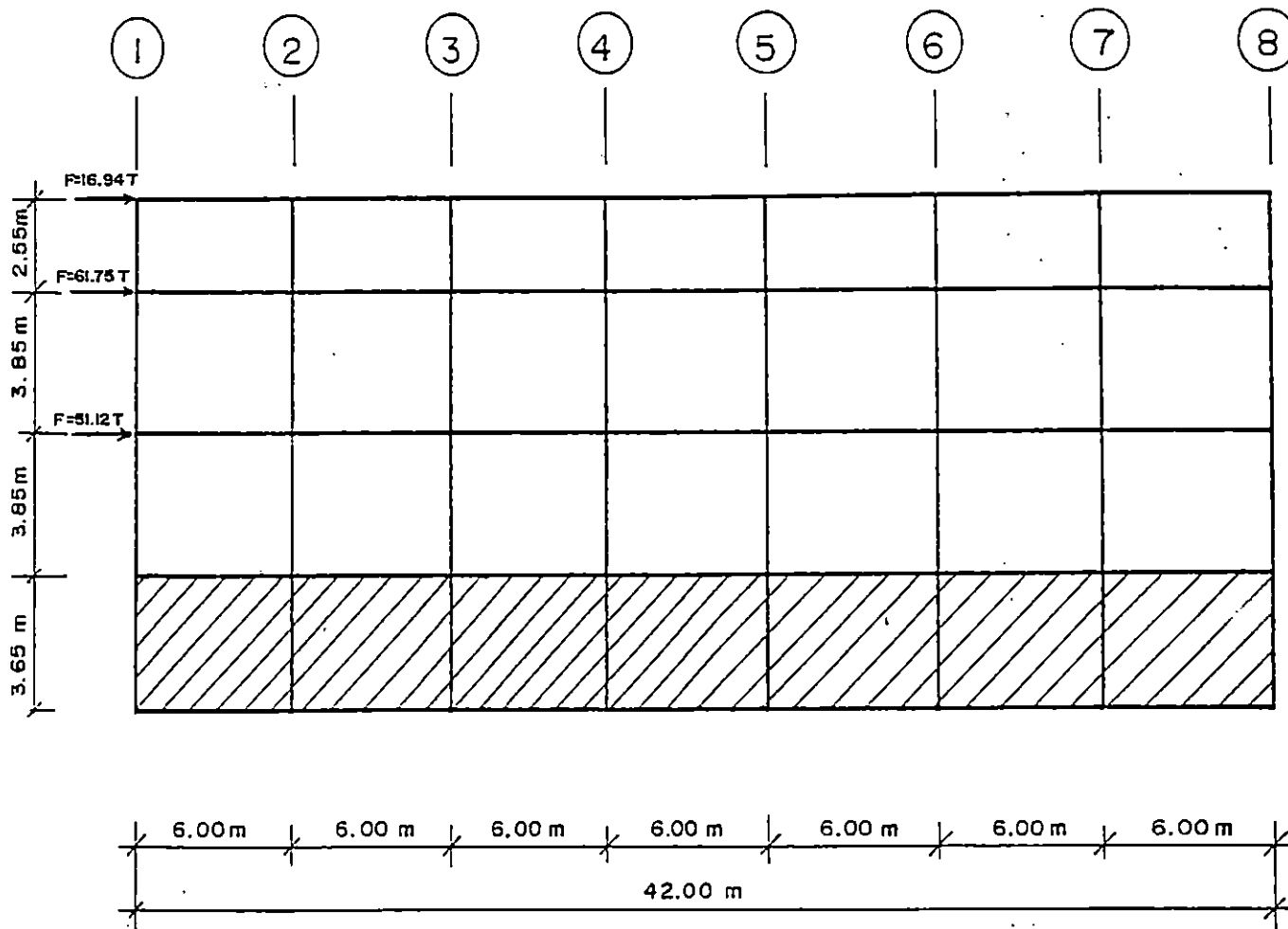


FIG.3.20: ALTERNATIVA DE ENCAMISADO "MARCO CARGADO SISMICAMENTE"

ESCALA 1:150

EJE " C "



091

ESCALA: VERTICAL 1:200

ESCALA: HORIZONTAL 1:250

FIG.3.21: ALTERNATIVA DE ENCAMISADO "MARCO CARGADO SISMICAMENTE"

C.2 CÁLCULO DE RIGIDECES

La evaluación de las rigideces de entrepiso se hizo mediante un análisis matricial (MPLAN-2) de los marcos con las nuevas dimensiones de los miembros de la estructura, tomando en cuenta una distribución aproximada del cortante basal en altura, ya que la rigidez no es independiente del sistema de fuerzas.

La rigidez se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$R = \frac{V}{\Delta} \quad \text{donde}$$

$V = \text{Cortante de entrepiso}$
 $\Delta = \text{Deriva de entrepiso}$
 $R = \text{Rigidez de entrepiso}$

Se muestran las rigideces obtenidas para cada entrepiso del edificio:

CUERPO B				
Nivel		R anterior	R actual	% Incremento
Primero	Dir x-x	90.20	232.20	157.40
	Dir y-y	148.80	248.70	67.14
Segundo	Dir x-x	82.20	215.90	162.50
	Dir y-y	143.10	226.70	58.42
Tercero	Dir x-x	62.30	183.20	194.06
	Dir y-y	57.90	94.60	63.90

CUERPO C				
Nivel		R anterior	R actual	% Incremento
Primero	Dir x-x	1511.64	1813.00	19.94
	Dir y-y	366.20	984.50	168.84
Segundo	Dir x-x	47.07	121.00	157.06
	Dir y-y	91.28	212.78	133.11
Tercero	Dir x-x	40.87	116.00	183.83
	Dir y-y	54.06	123.86	129.12

Cuadro 3.4: Rigideces por entrepiso encamisado.

C.3 ANÁLISIS SÍSMICO

Debido a que el sistema estructural no sufrió cambios, los factores involucrados en el coeficiente sísmico se mantienen.

Evaluando cortante basal para el edificio:

CUERPO B Dirección x-x

$$V_{basal} = C_s W_{total}$$

Calculando C_s :

$$C_s = \frac{AC_o I}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

A = 0.40 Zona 1

Perfil del suelo S2 $C_o = 2.75$

$T_o = 0.50$

I = 1.20 Grupo II

R = 6.0 Sistema C

El periodo fue obtenido en base a las propiedades elásticas de la estructura:

T = 0.481

Como $T < T_o$ entonces $T = 0.5$

ahora evaluamos el coeficiente:

$$C_s = \frac{0.40 \times 2.75 \times 1.20}{6.0} (1.0)^{2/3}$$

$$C_s = 0.22$$

calculando V_{basal} :

$$\begin{aligned}V_{basal} &= C_s W_{total} \\V_{basal} &= 0.22 \times 983.0 \\V_{basal} &= 224.10 \text{ ton}\end{aligned}$$

Por lo que a continuación presentamos la distribución vertical (Cuadro 3.5 y 3.6) y horizontal de la fuerza sísmica (ver Cuadro 3.7 a 3.11).

Una vez realizada esta distribución se seleccionó un marco para analizarlo estructuralmente y obtener los requerimientos de acero para los elementos que conforman dicho marco.

Es muy importante tomar en cuenta todas las recomendaciones que el ACI presenta en lo que respecta al alojamiento de paquetes de varillas en la secciones de elementos estructurales.

Principal cuidado en lo relacionado a los espaciamientos entre acero ya colocado y el nuevo a alojar en la sección. En ocasiones que el espacio es insuficiente, resulta necesario realizar un nuevo incremento de sección lo que ocasiona que la alternativa de encamisado no resulte muy conveniente.

C.4 COLOCACIÓN DEL NUEVO ACERO DE REFUERZO

Después de realizado todo el análisis estructural; se procede, con los resultados a determinar la mas conveniente disposición del acero faltante dentro de la nueva sección de los elementos. El procedimiento es el mismo tanto para columnas como para vigas,, por lo que ejemplificaremos dicho proceso con una viga y específicamente con lecho superior.

CRITERIOS UTILIZADOS SEGÚN ACI:

- Recubrimiento usado para columnas y vigas 3 cm.
- Nuevo recubrimiento a utilizar 4 cm.

Cuadro 3.5: DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL EN ALTURA
" CUERPO B "

(ALTERNATIVA ENCAMISADO)

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA (ENCAMISADO)													CALCULO : MHB		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (X-X)													REVISO : VIMFIM		
: I = 1.20 ; T(seq)= 0.481 ; Ft (ton)= 7.5 ; V (basal) = Cs * I * D * Ws													FECHA : FEB / 96		
: Cs =0.19 ; D asum= 1.00 ; D calc= 1.174 ; Vx (ton)= 224.1 ; Fi (Ton) = (Vx-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi													HOJA No.: ___/___		
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA Yq(mt)	RIG. X-X (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	^Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi^2 (T.cm2)	Fi*Yg (T.mt)	S Fi*Yg (T.mt)	C.CORTE Yv (mt)
3	-	10.75	86.3	3.68	-	927.7	38.8			1.88	73.2	306.1	143.0		
-	3	-	-	-		183.2		38.8	0.21					143.0	3.68
2	-	8.20	412.8	3.59	-	3385.0	114.2			1.67	190.9	1153.2	410.1		
-	2	-	-	-		215.9		153.1	0.71					553.1	3.61
1	-	4.35	483.9	3.39	-	2105.0	71.0			0.96	68.4	448.1	240.8		
-	1	-	-	-		232.9		224.1	0.96					793.9	3.54
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			983.0			6417.7	224.1			1.88	332.5	1907.4	793.9		

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA (ENCAMISADO)													CALCULO : MHB		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (Y-Y)													REVISO : VIMFIM		
: I = 1.20 ; T(seq)= 0.469 ; Ft (ton)= 7.8 ; V (basal) = Cs * I * D * Ws													FECHA : FEB / 96		
: Cs =0.20 ; D asum= 1.00 ; D calc= 1.192 ; Vy (ton)= 235.9 ; Fi (Ton) = (Vy-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi													HOJA No.: ___/___		
NI- VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA Xq(mt)	RIG. Y-Y (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	^Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi^2 (T.cm2)	Fi*Xq (T.mt)	S Fi*Xq (T.mt)	C.CORTE Xv (mt)
3	-	10.75	86.3	18.63	-	927.7	40.7			2.09	85.1	376.9	758.9		
-	3	-	-	-		94.6		40.7	0.43					758.9	18.63
2	-	8.20	412.8	21.04	-	3385.0	120.3			1.66	199.7	1136.4	2532.1		
-	2	-	-	-		226.7		161.1	0.71					3291.0	20.43
1	-	4.35	483.9	20.76	-	2105.0	74.8			0.95	71.0	435.4	1553.6		
-	1	-	-	-		248.7		235.9	0.95					4844.6	20.54
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			983.0			6417.7	235.9			2.09	355.8	1948.7	4844.6		

Cuadro 3.6: DISTRIBUCION DE CORTANTE BASAL EN ALTURA
"CUERPO C"

(ALTERNATIVA ENCAMISADO)

PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE ING. MECANICA (CUERPO C)													CALCULO : MALM		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE													REVISO : VINFIN		
(X-X)													FECHA : MAR / 96		
I = 1.20 T(seg)= 0.416 Ft (ton)= 3.6 V (basal) = Cs * I * D * Ws													HOJA No.: 1 / E		
Cs = 0.14 D asum= 1.29 D calc= 1.292 Vx (ton)= 122.3 Fi (Ton) = (Vx-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi															
NIVEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA (T/cm)	RIG. X-X (mts)	Wi * Hi (Ton)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	^Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi^2 (T.cm2)	Fi*Yg (T.mt)	IS Fi*Yg (T.mt)	IC.CORTE Yy (mt)
3	-	11.05	194.6	4.08	-	2150.3	67.2			1.50	100.9	437.7	274.2		
-	3	-	-	-		116.0		67.2	0.58				274.2	4.08	
2	-	7.20	168.5	4.01	-	1213.2	35.9			0.92	33.1	142.7	144.1		
-	2	-	-	-		121.0		103.2	0.85				418.3	4.05	
1	-	3.35	192.8	3.65	-	645.9	19.1			0.07	1.3	0.9	69.8		
-	1	-	-	-		1813.0		122.3	0.07				488.1	3.99	
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
SUMA			555.9			4009.4	122.3			1.50	135.2	581.3	488.1		

PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE ING. MECANICA (CUERPO C)													CALCULO : MALM		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE													REVISO : VINFIN		
(Y-Y)													FECHA : MAR / 96		
I = 1.20 T(seg)= 0.359 Ft (ton)= 3.1 V (basal) = Cs * I * D * Ws													HOJA No.: 1 / E		
Cs = 0.13 D asum= 1.42 D calc= 1.426 Vy (ton)= 122.3 Fi (Ton) = (Vy-Ft)*Wi*Hi/SWi*Hi															
NIVEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA (T/cm)	RIG. Y-Y (mts)	Wi * Hi (Ton)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	^Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi^2 (T.cm2)	Fi*Xg (T.mt)	IS Fi*Xg (T.mt)	IC.CORTE Xv (mt)
3	-	11.05	194.6	7.44	-	2150.3	67.0			1.15	77.0	257.2	498.6		
-	3	-	-	-		123.9		67.0	0.54				498.6	7.44	
2	-	7.20	168.5	7.32	-	1213.2	36.1			0.61	22.0	62.4	264.1		
-	2	-	-	-		212.8		103.1	0.48				762.7	7.40	
1	-	3.35	192.8	8.66	-	645.9	19.2			0.12	2.4	3.0	166.3		
-	1	-	-	-		984.1		122.3	0.12				929.0	7.60	
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
SUMA			555.9			4009.4	122.3			1.15	101.4	322.5	929.0		

Cuadro 3.7: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO B - PRIMER ENTREPISO" (ALT. ENCAMISADO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO											
PROYECTO :		REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA								!CALCULO :	!MHG
ENTREPISO No. :		1								!REVISO :	!VINIFIM
										!FECHA :	!FEB / 96 HOJA No.:
!Vx(ton)= 224.10		!Yv (mt)= 3.62	!Yt (mt) = 4.33	!Eu x1 (mt) = -0.34	!Mt x1 = 77.47	!Ly (mt)= 7.50	!Ex (mt) = -0.71	!Eu x2 (mt) = -1.09	!Mt x2 = -396.65		
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E			Vx (Ton.)	E F E C T O Vy
							V'x	V*x1	V*x2	Vy total	V*y1
BX	98.09	0.00	0.00	-4.33	-424.94	1840.89	94.66	-0.66	3.37	98.03	4.95
CX	134.14	7.50	1006.05	3.17	424.94	1346.15	129.44	0.66	-3.37	130.10	4.95
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	232.23		1006.05			3187.04	224.10				
J = 50014.37											
!Vy(ton)= 235.90		!Xv (mt)= 20.93	!Xt (mt) = 20.89	!Eu y1 (mt) = 2.16	!Mt y1 = 583.15	!Lx (mt)= 42.00	!Ey (mt) = 0.04	!Eu y2 (mt) = -2.06	!Mt y2 = -558.69		
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E			Vy (Ton.)	E F E C T O Vx
							V'y	V*y1	V*y2	Vy total	V*x1
1	30.01	0.00	0.00	-20.89	-626.86	13094.27	28.47	-7.31	7.00	35.47	4.97
2	32.98	6.00	197.88	-14.89	-491.02	7310.61	31.29	-5.73	5.49	36.77	3.89
3	32.98	12.00	395.76	-8.89	-293.14	2605.61	31.29	-3.42	3.27	34.56	2.32
4	28.36	18.00	510.48	-2.89	-81.92	236.62	26.90	-0.96	0.92	27.82	0.65
5	32.98	24.00	791.52	3.11	102.62	319.29	31.29	1.20	-1.15	32.48	0.81
6	28.36	30.00	850.80	9.11	258.40	2354.42	26.90	3.01	-2.89	29.92	2.05
7	32.98	36.00	1187.28	15.11	498.38	7531.21	31.29	5.81	-5.57	37.10	3.95
8	30.01	42.00	1260.42	21.11	633.56	13375.29	28.47	7.39	-7.08	35.86	5.02
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	248.66		5194.14			46827.33	235.90				

Cuadro 3.8: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO B-SEGUNDO ENTREPISO" (ALT. ENCAMISADO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO							CALCULO	:MHS				
PROYECTO : REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA (ENCAMISADO)							REVISO	:VIMFIM				
ENTREPISO No. : 2							FECHA	:FEB / 96 HOJA No.:				
Vx(ton)= 153.10		Yv (mt)= 3.63		Yt (mt) = 3.83		Eu x1 (mt) = 0.18		Mt x1 = 128.88				
		Ly (mt)= 7.50		Ex (mt) = -0.20		Eu x2 (mt) = -0.57		Mt x2 = -189.39				
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E Vx (Ton.)			E F E C T O Vy		
							V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"y1	
BX	105.72	0.00	0.00	-3.83	-404.66	1548.88	74.97	-1.08	1.59	76.55	3.06	
CX	110.19	7.50	826.43	3.67	404.66	1486.05	78.13	1.08	-1.59	79.21	3.06	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SUMA xx	215.91		826.43			3034.93	153.10					
J = 48303.49												
Vy(ton)= 161.10		Xv (mt)= 21.00		Xt (mt) = 21.00		Eu y1 (mt) = 2.10		Mt y1 = 365.38				
		Lx (mt)= 42.00		Ey (mt) = 0.00		Eu y2 (mt) = -2.10		Mt y2 = -364.10				
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E Vy (Ton.)			E F E C T O Vx		
							V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1	
1	31.93	0.00	0.00	-21.00	-670.43	14076.87	22.70	-5.07	5.05	27.75	2.63	
2	27.17	6.00	163.02	-15.00	-407.46	6110.66	19.31	-3.08	3.07	22.38	1.60	
3	27.17	12.00	326.04	-9.00	-244.44	2199.22	19.31	-1.85	1.84	21.16	0.96	
4	27.05	18.00	486.90	-3.00	-81.06	242.93	19.23	-0.61	0.61	19.84	0.32	
5	27.17	24.00	652.08	3.00	81.60	245.05	19.31	0.62	-0.62	19.93	0.32	
6	27.05	30.00	811.50	9.00	243.54	2192.60	19.23	1.84	-1.84	21.07	0.95	
7	27.17	36.00	978.12	15.00	407.64	6115.84	19.31	3.08	-3.07	22.40	1.60	
8	31.93	42.00	1341.06	21.00	670.63	14085.39	22.70	5.07	-5.06	27.77	2.63	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SUMA yy	226.64		4758.72			45268.56	161.10					

Cuadro 3.9: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO C-PRIMER ENTREPISO" (ALT. ENCAMISADO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO												¡CALCULO
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)												¡REVISO : VIMFIN
ENTREPISO No. : 1												¡FECHA : ENERO / 96 HOJA No.: 2 / E
Vx(ton)= 122.30		Yv (mt)= 3.99	Yt (mt) = 3.25	Eu x1 (mt) = 1.11	Mt x1 = 174.83							
		Ly (mt)= 7.50	Ex (mt) = 0.74	Eu x2 (mt) = 0.36	Mt x2 = 5.80							
EJES	Rxi	Yi	Rxi * Yi	Yti	Rxi * Yti	Rxi*Yti^2	E F E C T O D E			Vx (Ton.)	E F E C T O	
(X-X)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'x	V"x1	V"x2	¡Vy total	V"xi	
DX	1027.00	0.00	0.00	-3.25	-3339.31	10857.82	69.28	-7.24	-0.24	69.28	7.03	
EX	786.00	7.50	5895.00	4.25	3339.31	14186.99	53.02	7.24	0.24	60.26	7.03	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SUMA xx	1813.00		5895.00			25044.81	122.30					
J = 80664.47												
Vy(ton)= 122.30		Xv (mt)= 7.60	Xt (mt) = 7.78	Eu y1 (mt) = 0.61	Mt y1 = 115.98							
		Lx (mt)= 15.80	Ey (mt) = -0.18	Eu y2 (mt) = -1.05	Mt y2 = -169.70							
EJES	Ryi	Xi	Ryi * Xi	Xti	Ryi * Xti	Ryi*Xti^2	E F E C T O D E			Vy (Ton.)	E F E C T O	
(Y-Y)	(Ton/ca)	(mt)	(T.m/ca)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'y	V"y1	V"y2	¡Vy total	V"yi	
5Y	436.62	0.00	0.00	-7.78	-3395.02	26398.62	54.24	-4.88	7.14	61.38	7.36	
6Y	55.63	3.80	211.39	-3.98	-221.17	879.29	6.91	-0.32	0.47	7.38	0.48	
7Y	55.63	9.80	545.17	2.02	112.61	227.96	6.91	0.16	-0.24	7.07	0.24	
8Y	436.62	15.80	6898.60	8.02	3503.58	28113.79	54.24	5.04	-7.37	59.28	7.59	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SUMA yy	984.50		7655.16			55619.66	122.30					

Cuadro 3.10: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO C-SEGUNDO ENTREPISO" (ALT. ENCAMISADO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO : CALCULO : R. I. N. A.
 PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C) : REVISO : VINFIN.
 ENTREPISO No. : 2 : FECHA : ENERO / 96 HOJA No.: 4 / E

Vx(ton)= 103.20 | Yv (mt)= 4.05 | Yt (mt) = 3.35 | Eu x1 (mt) = 1.08 | Mt x1 = 135.82 |
 | Ly (mt)= 7.50 | Ex (mt) = 0.70 | Eu x2 (mt) = 0.33 | Mt x2 = 9.26 |

EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E V'x	V"x1	V"x2	Vx (Ton.)	E F E C T O D E V'y total	V"y1
DX	67.00	0.00	0.00	-3.35	-224.26	750.61	57.14	-3.08	-0.21	57.14	2.61	
EX	54.00	7.50	405.00	4.15	224.26	931.31	46.06	3.08	0.21	49.14	2.61	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	121.00		405.00			1681.92	103.20					

$J = 9891.52$

Vy(ton)= 103.10 | Xv (mt)= 7.40 | Xt (mt) = 7.40 | Eu y1 (mt) = 0.79 | Mt y1 = 114.50 |
 | Lx (mt)= 15.80 | Ey (mt) = -0.00 | Eu y2 (mt) = -0.79 | Mt y2 = -115.30 |

EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E V'y	V"y1	V"y2	Vy (Ton.)	E F E C T O D E V"x total	V"x1
5'Y	58.33	0.00	0.00	-7.40	-431.82	3196.82	28.26	-5.00	5.03	33.30	5.93	
6Y	48.06	3.80	182.63	-3.60	-173.16	623.93	23.29	-2.00	2.02	25.31	2.38	
7Y	48.06	9.80	470.99	2.40	115.20	276.11	23.29	1.33	-1.34	24.62	1.58	
8Y	58.33	15.80	921.61	8.40	489.79	4112.73	28.26	5.67	-5.71	33.93	6.73	
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	212.78		1575.23			8209.60	103.10					

Cuadro 3.11: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO C-TERCER ENTREPISO" (ALT. ENCAMISADO)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO																	
PROYECTO :		REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)							¡CALCULO :	R.I.M.A.							
ENTREPISO No. :		3							¡REVISO :	VIMFIN							
									¡FECHA :	ENERO / 96 HOJA No.: 4 / E							
Vx(ton)=	67.20	Yv (mt)=	4.08	Yt (mt) =	3.56	Eu x1 (mt) =	0.90	Mt x1 =	80.81	Ly (mt)=	7.50	Ex (mt) =	0.52	Eu x2 (mt) =	0.15	Mt x2 =	-10.38
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E Vx (Ton.)			E F E C T O Vy							
							V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"y1						
DX	61.00	0.00	0.00	-3.56	-216.92	771.37	35.34	-3.06	0.39	35.73	3.26						
EX	55.00	7.50	412.50	3.94	216.92	855.52	31.86	3.06	-0.39	34.92	3.26						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
SUMA xx	116.00		412.50			1626.89	67.20										
J = 5726.88																	
Vy(ton)=	67.00	Xv (mt)=	7.44	Xt (mt) =	7.29	Eu y1 (mt) =	1.01	Mt y1 =	86.10	Lx (mt)=	15.80	Ey (mt) =	0.15	Eu y2 (mt) =	-0.64	Mt y2 =	-61.02
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E Vy (Ton.)			E F E C T O Vx							
							V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1						
5Y	27.60	0.00	0.00	-7.29	-201.21	1466.87	14.93	-3.03	2.14	17.07	2.84						
6Y	34.33	3.80	130.45	-3.49	-119.82	418.20	18.57	-1.80	1.28	19.85	1.69						
7Y	34.33	9.80	336.43	2.51	86.16	216.24	18.57	1.30	-0.32	19.87	1.22						
8Y	27.60	15.80	436.08	8.51	234.87	1998.69	14.93	3.53	-2.50	18.46	3.31						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
SUMA yy	123.86		902.97			4100.00	67.00										

- Separación entre lechos de varillas será el diámetro equivalente al área total que conforma el paquete de varillas.

- Estribo utilizado varilla No. 3.

Ejemplo:

Nivel 1 Eje No. 1 Viga B - C

Sección Original: 25 x 75

Sección Encamisada: 35 x 75

REFUERZO LONGITUDINAL

Lecho Superior

i) Varillas a colocar

a- Primero debe compararse el $A_{s\text{ mfn}} = 12.25 \text{ cm}^2$ con $A_{s\text{ corrido}} = 20.52 \text{ cm}^2$ tomamos el mayor: $A_{s\text{ básico}} = 20.52 \text{ cm}^2$.

b- Luego comparamos $A_{s\text{ existente}}$ con $A_{s\text{ requerido}}$ (encamisado) en cada uno de los puntos críticos del elemento y tomamos el mayor al que llamaremos $A_{s\text{ necesario}}$.

Sección	$A_{s\text{ existente}}$	$A_{s\text{ requerido}}$	$A_{s\text{ necesario}}$
Extremo Izquierdo	15.30	61.53	61.53
Centro	10.20	0.00	10.20
Extremo Derecho	15.30	61.56	61.56

Cuadro 3.12: Determinación de acero necesario encamisado viga B-C Eje 1 Nivel Primero

Aunque en este caso el $A_{s\text{ max}} = 61.25 \text{ cm}^2$ (encamisado) resultó menor que el

$A_{s \text{ requerido}}$ en los extremos, deberá tomarse el mayor de ambos.

c- El $A_{s \text{ rige}}$ será el mayor de entre $A_{s \text{ básico}}$ y $A_{s \text{ necesario}}$, por lo que resultó:

Ext. Izq. $A_{s \text{ rige}} = 61.53 \text{ cm}^2$

Centro $A_{s \text{ rige}} = 20.52 \text{ cm}^2$

Ext. Der. $A_{s \text{ rige}} = 61.56 \text{ cm}^2$

d- Ahora, se calcula la cantidad de A_s pendiente y se determina que combinación de varillas cumplen con la sollicitación, teniendo en cuenta también las otras secciones del elemento y otras vigas que pueden encontrarse a continuación de la analizada, esto para determinar el $A_{s \text{ corrido}}$ que deberá colocarse.

Sección	$A_{s \text{ rige}}$	$A_{s \text{ existente}}$	$A_{s \text{ pendiente}}$	Prueba		$A_{s \text{ seleccionado}}^{**}$
Est. Izquierdo	61.53	15.30	46.23	4 No.8	44.97	(paquetes)
				3 No.10		2 No.8
				2 No.8		4 No.10 =41.82
				4 No.10		41.82
Centro	20.52	10.20	10.32	2 No. 8	10.20	2 No.10 =16.38
				4 No.6	11.36	
				2 No.10*	16.38	
Est. Derecho	61.56	15.30	46.26	6 No.8	46.98	(paquetes)
				2 No.10		2 No.8
				2 No.8		4 No.10 =41.82
				4 No.10		41.82

$$A_{s \text{ corrido}} = 2 \text{ No.10}$$

Cuadro 3.13: Selección de acero a colocar encamisado Viga B-C Eje I Nivel Primero

El mismo proceso se seguirá para el lecho inferior.

* Aunque en la sección central el $A_{s \text{ pendiente}} = 10.32 \text{ cm}^2$, es mucho menor que el $A_{s \text{ selec.}} = 2 \text{ No.10} = 16.38 \text{ cm}^2$, el criterio utilizado en este caso es para guardar simetría, pues resulta más beneficioso que donde existen varillas empaquetadas se tome como acero para correr a lo largo de todo el elemento la varilla de mayor diámetro.

** $A_{s \text{ seleccionado}}$ es el acero nuevo a colocar en la viga.

ii) Colocación del acero.

Será necesario determinar si la sección propuesta para el encamisado es suficiente para albergar el nuevo acero a colocar.

Presentamos un detallado preliminar del alojamiento del nuevo acero colocado en la viga . Para ejemplificar se toma la más desfavorable (aquella que requiere, mayor cantidad de refuerzo) en la sección del extremo izquierdo.

Es muy importante especificar que en el proceso del encamisado, no podemos alterar los niveles de piso del edificio, por lo que en esta alternativa, no se permitirá atravesar la losa (Ver Figura 3.8 Encamisado de tres caras).

Usando las expresiones siguientes calcularemos las secciones definitivas para los elementos a encamisar:

$$\text{Ancho} \quad B = B_i - 6 + 2S + 2D_m + 2D_{3e} + 8$$

$$\text{donde:} \quad B = \text{Ancho de la viga}$$

$$B_i = \text{Ancho inicial}$$

$$6 = 2 \text{ veces el recubrimiento existente (3 cm)}$$

$$2S = 2 \text{ veces separación de lechos} = 2 \text{ veces diámetro equivalente ó}$$

$$2 \text{ veces separación mínima (2.50 cm)}$$

$$2D_m = 2 \text{ veces el diámetro de la varilla de mayor número}$$

$$2D_{3e} = 2 \text{ veces el diámetro del estribo varilla No.3}$$

$$8 = 2 \text{ veces el recubrimiento a dejar}$$

$$\text{Alto} \quad H = H_i - 3 + S + D_m + D_{3e} + 4$$

donde H = Alto de la viga
 B_i = Alto inicial
 3 = Recubrimiento existente (3 cm Lecho Inferior)
 S = Separación de lechos
 D_m = Diámetro de la varilla de mayor número
 D_{3e} = Diámetro del estribo varilla No.3
 4 = Recubrimiento

Calculando:

$$D_{equivalente}(2No.10) = \sqrt{\frac{4 \times (16.38)}{\pi}} = 4.567cm \text{ o } S_{min} = 2.50cm \text{ por espacio reducido } S = 2.50cm$$

$$D_{equivalente}(1No.10,1No.8) = \sqrt{\frac{4 \times (13.29)}{\pi}} = 4.11cm \text{ o } S_{min} = 2.50cm \text{ por espacio reducido } S = 2.50cm$$

$$B = 25 - 6 + 2(2.50) + 2(3.22) + 2(D_3 = 0.95) + 8$$

$$B = 40.34cm \Rightarrow H = 40cm$$

$$H = 75 - 3 + 2.50 + 3.22 + (D_3 = 0.95) + 4$$

$$H = 82.67cm \Rightarrow B = 85cm$$

$$Seccion\ definitiva = 40 \times 85$$

∴ Se concluye que la alternativa de encamisado no es muy conveniente porque la colocación del acero requerido siempre necesita otro incremento de sección

REFUERZO TRANSVERSAL.

Según ACI 318/89, aquí solo detallaremos separaciones máximas.

Para zona confinada $2 \times d = 1.38 \text{ mt.} \approx 1.50 \text{ mt.}$

$$S_{max} \begin{cases} d/4 = \frac{(75-6)}{4} = 17.25cm \\ 8d_b \text{ menor} = 8 \times (D_8 = 2.54) = 20.32cm \\ 24d_b \text{ estribo} = \frac{24(D_3 = 0.952)}{30cm} = 22.84cm \end{cases} \therefore S_{max} @ \pm 20cms.$$

Zona no confinada

$$S_{max} \quad d/2 = \frac{69}{2} = 34.5cm \quad \therefore S_{max} @ \pm 35cms.$$

Los Cuadros. 3.14 y. 3.15 presentan en forma resumida el proceso de cálculo del acero a colocar en el encamisado de la viga seleccionada en la Primero y Segundo Nivel. En el cuadro 3.16 se presenta la sollicitación de la viga seleccionada y en la figura 3.20 se muestra la colocación preliminar del acero requerido por la viga.

El procedimiento seguido para calcular el acero en columnas es similar al utilizado en vigas. En el Cuadro 3.17 se presenta el resumen del cálculo de acero a colocar en la columna C/1 y su colocación preliminar se puede ver en el mismo.

3.4.2 Muros de corte.

Uno de los métodos más comunes para incrementar la resistencia lateral en edificios de concreto reforzado es el proveer paredes de corte, las cuales pueden ser dimensionadas para resistir la totalidad de la fuerza sísmica o parte de esta.

A. DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE

La investigación de las dimensiones de las paredes de corte se basó inicialmente en las disposiciones del ACI 318-89 (Cap. 21) y considerando que la totalidad de la fuerza sísmica sería absorbida por éstas.

**REFORZAMIENTO DE EDIFICIO ING. MECANICA VIGAS DIRECCION Y - Y
ALTERNATIVA ENCAMISADO**

NIVEL PRIMERO EJE No.: 1 VIGA No.: B - C
 S.i. = 25 X 75 S.c. = 35 X 75 S.d. = 40 X 85

LECHO SUPERIOR

As. min. = 12.25 As. corr. = 20.52 As. max. = 61.25

	Ext. Izquierdo	Centro	Ext. Derecho
As. Existente =	15.3	10.20	15.3
As. Requerido =	61.53	0.00	31.56
As. que Rige =	61.53	20.52	61.56
Var. Existente =	3 N° 8	2 N° 8	3 N° 8
Var. Detallada =	2 N° 8, 4 N° 10	2 N° 10	2 N° 8, 4 N° 10
As. Obtenido =	58.26	20.40	58.26

As. corr. (Encamisado) = 2 N° 10

LECHO INFERIOR

As. min. = 12.25 As. corr. = 15.01 As. max. = 61.25

	Ext. Izquierdo	Centro	Ext. Derecho
As. Existente =	10.20	15.3	10.20
As. Requerido =	44.21	13.02	45.05
As. que Rige =	44.21	15.3	45.05
Var. Existente =	2 N° 8	3 N° 8	2 N° 8
Var. Detallada =	2 N° 8, 3 N° 10	2 N° 10	2 N° 8, 3 N° 10
As. Obtenido =	44.97	25.5	44.97

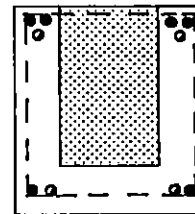
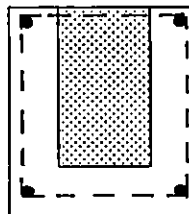
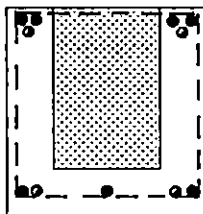
As. Corr. (Encamisado) = 2 N° 10

SECCIONES:

Ext. Izquierdo

Centro

Ext. Derecho



SIMBOLOGIA:

 N° 8
  N° 10
 Concreto Nuevo
  Concreto Viejo

Cuadro 3.15: ENCAMISADO DE VIGA "EJEI + TRAMO B-C + SEGUNDO NIVEL"

**REFORZAMIENTO DE EDIFICIO ING. MECANICA VIGAS DIRECCION Y - Y
ALTERNATIVA ENCAMISADO**

NIVEL SEGUNDO EJE No.: 1 VIGA No.: B - C

S.i. = 25 X 75 S.c. = 35 X 75 S.d. = 40 X 85

LECHO SUPERIOR

As. min. = 12.25 As. corr. = 12.01 As. max. = 61.25

	Ext. Izquierdo	Centro	Ext. Derecho
As. Existente =	10.20	10.20	10.20
As. Requerido =	32.23	0.00	36.04
As. que Rige =	32.23	12.25	36.04
Var. Existente =	2 N° 8	2 N° 8	2 N° 8
Var. Detallada =	4 N° 8	2 N° 8	2 N° 6, 4 N° 8
As. Obtenido =	30.60	20.40	36.28

As. corr. (Encamisado) = 2 N° 8

LECHO INFERIOR

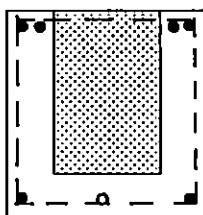
As. min. = 12.25 As. corr. = 7.61 As. max. = 61.25

	Ext. Izquierdo	Centro	Ext. Derecho
As. Existente =	10.20	17.94	10.20
As. Requerido =	22.83	10.76	21.80
As. que Rige =	22.83	17.94	21.80
Var. Existente =	2 N° 8	2 N° 7, 2 N° 8	2 N° 8
Var. Detallada =	1 N° 6, 2 N° 8	2 N° 8	2 N° 8
As. Obtenido =	23.24	28.14	20.40

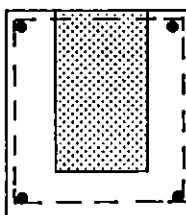
As. Corr. (Encamisado) = 2 N° 8

SECCIONES:

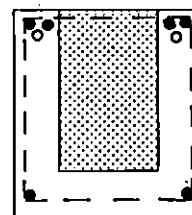
Ext. Izquierdo



Centro



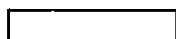
Ext. Derecho



SIMBOLOGIA:

○ N° 6

● N° 8



Concreto Nuevo



Concreto Viejo

Cuadro 3.16: SOLICITACION DE VIGA ENCAMISADA "EJE I+TRAMO B-C+PRIMER NIVEL"

PROYECTO: RE-ESTRUCTURACION EDIF. ING. MECANICA FIA-UES						CALCULO :M. H. G.									
*** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***			*** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***			*** VIMFIN ***			FECHA :FEB/96		HOJA No. ___/___				
NIVEL No. : 1		EJE No. : 1		VIGA No. : 1		SECCION: 35 X 75		MODELO DE CARGAS							
Ancho columna(a1) = 0.600 mt.		Ancho columna(a2) = 0.600 mt.		FACTORES DE DISEÑO											
W(ton/m) = 1.30		MG1(T.m)= 14.24		b (cm) = 35.000		G1= 1.470									
L (mt) = 7.50		MG2(T.m)= -13.62		d (cm) = 70.000		G2= 1.100									
P (ton) = 10.54		MS1(T.m)= -58.10		fc(K/cm2)= 210.00		G3= 0.700									
LI (mt) = 3.75		MS2(T.m)= -58.57		fy(K/cm2)= 2800.00		SISMO= 1.400									
MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)															
x(mt) :	0.00	0.30	1.16	2.03	2.89	3.75	4.61	5.48	6.34	7.20	7.5				
Z=x-LI :	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	1.72	2.59	3.45	3.75				
MG(T.mt) :	-14.24	-11.23	-3.23	3.81	9.87	14.97	10.02	4.09	-2.80	-10.66	-13.62				
MS(T.mt) :	58.10	53.43	40.02	26.60	13.18	-0.24	-13.65	-27.07	-40.49	-53.90	-58.57				
CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)															
G1 :	-20.93	-16.51	-4.75	5.59	14.51	22.01	14.72	6.01	-4.12	-15.67	-20.02				
G2+SISMO :	65.68	62.45	52.47	41.42	29.32	16.14	-8.10	-33.40	-59.76	-87.19	-96.98				
G2-SISMO :	-97.00	-87.16	-59.57	-33.05	-7.59	16.80	30.13	42.40	53.60	63.74	67.02				
G3+SISMO :	71.37	66.95	53.76	39.90	25.37	10.15	-12.10	-35.03	-58.64	-82.93	-91.53				
G3-SISMO :	-91.31	-82.67	-58.28	-34.57	-11.54	10.81	26.12	40.76	54.72	68.00	72.46				
Mu max(-) :	-97.00	-87.16	-59.57	-34.57	-11.54	10.15	-12.10	-35.03	-59.76	-87.19	-96.98				
Mu max(+) :	71.37	66.95	53.76	41.42	29.32	22.01	30.13	42.40	54.72	68.00	72.46				
CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO															
LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)=			12.25			As corr(As max/3)=			20.52			As max.(0.025bd)=		61.25 cm2.	
h nec. :	0.0291	0.0251	0.0157	0.0086	0.0027	0.0000	0.0029	0.0087	0.0158	0.0251	0.0291				
As nec. :	71.24	61.53	38.52	21.01	6.69	0.00	7.02	21.31	38.66	61.56	71.21				
As prop. :															
tMn(t.m) :	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00						
LECHO INFERIOR Mu(+) : As min.(14bd/fy)=			12.25			As corr(As max/3)=			15.02			As max.(0.025bd)=		61.25 cm2.	
h nec. :	0.0195	0.0180	0.0140	0.0104	0.0072	0.0053	0.0074	0.0107	0.0143	0.0184	0.0199				
As nec. :	47.76	44.21	34.23	25.58	17.61	13.02	18.13	26.24	34.93	45.05	48.66				
As prop. :															
tMn(t.m) :	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00						
DETALLADO :															
<div style="border: 1px dashed black; width: 100%; height: 100%;"></div>															

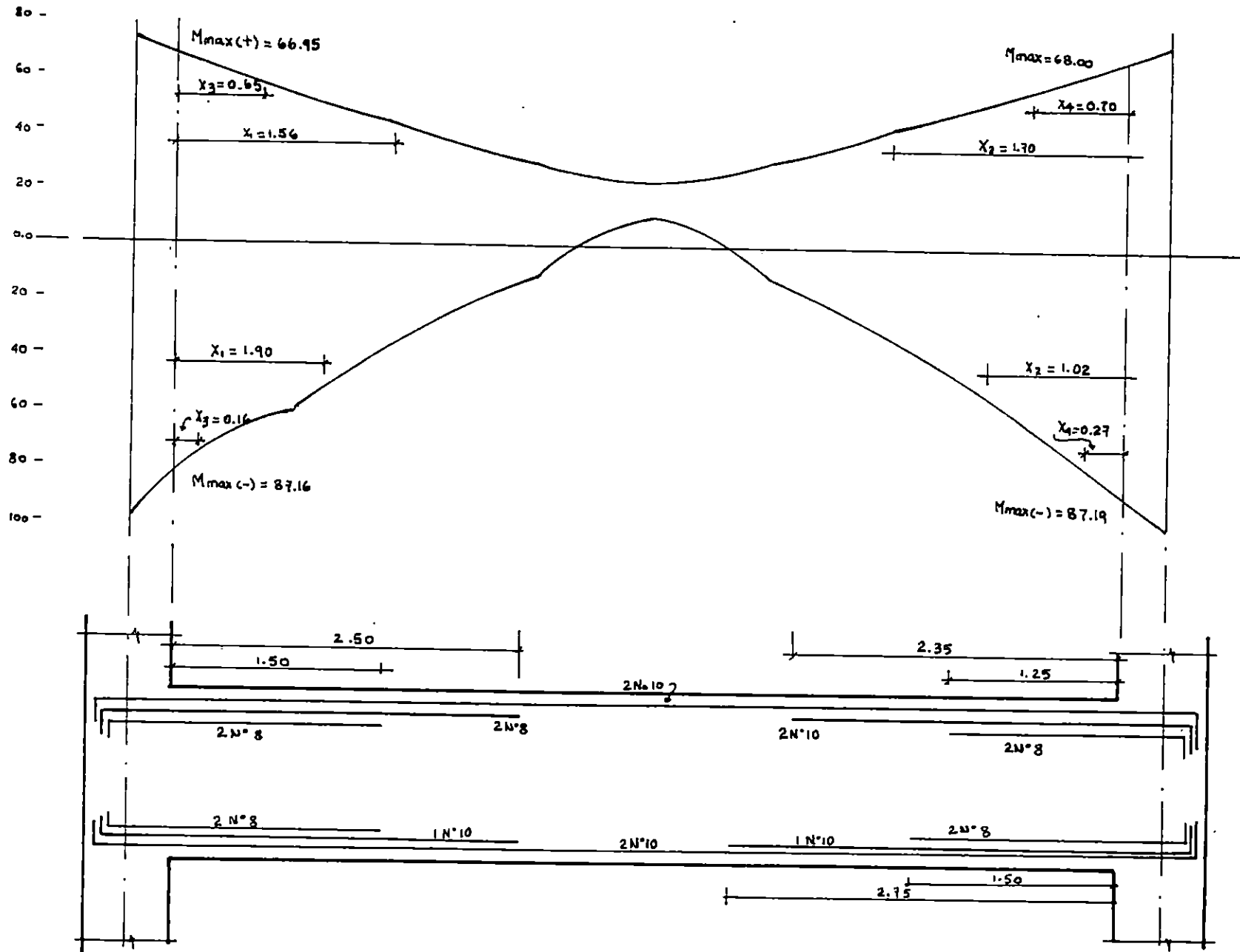


FIG.3.22: ENVOLVENTE Y DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL
 EJE I - VIGA B-C - 1er. NIVEL
 (ALTERNATIVA DE ENCAMISADO)

REFORZAMIENTO DE EDIFICIO DE ING. MECANICA ALTERNATIVA DE ENCAMISADO

COLUMNAS

COLUMNA: C / 1

NIVEL: PRIMERO

S.i.= 35 X 50

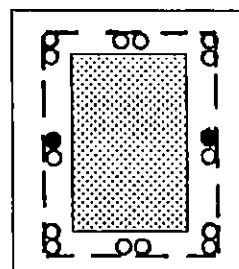
S.c.= 45 X 60

S.d.= 55 X 70

EFFECTOS MAS DESFAVORABLES

Pu/Ag =	33.30
Mu/Ag=	44.21
γ =	0.75
ρ (%) =	5.90
As. Existente =	34.34
As. Requerido=	159.30
Var. Existente=	2N°4,4N°6,4N°8
Var. Detallada=	2N°8,14N°10
As. Obtenido =	159.20

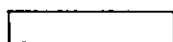
SECCION



SIMBOLOGIA:

○ N° 10

● N° 8



Concreto Nuevo



Concreto Viejo

COLUMNA: C / 1

NIVEL: SEGUNDO

S.i.= 35 X 50

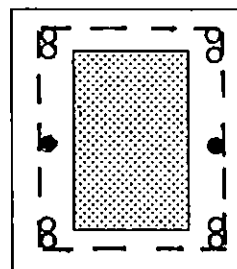
S.c.= 45 X 60

S.d.= 55 X 70

EFFECTOS MAS DESFAVORABLES

Pu/Ag =	15.02
Mu/Ag=	35.37
γ =	0.75
ρ (%) =	4.10
As. existente =	34.34
As. requerido =	110.70
Var. Existente=	2N°4,4N°6,4N°8
Var. Detallada=	2N°8, 8N°10
As. Obtenido =	110.06

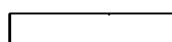
SECCION



SIMBOLOGIA:

○ N° 10

● N° 8



Concreto Nuevo



Concreto Viejo

Según el ACI la resistencia a cortante en las paredes de corte se puede determinar por la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (0.53 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

donde:

V_n = Cortante nominal

A_{cv} = Área neta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y longitud de la sección (cm^2).

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2)

ρ_n = Relación entre el refuerzo por cortante distribuido sobre el plano perpendicular al plano A_{cv} .

f_y = Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm^2)

ϕ = Factor de reducción por cortante 0.6

Considerando el cortante del 1er entrepiso, obtenido en la etapa de Diagnóstico, se puede determinar la longitud del muro requerida para soportar dicho cortante, suponiendo espesores del alma y porcentaje de refuerzo.

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (0.53 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

Para $V_u = 196.3$ Ton.

Y suponiendo un espesor (b) de 20 cm.

Un porcentaje de refuerzo de $\rho_n = 0.0025$

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donde $A_{cv} = b \times L_R$

despejando L_R (Longitud requerida de Muro)

$$L_R = \frac{b}{A_{cv}}$$

Despejando A_{cv} y sustituyendo

$$L_R = \frac{\phi V_n}{\phi b (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)}$$

Evaluando tendremos:

$$L_R = \frac{196.3 \times 10^3}{0.6(20)(0.53\sqrt{210} + 0.0025(2800))}$$
$$L_R = 11.14 \text{ mt}$$

De esta manera podemos conseguir una variedad de longitudes suponiendo diferentes espesores y porcentajes de refuerzo, así como su ubicación más conveniente.

La alternativa de diseño de muros soportando toda la fuerza sísmica, fue rechazada debido a que resultaba antieconómica por la gran longitud de muro y se decidió recalcular la longitud del muro logrando que la estructura original trabaje mas o menos un 50% de su resistencia.

Por esta razón las dimensiones de los muros deberá ser la que permita trabajar a la estructura original y no descargar toda la fuerza sísmica en el nuevo sistema.

El dimensionamiento de los muros esta íntimamente ligado a su estratégica ubicación en la estructura para lograr un mejor comportamiento global del edificio en cuanto a los siguientes aspectos:

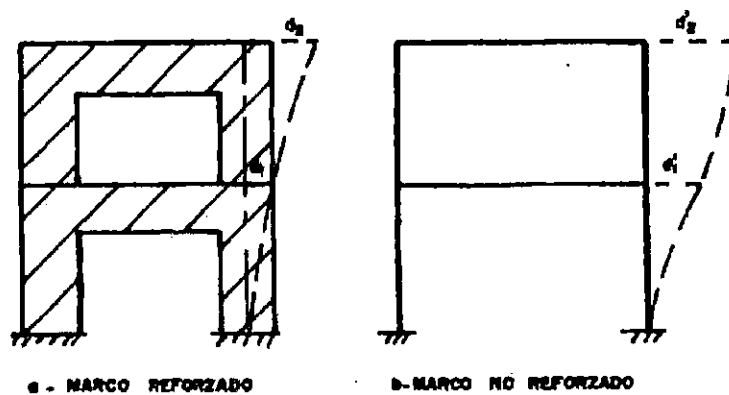
1. Distribución adecuada de Rigidez para no generar torsiones excesivas.

2. Minimizar efecto de planta alargada en el cuerpo B, y concentrar la recimentación con una longitud razonable.
3. La cantidad de nuevos elementos será la que permita una distribución muy regular de la fuerza sísmica reduciendo de esta manera los momentos de volteo y facilitar a la vez la estabilización de la cimentación (recimentación localizada).

En la fig. 3.24 se presenta la ubicación estratégica de los nuevos elementos.

Por medio de un proceso iterativo variando la longitud de los elementos y realizando el análisis estructural (MPLAN 2), se obtenían sus rigideces para realizar luego su distribución torsional hasta conseguir una proporción adecuada de fuerzas laterales que permitieran al sistema original trabajar en un rango del 40% al 60% de su capacidad.

A la vez fue necesario compatibilizar en cuanto a desplazamiento lateral de los marcos para reflejar el efecto de diafragma rígido y así obtener las rigideces reales del nuevo sistema. En la Fig. 3.23 se muestra esquemáticamente la compatibilización que debería existir en el sistema, lo que se logró por medio del análisis matricial.



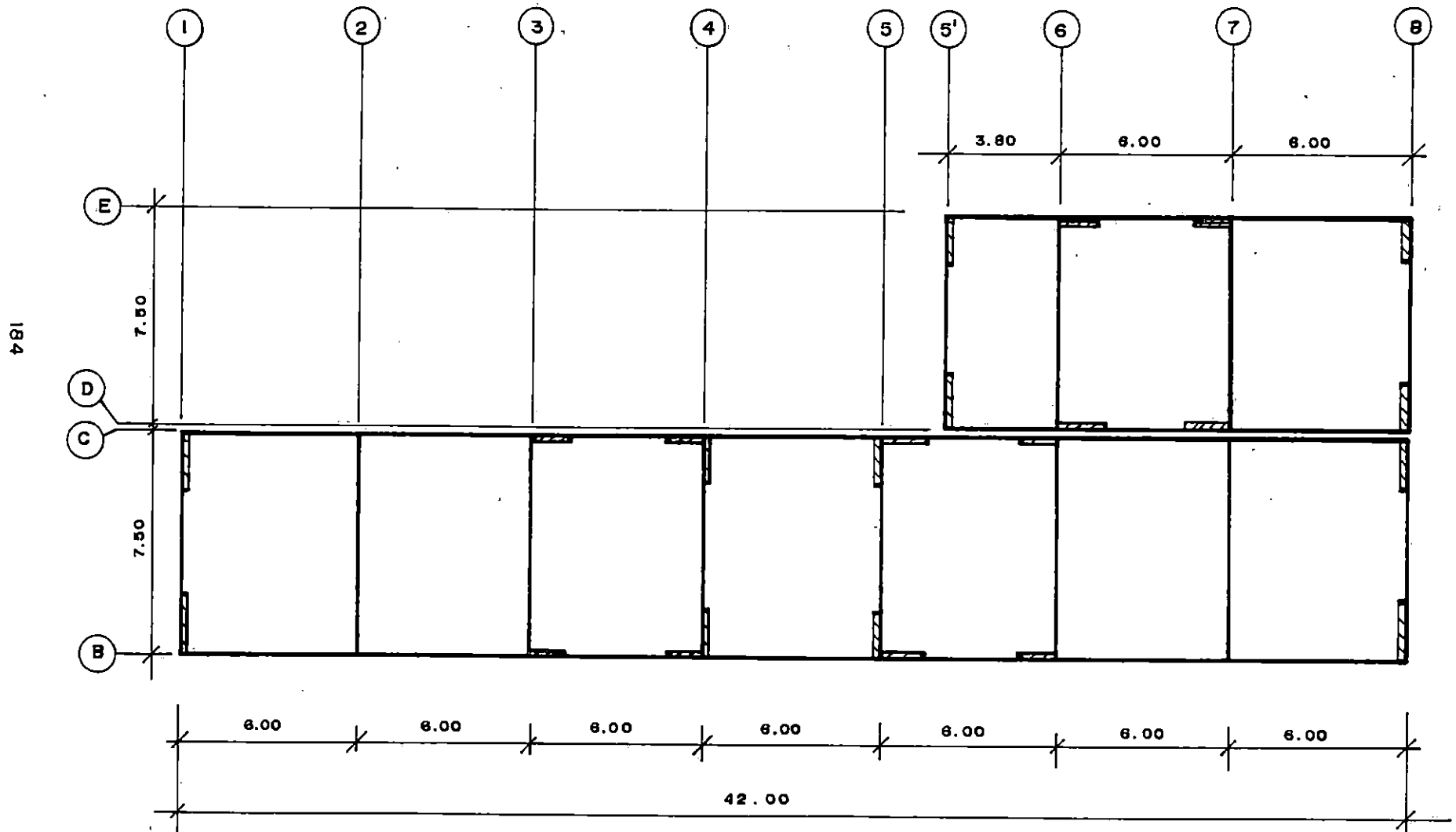
Compatibilización:

$$\delta_2 = \delta_2'$$

$$\delta_1 = \delta_1'$$

Fig. 3.23: Compatibilización de Sistemas estructurales.

FIG.3.24: DISTRIBUCION EN PLANTA DE MUROS DE CORTE



NOTA: COTAS CENTRO A CENTRO DE COLUMNAS

Del proceso iterativo se obtuvieron las siguientes dimensiones:

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
CUERPO B	20 x 100	20 x 120
CUERPO C	20 x 100	20 x 100

Cuadro 3.18: Dimensionamiento de Muros de Corte

Las Fig. 3.25 y 3.26 presentan el dimensionamiento de los muros de corte y las Fig. 3.27 a la Fig. 3.30 el modelado de los marcos reforzados que fueron seleccionados.

A continuación se presentan los nuevos pesos sísmicos y rigideces de entrepiso del nuevo sistema.

Cuerpo B			
Nivel	W_{anterior}	W_{actual}	% Incremento
Primero	431.40	486.5	12.8
Segundo	429.38	485.6	13.1

Cuerpo C			
Nivel	W_{anterior}	W_{actual}	% Incremento
Primero	165.70	198.60	19.86
Segundo	147.10	166.30	13.05
Tercero	173.80	202.70	16.63

Cuadro 3.19: Pesos sísmicos "Muros de Corte".

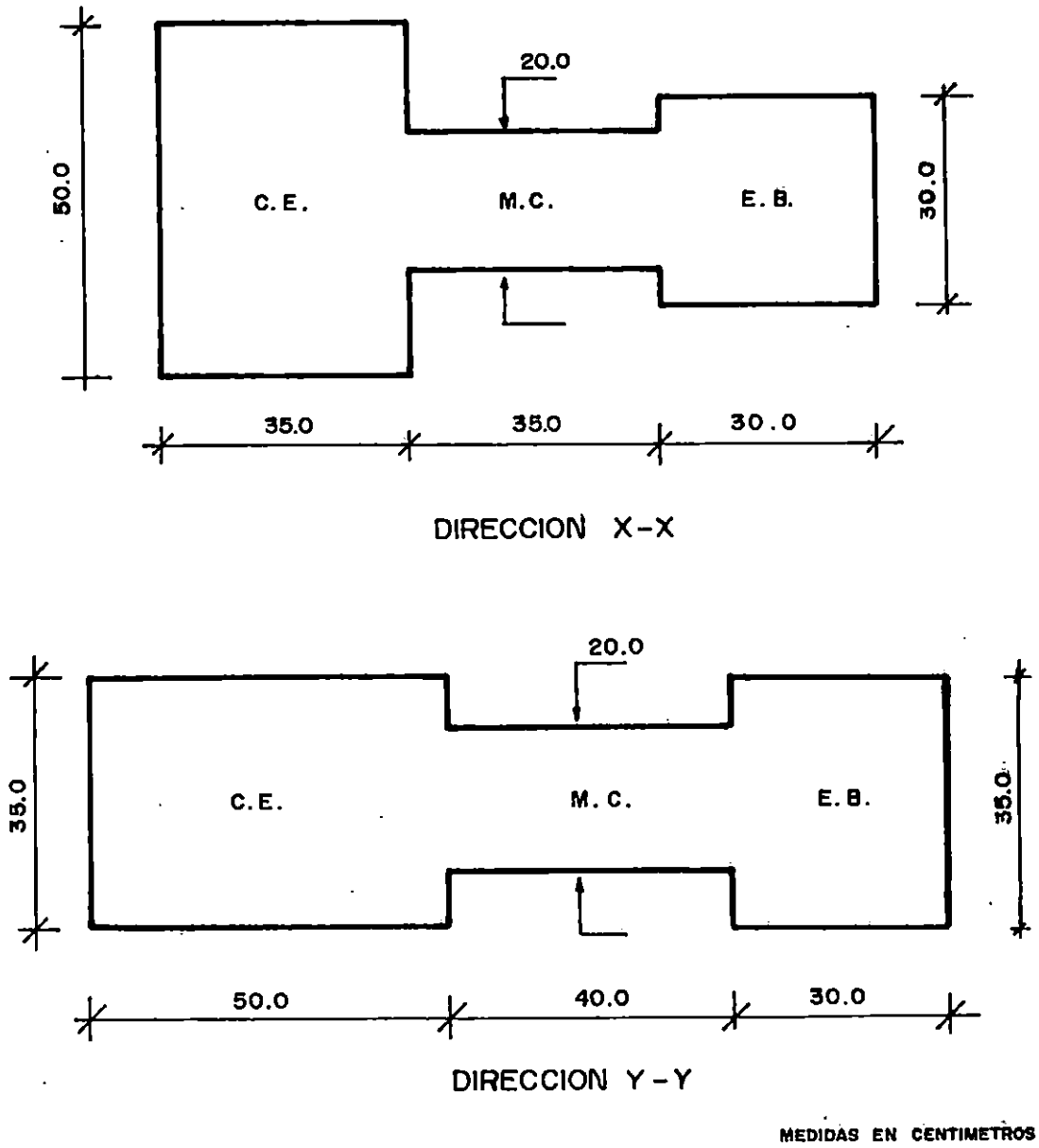


FIG. 3.25: Detalle de Muro de Corte Cuerpo "B"

C.E. = COLUMNA EXISTENTE
M.C. = MURO DE CORTE
E.B. = ELEMENTO DE BORDE

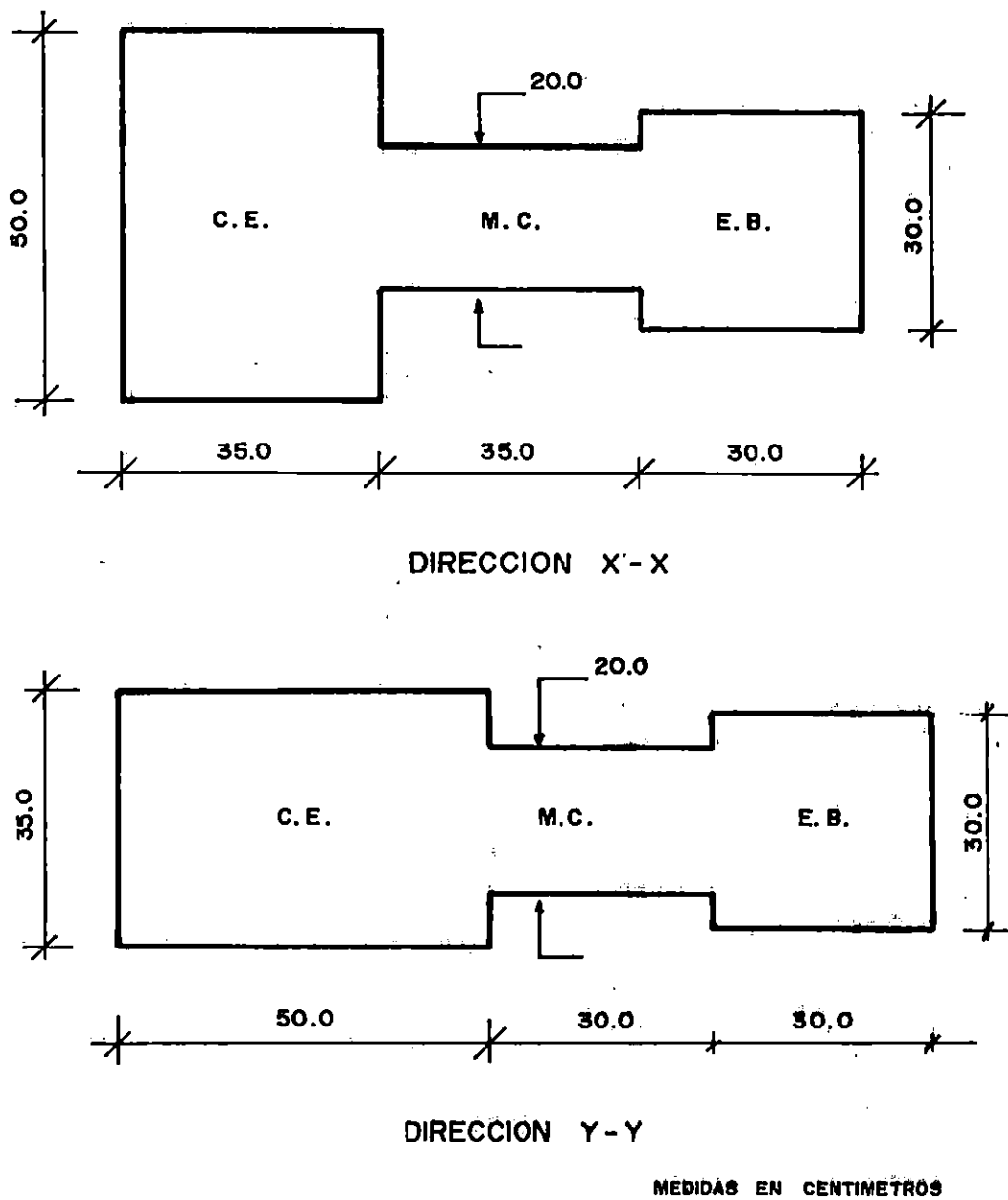


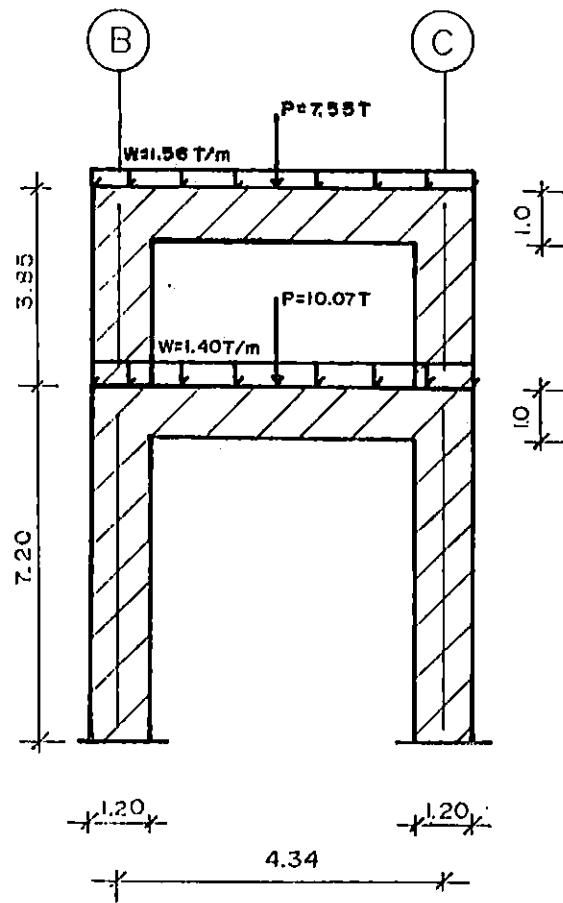
FIG. 3.26: Detalle de Muro de Corte Cuerpo "C"

C.E.=COLUMNA EXISTENTE
M.C.=MURO DE CORTE
E.B.=ELEMENTO DE BORDE

EJE " I "

ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO

"MUROS DE CORTE."
CUERPO "B"



ESC. 1:150

FIG.3.27: MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE

EJE "C"
ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO
"MUROS DE CORTE"

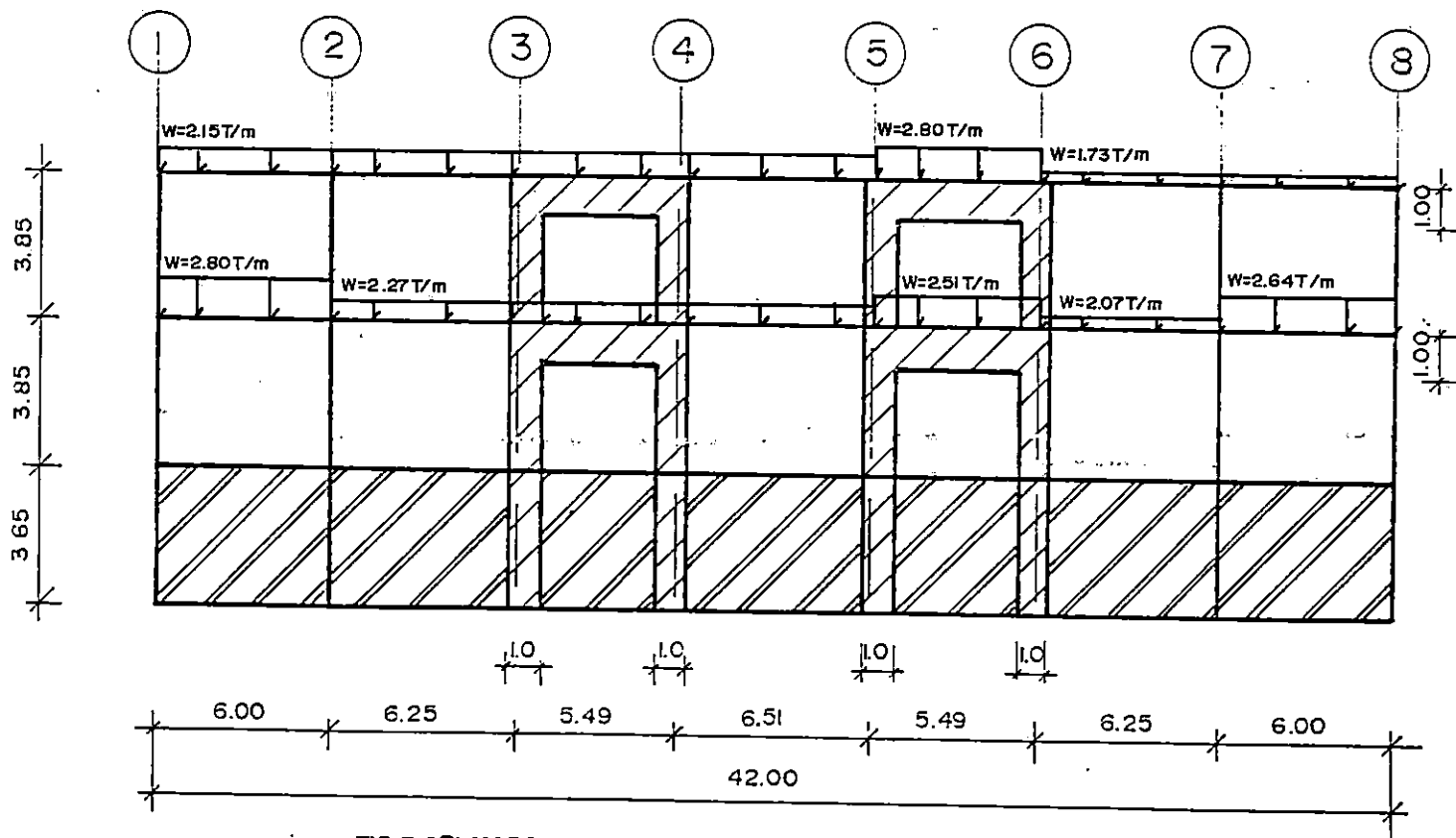
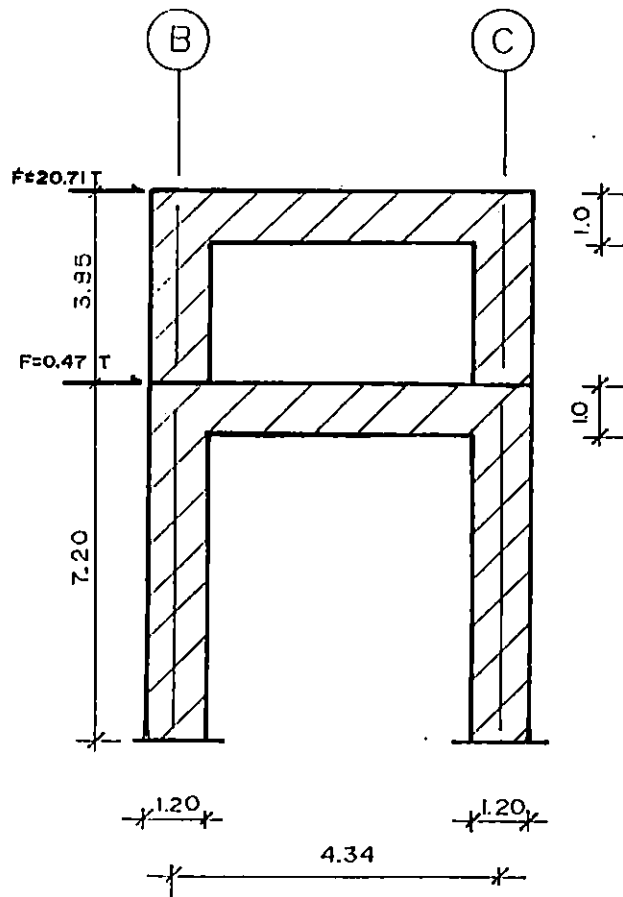


FIG. 3.28: MARCO CARGADO GRAVITACIONALMENTE

EJE " I "

ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO

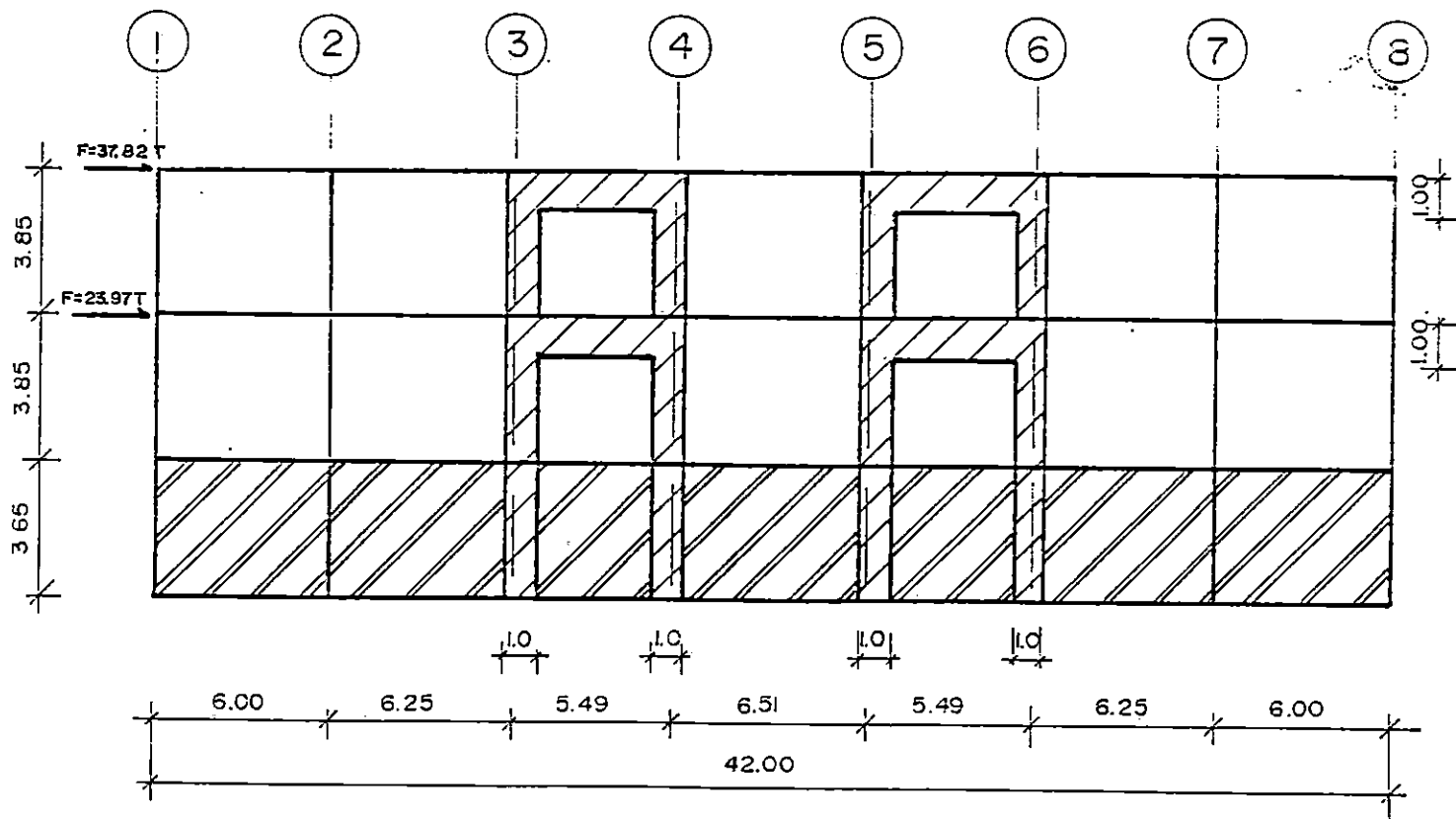
"MUROS DE CORTE"
CUERPO "B"



ESC. 1:150

FIG.329:MARCO CARGADO SISMICAMENTE

EJE "C"
ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO
"MUROS DE CORTE"



161

FIG.3.30: MARCO CARGADO SISMICAMENTE

B. ANÁLISIS SÍSMICO

Debido a que con la inclusión de muros el Sistema Estructural fue totalmente modificado pasando según la N.T.D.S. de un sistema de Marcos de Concreto "Sistema A" a un Sistema de Paredes de Concreto combinadas con Marcos de Concreto Reforzado "Sistema C".

A continuación se presenta la determinación del coeficiente sísmico del nuevo sistema.

$$\text{Zona 1} \Rightarrow A = 0.40$$

$$\text{Coeficiente de Importancia : } I = 1.20$$

$$\text{Perfil de Suelo S-2} \Rightarrow C_o = 2.75$$

$$T_o = 0.50$$

$$\text{Factor de amplificación de desplazamiento } cd = 0.90$$

$$\text{Factor de Reducción} \quad R = 12.0$$

El período fue calculado según las propiedades elásticas de la estructura obteniéndose:

$$T_{x-x} = 0.27 < 0.5 \Rightarrow T = 0.5$$

$$T_{y-y} = 0.46 < 0.5 \Rightarrow T = 0.5$$

Tendremos:

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \times \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$
$$C_s = \frac{0.4 \times 1.20 \times 2.75}{12} (1)^{2/3}$$
$$C_s = 0.11$$

CUERPO B				
NIVEL	DIRECCIÓN	R _{ANTERIOR}	R _{ACTUAL}	% INCREMENTO
PRIMERO	X - X	90.20	826.8	816.63
	Y - Y	148.80	215.60	44.89
SEGUNDO	X - X	82.20	523.5	536.86
	Y - Y	143.10	324.0	126.42

CUERPO C				
NIVEL	DIRECCIÓN	R _{ANTERIOR}	R _{ACTUAL}	% INCREMENTO
PRIMERO	X - X	1511.64	8521.60	463.73
	Y - Y	366.20	588.10	60.60
SEGUNDO	X - X	47.07	302.65	542.98
	Y - Y	91.28	226.70	148.36
TERCERO	X - X	40.87	223.30	446.37
	Y - Y	54.06	182.90	288.33

Cuadro 3.20 : Rigideces por entrepiso "muros de corte".

A continuación se presenta la distribución Vertical y Torsional de la fuerza sísmica (Cuadro 3.21 a 3.27)

Cuadro 3.21: DISTRIBUCION DE CORTANTE BASAL EN ALTURA (ALTERNATIVA MUROS C/R)
"CUERPO B"

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA													CALCULO : M. H. G.		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (X-X)													REVISO : VINPIW		
$I = 1.20$ $T(\text{seg}) = 0.268$ $F_t(\text{ton}) = 2.0$ $V(\text{basal}) = C_s * I * D * W_s$ $C_s = 0.09$ $D_{\text{asum}} = 1.00$ $D_{\text{calc}} = 1.730$ $V_x(\text{ton}) = 105.0$ $F_i(\text{Ton}) = (V_x - F_t) * W_i * H_i / S W_i * H_i$													FECHA : JUN / 96		
													HOJA No. : ____ / ____		
NI-VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA Yg(mt)	RIG. X-X (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi ² (T.cm ²)	Fi*Yg (T.mt)	S Pi*Yg (T.mt)	C.CORTE Yv (mt)
2	-	7.10	486.5	3.70	-	3454.2	72.7			0.27	19.3	34.2	268.9		
-	2	-	-	-	514.2			72.7	0.14					268.9	3.70
1	-	3.25	485.6	3.26	-	1578.2	32.3			0.12	4.0	7.4	105.3		
-	1	-	-	-	847.8			105.0	0.12					374.2	3.56
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			972.1			5032.4	105.0			0.27	23.3	41.7	374.2		

PROYECTO : REPARACION EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA													CALCULO : M. H. G.		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE (Y-Y)													REVISO : VINPIW		
$I = 1.20$ $T(\text{seg}) = 0.464$ $F_t(\text{ton}) = 3.4$ $V(\text{basal}) = C_s * I * D * W_s$ $C_s = 0.09$ $D_{\text{asum}} = 1.00$ $D_{\text{calc}} = 1.201$ $V_y(\text{ton}) = 105.0$ $F_i(\text{Ton}) = (V_y - F_t) * W_i * H_i / S W_i * H_i$													FECHA : JUN / 96		
													HOJA No. : ____ / ____		
NI-VEL	ENTRE PISO	SUM Hi (mts)	PESO Wi (Ton)	C.MASA Xg(mt)	RIG. Y-Y (T/cm)	Wi * Hi (mts)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi ² (T.cm ²)	Fi*Xg (T.mt)	S Pi*Xg (T.mt)	C.CORTE Xv (mt)
2	-	7.10	486.5	20.91	-	3454.2	73.1			0.71	52.1	247.1	1529.2		
-	2	-	-	-	324.0			73.1	0.23					1529.2	20.91
1	-	3.25	485.6	21.07	-	1578.2	31.9			0.49	15.5	115.1	671.2		
-	1	-	-	-	215.6			105.0	0.49					2200.4	20.96
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			972.1			5032.4	105.0			0.71	67.6	362.2	2200.4		

Cuadro 3.22: DISTRIBUCION DE CORTANTE BASAL EN ALTURA (ALTERNATIVA MUROS C/R)
"CUERPO C"

PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE ING. MECANICA (CUERPO C)													CALCULO : MALM		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE													REVISO : VINFIN		
(X-X) :													FECHA : MAR / 96		
I = 1.20 T(seg)= 0.309 Ft (ton)= 1.3 V (basal) = Cs * I * D * Ws													HOJA No.: 1 / C		
Cs = 0.09 D asum= 1.00 D calc= 1.576 Vx (ton)= 62.4 Fi (Ton) = (Vx-Ft)*Hi*Hi/SWi*Hi															
NI- VEL	TRE PISO	SUM (mts)	HI (Ton)	PESO Wi (T/cm)	C.MASA RIG. X-X (mts)	Wi * Hi (Ton)	Fxi (Ton)	Vxi (Ton)	^Xi (cms)	SUM Xi (cms)	Fi*Xi (T.cm)	Wi*Xi^2 (T.cm2)	Fi*Yg (T.mt)	S Fi*Yg (T.mt)	C.CORTE Yv (mt)
3	-	11.05	202.7	4.08	-	2239.5	34.7			0.42	14.7	36.6	141.4		
-	3	-	-	-		161.0		34.7	0.22				141.4	4.08	
2	-	7.20	166.3	4.01	-	1197.1	17.8			0.21	3.7	7.3	71.4		
-	2	-	-	-		258.0		52.5	0.20				212.9	4.05	
1	-	3.35	198.6	3.65	-	665.4	9.9			0.01	0.1	0.0	36.1		
-	1	-	-	-		10367.0		62.4	0.01				249.0	3.99	
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			567.6			4102.0	62.4			0.42	18.5	43.9	249.0		

PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE ING. MECANICA (CUERPO C)													CALCULO : MALM		
DIRECCION : FUERZAS SISMICAS , DESPLAZAMIENTOS LATERALES , PERIODO DE VIBRACION Y CENTRO DE CORTANTE													REVISO : VINFIN		
(Y-Y) :													FECHA : MAR / 96		
I = 1.20 T(seg)= 0.390 Ft (ton)= 1.7 V (basal) = Cs * I * D * Ws													HOJA No.: 1 / C		
Cs = 0.09 D asum= 1.00 D calc= 1.348 Vy (ton)= 62.4 Fi (Ton) = (Vy-Ft)*Hi*Hi/SWi*Hi															
NI- VEL	TRE PISO	SUM (mts)	HI (Ton)	PESO Wi (T/cm)	C.MASA RIG. Y-Y (mts)	Wi * Hi (Ton)	Fyi (Ton)	Vyi (Ton)	^Yi (cms)	SUM Yi (cms)	Fi*Yi (T.cm)	Wi*Yi^2 (T.cm2)	Fi*Xg (T.mt)	S Fi*Xg (T.mt)	C.CORTE Xv (mt)
3	-	11.05	202.7	7.44	-	2239.5	34.8			0.66	23.1	88.8	259.2		
-	3	-	-	-		136.0		34.8	0.26				259.2	7.44	
2	-	7.20	166.3	7.32	-	1197.1	17.7			0.41	7.2	27.4	129.6		
-	2	-	-	-		184.0		52.6	0.29				388.8	7.40	
1	-	3.35	198.6	8.66	-	665.4	9.8			0.12	1.2	2.9	85.2		
-	1	-	-	-		520.0		62.4	0.12				474.1	7.60	
0		0.00	0.0			0.0	0.0			0.00	0.0	0.0			
S U M A			567.6			4102.0	62.4			0.66	31.4	119.0	474.1		

Cuadro 3.23: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO B-PRIMER ENTREPISO" (ALT. M. C/R)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO							CALCULO : M. R. G.				
PROYECTO : REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA (MUROS C/R)							REVISOR : VIWFM				
ENTREPISO No. : 1							FECHA : JUN / 96 HOJA No. :				
Vx(ton)= 105.00		Yv (mt)= 3.56	Yt (mt) = 4.36	Eu x1 (mt) = -0.42	Mt x1 = 23.65						
		Ly (mt)= 7.50	Ex (mt) = -0.80	Eu x2 (mt) = -1.17	Mt x2 = -191.18						
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti ² (T.m ² /cm)	E F E C T O D E Vx (Ton.)		E F E C T O D E Vy (Ton.)		
							V'x	V ⁿ x1	V ⁿ x2	Vy total	V ⁿ xi
BX	355.19	0.00	0.00	-4.36	-1547.85	6745.21	43.99	-0.77	6.22	50.21	8.59
CX	492.60	7.50	3694.50	3.14	1547.85	4863.64	61.01	0.77	-6.22	61.78	8.59
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	847.79		3694.50			11608.85	105.00				
J = 47544.05											
Vy(ton)= 105.00		Xv (mt)= 20.96	Xt (mt) = 21.00	Eu y1 (mt) = 2.06	Mt y1 = 253.24						
		Lx (mt)= 42.00	Ey (mt) = -0.04	Eu y2 (mt) = -2.16	Mt y2 = -263.74						
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti ² (T.m ² /cm)	E F E C T O D E Vy (Ton.)		E F E C T O D E Vx (Ton.)		
							V'y	V ⁿ y1	V ⁿ y2	Vx total	V ⁿ yi
1	30.00	0.00	0.00	-21.00	-630.00	13230.00	17.66	-3.36	3.49	21.15	2.53
2	14.60	6.00	87.60	-15.00	-219.00	3285.00	8.59	-1.17	1.21	9.81	0.88
3	14.60	12.00	175.20	-9.00	-131.40	1182.60	8.59	-0.70	0.73	9.32	0.53
4	30.00	18.00	540.00	-3.00	-90.00	270.00	17.66	-0.48	0.50	18.16	0.36
5	30.00	24.00	720.00	3.00	90.00	270.00	17.66	0.48	-0.50	18.14	0.36
6	14.60	30.00	438.00	9.00	131.40	1182.60	8.59	0.70	-0.73	9.29	0.53
7	14.60	36.00	525.60	15.00	219.00	3285.00	8.59	1.17	-1.21	9.76	0.88
8	30.00	42.00	1260.00	21.00	630.00	13230.00	17.66	3.36	-3.49	21.01	2.53
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	178.40		3746.40			35935.20	105.00				

Cuadro 3.24: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO B-SEGUNDO ENTREPISO" (ALT. M.C/R)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO											
PROYECTO : REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA (MUROS C/R)						CALCULO : M. H. G.					
ENTREPISO No. : 2						REVISOR : VINFIM					
						FECHA : JUN / 96 HOJA No.:					
Vx(ton)= 72.70		Yv (mt)= 3.70		Yt (mt) = 3.82		Eu x1 (mt) = 0.26		Mt x1 = 67.86			
		Ly (mt)= 7.50		Ex (mt) = -0.12		Eu x2 (mt) = -0.49		Mt x2 = -84.69			
EJES (X-X)	Rxi (Ton/cm)	Yi (mt)	Rxi * Yi (T.m/cm)	Yti (mt)	Rxi * Yti (T.m/cm)	Rxi*Yti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E V'x V"x1		Vx (Ton.) V"x2	Vy total	EFFECTO Vy V"y1
BX	252.59	0.00	0.00	-3.82	-963.81	3677.62	35.71	-0.83	1.03	36.75	2.13
CX	261.60	7.50	1962.00	3.68	963.81	3550.96	36.99	0.83	-1.03	37.82	2.13
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	514.19		1962.00			7228.58	72.70				
J = 78897.38											
Vy(ton)= 73.10		Xv (mt)= 20.91		Xt (mt) = 21.00		Eu y1 (mt) = 2.01		Mt y1 = 157.63			
		Lx (mt)= 42.00		Ey (mt) = -0.09		Eu y2 (mt) = -2.24		Mt y2 = -174.08			
EJES (Y-Y)	Ryi (Ton/cm)	Xi (mt)	Ryi * Xi (T.m/cm)	Xti (mt)	Ryi * Xti (T.m/cm)	Ryi*Xti^2 (T.m2/cm)	E F E C T O D E V'y V"y1		Vy (Ton.) V"y2	Vy total	EFFECTO Vx V"x1
1	76.30	0.00	0.00	-21.00	-1602.30	33648.30	17.17	-3.20	3.54	20.71	1.72
2	4.90	6.00	29.40	-15.00	-73.50	1102.50	1.10	-0.15	0.16	1.26	0.08
3	4.90	12.00	58.80	-9.00	-44.10	396.90	1.10	-0.09	0.10	1.20	0.05
4	76.30	18.00	1373.40	-3.00	-228.90	686.70	17.17	-0.46	0.51	17.68	0.25
5	76.30	24.00	1831.20	3.00	228.90	686.70	17.17	0.46	-0.51	17.63	0.25
6	4.90	30.00	147.00	9.00	44.10	396.90	1.10	0.09	-0.10	1.19	0.05
7	4.90	36.00	176.40	15.00	73.50	1102.50	1.10	0.15	-0.16	1.25	0.08
8	76.30	42.00	3204.60	21.00	1602.30	33648.30	17.17	3.20	-3.54	20.37	1.72
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	324.80		6820.80			71668.80	73.10				

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO												CALCULO			
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)										REVISO : VINFIN		FECHA : ABR / 96		HOJA No. :	
ENTREPISO No. : 1															
Vx(ton)= 62.40		Vy (mt)= 3.99		Yt (mt) = 1.30		Eu x1 (mt) = 3.07		Mt x1 = 212.28							
		Ly (mt)= 7.50		Ex (mt) = 2.69		Eu x2 (mt) = 2.32		Mt x2 = 123.52							
EJES	Rxi	Yi	Rxi * Yi	Yti	Rxi * Yti	Rxi*Yti^2	E F E C T O D E		Vx (Ton.)		E F E C T O Vy				
(X-X)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"y1				
DX	8571.00	0.00	0.00	-1.30	-11136.43	14469.73	51.59	-22.95	-13.36	51.59	13.77				
EX	1796.00	7.50	13470.00	6.20	11136.43	69053.49	10.81	22.95	13.36	33.76	13.77				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
SUMA xx		10367.00		13470.00		83523.23		62.40							
J = 102994.41															
Vy(ton)= 62.40		Vx (mt)= 7.60		Xt (mt) = 7.38		Eu y1 (mt) = 1.12		Mt y1 = 127.31							
		Lx (mt)= 15.80		Ey (mt) = 0.22		Eu y2 (mt) = -0.57		Mt y2 = -92.93							
EJES	Ryi	Xi	Ryi * Xi	Xti	Ryi * Xti	Ryi*Xti^2	E F E C T O D E		Vy (Ton.)		E F E C T O Vx				
(Y-Y)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1				
5'Y	137.00	0.00	0.00	-7.38	-1011.01	7460.85	16.44	-1.25	0.91	17.35	2.08				
6Y	123.00	3.80	467.40	-3.58	-440.29	1576.08	14.76	-0.54	0.40	15.16	0.91				
7Y	123.00	9.80	1205.40	2.42	297.71	720.57	14.76	0.37	-0.27	15.13	0.51				
8Y	137.00	15.80	2164.60	8.42	1153.59	9713.69	16.44	1.43	-1.04	17.87	2.38				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
SUMA yy		520.00		3837.40		19471.18		62.40							

Cuadro 3.25: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO C- PRIMER ENTREPISO"
(ALT. M. C/R)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO												CALCULO	:	
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)												REVISO	:VIMFIN	
ENTREPISO No. : 2												FECHA	:ABR / 96	HOJA No.:
Vx(ton)=	52.50	Vy (mt)=	4.05	Vt (mt) =	3.66	Eu x1 (mt) =	0.76	Mt x1 =	58.91					
		Ly (mt)=	7.50	Ex (mt) =	0.39	Eu x2 (mt) =	0.01	Mt x2 =	-18.25					
EJES	Rxi	Yi	Rxi * Yi	Yti	Rxi * Yti	Rxi*Yti^2	E F E C T O D E Vx (Ton.)			E F E C T O D E Vy				
(X-X)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"x1			
DX	132.00	0.00	0.00	-3.66	-483.49	1770.92	26.86	-2.17	0.67	27.53	2.77			
EX	126.00	7.50	945.00	3.84	483.49	1855.25	25.64	2.17	-0.67	27.81	2.77			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
SUMA xx	258.00		945.00			3626.16	52.50							
J = 13105.97														
Vy(ton)=	52.60	Vx (mt)=	7.40	Vt (mt) =	7.67	Eu y1 (mt) =	0.52	Mt y1 =	39.27					
		Lx (mt)=	15.80	Ey (mt) =	-0.27	Eu y2 (mt) =	-1.20	Mt y2 =	-74.99					
EJES	Ryi	Xi	Ryi * Xi	Xti	Ryi * Xti	Ryi*Xti^2	E F E C T O D E Vy (Ton.)			E F E C T O D E Vx				
(Y-Y)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V'y1			
5Y	72.90	0.00	0.00	-7.67	-559.26	4290.45	20.84	-1.68	3.20	24.04	2.51			
6Y	19.10	3.80	72.58	-3.87	-73.95	286.30	5.46	-0.22	0.42	5.88	0.33			
7Y	19.10	9.80	187.18	2.13	40.65	86.52	5.46	0.12	-0.23	5.58	0.18			
8Y	72.90	15.80	1151.82	8.13	592.56	4816.53	20.84	1.78	-3.39	22.62	2.66			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
SUMA yy	184.00		1411.58			9479.80	52.60							

Cuadro 3.26: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO C-SEGUNDO ENTREPISO"
(ALT. M. C/R)

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTES SISMICOS EN CADA ENTREPISO							CALCULO :				
PROYECTO : REFORZAMIENTO DEL EDIF DE MECANICA (CUERPO C)							REVISOR : VINFIN				
ENTREPISO No. : 3							FECHA : ABR / 96 HOJA No.:				
Vx(ton)=	34.70	Vy (mt)=	4.08	Yt (mt) =	3.77	Eu x1 (mt) =	0.68	Mt x1 =	33.91		
		Ly (mt)=	7.50	Ex (mt) =	0.31	Eu x2 (mt) =	-0.07	Mt x2 =	-12.63		
EJES	Rxi	Yi	Rxi * Yi	Yti	Rxi * Yti	Rxi*Yti^2	E F E C T O D E Vx (Ton.)			E F E C T O Vy	
(X-X)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'x	V"x1	V"x2	Vy total	V"x1
DX	80.00	0.00	0.00	-3.77	-301.86	1139.02	17.24	-1.19	0.44	17.69	1.45
EX	81.00	7.50	607.50	3.73	301.86	1124.96	17.46	1.19	-0.44	18.65	1.45
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA xx	161.00		607.50			2263.98	34.70				
J = 8596.58											
Vy(ton)=	34.80	Vx (mt)=	7.44	Xt (mt) =	7.57	Eu y1 (mt) =	0.66	Mt y1 =	30.12		
		Lx (mt)=	15.80	Ey (mt) =	-0.13	Eu y2 (mt) =	-0.98	Mt y2 =	-41.29		
EJES	Ryi	Xi	Ryi * Xi	Xti	Ryi * Xti	Ryi*Xti^2	E F E C T O D E Vy (Ton.)			E F E C T O Vx	
(Y-Y)	(Ton/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(mt)	(T.m/cm)	(T.m2/cm)	V'y	V"y1	V"y2	Vy total	V"y1
5'Y	47.50	0.00	0.00	-7.57	-359.50	2720.82	12.15	-1.26	1.73	13.88	1.42
6Y	20.50	3.80	77.90	-3.77	-77.25	291.11	5.25	-0.27	0.37	5.62	0.30
7Y	20.50	9.80	200.90	2.23	45.75	102.09	5.25	0.16	-0.22	5.41	0.18
8Y	47.50	15.80	750.50	8.23	391.00	3218.58	12.15	1.37	-1.88	13.52	1.54
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMA yy	136.00		1029.30			6332.60	34.80				

Cuadro 3.27: DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CORTANTE "CUERPO C- TERCER ENTREPISO"

(ALT. M. C/R)

3.5 CONCLUSIONES

1. La ubicación en planta de los muros de corte fue propuesta tomando en cuenta los siguientes aspectos:
 - Minimizar el efecto de planta alargada.
 - Diseñar y construir una cimentación en un área más concentrada.
2. Con la inclusión estratégica de las paredes de corte se ha predimensionado elementos de corta longitud, logrando de esta manera no incrementar considerablemente el peso en cada nivel del edificio. Y a la vez con esta alternativa de reforzamiento se obtiene una reducción en el coeficiente sísmico y como consecuencia menor sollicitación de fuerza sísmica; ya que la estructuración pasa a un sistema estructural con un factor de reducción por ductilidad mayor que el del sistema existente.
3. Con la alternativa de encamisado el incremento de peso sísmico es considerable, ya que se realiza en forma global y debido a que la estructuración no cambia, su coeficiente sísmico se mantiene lo que implica una mayor sollicitación de carga sísmica.
4. Desde el punto de vista de la rigidez, en ambas alternativas se logra un incremento considerable, resultando más conveniente en cuanto a distribución, la alternativa de encamisado, ya que la distribución de rigidez se realiza de una forma global y no en una forma concentrada como la que se obtiene con la inclusión de paredes de corte. Sin

embargo cuantitativamente el incremento de rigidez es mayor con la segunda alternativa.

5. Considerando el aspecto funcional, se puede concluir que ambas alternativas son factibles ya que el funcionamiento original del edificio no sufre modificación con la ejecución de alguna de estas alternativas.
6. Analizando la arquitectura, la alternativa de encamisado no modifica su configuración original, mientras que la alternativa de paredes de corte provocan una leve modificación; permitiendo de ésta manera elegir una de ellas ya que ambas son aceptables desde el punto de vista arquitectónico.
7. Una ventaja en ambos sistemas consiste en que durante el período de construcción no es necesario la evacuación completa del personal que labora en el edificio debido a que su ejecución se realiza en pequeños sectores aislados.
8. El factor económico ha sido muy determinante en la selección de la alternativa definitiva; ya que por simple deducción, podríamos concluir sin realizar un presupuesto, que la alternativa de inclusión de paredes de corte resulta más factible, debido a que esta necesita una cantidad menor de materiales, menor tiempo en su ejecución y una cantidad de mano de obra pequeña comparada con la requerida en la alternativa de encamisado, reduciendo así el costo de reforzamiento.

3.6 RECOMENDACIONES

1. Después de evaluar los aspectos funcionales, arquitectónicos, económicos, estructural y constructivo se recomienda como alternativa final de reforzamiento realizar el diseño definitivo de la alternativa de inclusión de paredes de corte por ser la más conveniente en el edificio de Ingeniería Mecánica.
2. Como consecuencia de la selección de esta alternativa se deberá estabilizar la cimentación del edificio lo que indica realizar una recimentación en aquellos puntos en que sea necesario, para lo cual proponemos cimentación ligada para lograr disipar los grandes momento de volteo.

CAPÍTULO IV

DISEÑO FINAL DE ALTERNATIVA SELECCIONADA.

4.1 DISEÑO DE MUROS DE CORTE.

A continuación se realiza el diseño de un muro propuesto y se investigan los requerimientos de refuerzo basados en las disposiciones del ACI 318-89.

ACCIONES DE DISEÑO

Las acciones de diseño son obtenidas después de realizar el análisis estructural de un marco, mayorizando las acciones internas actuales sobre el muro Para lo cual analizaremos el muro de intersección de los ejes c/6 perteneciente al cuerpo "C".

FUERZA CORTANTE ÚLTIMA

$$V_u = (1.47(-0.03)) + (1.4(14.22))$$

$$V_u = 19.95 \text{ ton}$$

FUERZA AXIAL ÚLTIMA

$$P_u = 0.75(1.47(25.8)) + (1.4(15.59)) \quad P_{adic} = 7.79 \text{ ton}$$

$$P_u = 53.08 \text{ ton}$$

MOMENTO DE VOLTEO

$$M_{base} = 0.75(1.47(5.82)^* + 1.4(30.81))$$

$$M_{base} = 38.77 \text{ ton} - m$$

* Par producido por la carga permanente que proviene de la otra dirección de análisis.

a) VERIFICACIÓN DE SI SE REQUIEREN ELEMENTOS LÍMITROFES SEGÚN ACI

Si $f_c > 0.2f_c'$ se requieren elementos limítrofes (ver sección 21.5.3.1)

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u c}{I}$$

Donde:

f_c = Esfuerzo de compresión

A_g = Área de la sección

M_u = Momento último

c = Distancia del centroide a la fibra más alejada a compresión.

I = Inercia de la sección.

$$A_g = 0.335 \text{ m}^2$$

$$I = 0.0311 \text{ m}^4$$

$$f_c = \frac{53.07}{0.335} + \frac{38.37(0.571)}{0.0311} \Rightarrow f_c = 870 \text{ ton} / \text{m}^2 = 87.02 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$0.2f'_c = 0.2(280) = 56 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c > 0.2f'_c \Rightarrow \text{Se requieren elementos limitrofes.}$$

b) REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

Según disposiciones del ACI si $V_u > 0.53A_{cv}\sqrt{f'_c}$ se requieren dos cortinas de refuerzo

(21.5.2.2)

Evaluando:

$$0.53A_{cv}\sqrt{f'_c} \quad \text{donde } A_{cv} \text{ es el área neta de la sección por cortante.}$$

$$0.53(100 \times 20)\sqrt{280} = 17.74 \text{ ton}$$

$$V_u = 19.64 \text{ ton}$$

$$V_u > 0.53A_{cv}\sqrt{f'_c} \Rightarrow \text{Dos cortinas}$$

Refuerzo horizontal y vertical requerido en el muro.

Porcentaje mínimo: $\rho_{min} = 0.0025$.

$$A_s = \rho b d = (0.0025)(20)(100)$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espaciamiento requerido usando No. 3

$$S_{req} = \frac{2(0.72)}{5} (100) = 28.8 \text{ cm}$$

pero $S_{max} = 45 \text{ cm}$ según ACI

Usar No. 3 @ 20 cms.

c) REQUERIMIENTOS DE REFUERZO POR CORTANTE

Sección 21.7.3.3 ACI 318-89

Resistencia a cortante del muro:

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (0.53 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad \text{donde } \phi = 0.6$$

$$A_{cv} = (20)(100) = 2000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_n = \frac{2(0.72)}{(20)(100)} \times \frac{100}{20} = 0.0036$$

Entonces:

$$\phi V_n = (0.60)(2000)(0.53 \sqrt{280} + 0.0036(4200)) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_n = 28.79 \text{ ton}$$

$$\phi V_n > V_u \quad \Rightarrow \quad O.K.$$

Usar No.3 @ 20 cms.

d) VERIFICACIÓN DE SUFICIENCIA DE ELEMENTOS LÍMITROFES

$$P_u = 51.15 \text{ ton}$$

Columna existente

$$\phi P_n = 0.8\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

donde $A_g = 1750 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 63.78 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.70$$

$$\phi P_n = 0.80(0.70)(0.85(210)(1750 - 63.78) + 2800(63.78))$$

$$\phi P_n = 268.6 \text{ ton}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \Rightarrow \quad O.K.$$

Diseño de elemento de borde

Cupla:

$$M = Fd \quad \Rightarrow \quad F = \frac{M_{base}}{d}$$
$$F = \frac{38.77}{0.67}$$
$$F = 57.86 \text{ ton}$$

Tensión de diseño:

$$T_u = F + T_s - P_g$$

donde:

$$T_s = \text{Tensión producida por sismo } T_s = 6.90 \text{ ton}$$

$$P_g = \text{Se obtiene por equilibrio de carga permanentes } P_g = 10.61 \text{ ton}$$

$$T_u = 57.86 + 6.90 - 10.60$$

$$T_u = 54.14 \text{ ton}$$

Acero necesario para soportar la tensión:

$$A_{st} = \frac{54.14 \times 10^3}{0.9(4200)} = 14.32 \text{ cm}^2$$

Usar 4 No.7

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.36}{30 \times 30} = 0.017$$

Verificación de suficiencia del nuevo elemento de borde:

$$\phi P_n = 0.8\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

donde:

$$A_g = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15.36 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.70 \text{ (estribos)}$$

$$\phi P_n = 0.8(0.7)(0.85(280)(900 - 15.36) + 4200(15.36))$$

$$\phi P_n = 154.03 \text{ ton} > P_u \quad \Rightarrow \quad O.K.$$

e) REQUERIMIENTOS DE REFUERZO LATERAL (CONFINAMIENTO) PARA LOS ELEMENTOS DE BORDE

Según ACI sección 21.3.2.3

$$S_{max} = \begin{cases} \frac{1}{4} \text{ menor dimension (30} \times \text{30 seccion)} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

evaluando

$$S_{max} = \frac{1}{4}(30) = 7.50 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{max} = 7.50 \text{ cm}$$

que se llamará “separación entre estribos”

$$S = 7.50 \text{ cm}$$

ÁREA TRANSVERSAL REQUERIDA

Según ACI 21.4.4.1.2 se deberá proporcionar las areas siguientes, cuando el esfuerzo de compresión (Aplastamiento) los de borde excede el $0.2f'_c$ (56 Kgs/cm^2):

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (Ec.1)$$

ó

$$A_{sh} = 0.09 \frac{sh_c f'_c}{f_{yh}} \quad (Ec.2)$$

donde:

s = separación de estribos

$h_c = 23$ cm (dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro del refuerzo confinante)

$A_{ch} = (24 \times 24) = 576$ cm² (área del núcleo del elemento incluyendo refuerzo transversal)

$f_{yh} = 4200$ kg/cm² (resistencia a la fluencia del refuerzo transversal)

Sustituyendo en Ec. 1 en función de la separación:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3(23) \left[\frac{900}{576} - 1 \right] \frac{280}{4200}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.257 \frac{cm^2}{cm}$$

Ahora en Ec. 2

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09(23) \frac{280}{4200}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.138 \text{ cm}^2$$

$$Rige \frac{A_{sh}}{s} = 0.257 \text{ cm}^2$$

Comparando alternativas

$$\text{Est. No.3 + 1 Grapa No.3} \Rightarrow s = 8.30 \text{ cm}$$

$$\text{Est. No.4} \Rightarrow s = 9.90 \text{ cm}$$

tomamos la ultima por lo el confinamiento en los elementos limitrofes será:

Estribo No.4 @ 10.0 cm

f) LONGITUD DE DESARROLLO Y DE EMPALMES REQUERIDAS

“Para varillas horizontales en el alma del muro”

Longitud requerida para empalme de varillas verticales:

$$L_e = 1.3l_d$$

Por tener espesor del alma de 20 cm, según ACI sección 21.6.4.2.a

$$l_d \geq 2.5 \left\{ \begin{array}{l} l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \\ 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Varilla No.3

calculando

$$l_{dh} = \frac{4200 \times 0.952}{17.2 \sqrt{280}}$$

$$l_{dh} = 13.89 \text{ cm}$$

$$8d_b = 8(0.952) = 7.616 \text{ cm} \Rightarrow l_{dh} = 7.62 \text{ cm}$$

comparando los valores obtenidos tendremos:

$$l_{dh} = 15 \text{ cm}$$

Ahora

$$l_d = 2.5l_{dh} = 2.5 \times 15 \text{ cm}$$

$$l_d = 37.50 \text{ cm}$$

así tenemos la longitud del empalme:

$$L_e = 1.3l_d = 1.3(37.50)$$

$$L_e = 48.75 \text{ cm}$$

Se sugiere $L_e = 50$ cm para varilla No.3

“Para varillas verticales en el alma del muro”

Longitud requerida para empalme varillas horizontales

De lo anterior tenemos:

$$l_{dh} = 15 \text{ cm}$$

para espesor de colado mayor de 30 cm ACI sección 21.6.4.2.b

$$l_d = 3.5l_{dh} = 3.5(15.0)$$

$$l_d = 52.50 \text{ cm}$$

calculando la longitud de empalme:

$$L_e = 1.3l_d = 1.3(52.50)$$

$$L_e = 68.25 \text{ cm}$$

recomendamos:

$$L_e = 70 \text{ cm}$$

Longitud de empalme de acero en el elemento límite

$$l_d \geq 3.5 \left\{ \begin{array}{l} l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \\ 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Varilla No.7

calculando

$$l_{dh} = \frac{4200 \times 2.22}{17.2 \sqrt{280}} = 32.40 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 8d_b = 8(2.22) = 17.76 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 15 \text{ cm}$$

el que rige es:

$$l_{d1} = 32.40 \text{ cm}$$

calculando la longitud de desarrollo

$$l_d = 3.5l_{d1} = 3.5(32.40)$$

$$l_d = 113.40 \text{ cm}$$

Ahora la longitud de empalme.

$$L_e = 1.3l_d = 1.3(113.40)$$

$$L_e = 147.42 \text{ cm}$$

Recomendamos:

$$L_e = 1.50 \text{ mt}$$

Ver detalle en plano en el que se presenta la sección preliminar de un muro de corte.

g) DISEÑO DE ANCLAJE

CORTANTE POR FRICCIÓN

El anclaje se diseña por el flujo de corte existente entre muro-columna

$$\tau = \frac{V_u Q}{I b_w}$$

donde:

V_u = Cortante último

Q = Momento estático

I = Inercia de la sección

b_w = Ancho del alma

$$I = 0.031 \text{ m}^4 = 0.031 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$Q = 0.04279 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$b_w = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$V_u = 19.95 \text{ ton} = 19950 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{V_u}{I/Q b_w} \Rightarrow \tau b_w = \frac{V_u}{I/Q}$$

$$\tau b_w = \frac{19950}{72.45} = 275.36 \text{ kg / cm}$$

Área requerida por cortante:

$$A_{rf} = \frac{V_u}{\phi \mu f_y}$$

donde:

A_{rf} = Área de refuerzo por cortante

ϕ = Coeficiente de reducción

μ = Coeficiente por fricción

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

entonces

$$A_{rf} = \frac{275.36}{\phi \mu f_y}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (sección 9.3.2.3 ACI)}$$

$$\mu = 1.0 \text{ (sección 11.7.4.3 ACI)}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{rf} = \frac{275.36}{(0.85)(1.0)(4200)} = 0.077 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Por lo que se puede utilizar cualquiera de las combinaciones siguientes:

1 No.4 @ 15 cm

1 No.5 @ 25 cm

1 No.6 @ 30 cm

h) REVISIÓN EN PLANO DEBIL DEL MURO.

Únicamente se considera que trabajará la columna existente por lo que se revisará su resistencia a flexocompresión, para las posibles condiciones de carga más desfavorables que pudieran desarrollarse en un sismo.

Del cuadro 4.1 se obtienen las siguientes condiciones de carga:

1) $P_u = 12.50 \text{ ton}$ $M_{ux} = 5.48 \text{ ton-m}$

2) $P_u = 59.06 \text{ ton}$ $M_{ux} = 26.05 \text{ ton-m}$

1) $P_u = 13.64 \text{ ton}$ $M_{ux} = 1.26 \text{ ton-m}$

1) $P_u = 51.72 \text{ ton}$ $M_{ux} = 5.88 \text{ ton-m}$

Chequeando las condiciones anteriores en el diagrama de interacción de la columna C2 se concluye que la sección es satisfactoria.

4.2 DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLA.

Es muy importante que los nuevos elementos estructurales, se diseñen para que trabajen, con los elementos existentes, en forma conjunta durante un sismo. En nuestro caso, debido a la inclusión de muros de corte, en algunos de los marcos, será necesario el reforzamiento de las vigas, todo para conseguir una uniformidad en rigideces, pues como estos marcos reforzados absorberán mayores cargas, todos los elementos que conforman el marco deberán ser capaces de satisfacer las solicitaciones.

Cuadro 4.1: SOLICITACIONES EN EL PLANO DEBIL DEL MURO

COLUMNA # = C / 3 : PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA												PROGRAMA: ING. VICTOR M.		
NUDD SUPERIOR (S/I): NIVEL # : No. 1 *** FUERZAS DE DISEÑO EN COLUMNAS (Vu , Pu , Mu) *** VIMFIM												CALCULO: M. H. G.		
DATOS DE SECCION												FECHA :		
Diámetro (mt) = 0.35 : FACTORES: FU1(G1)= 1.470 FU2(G2)= 1.100 FU3(G3)= 0.700 FU4(SIS)= 1.400												HOJA No. : ___/___		
Diámetro (mt) = 0.50														
Diámetro (mt) = 3.85 : SISMO : VALORES PARA DISEÑO : MONOAXIAL EQUIV. : (k/cm2) : (k/cm2) : (%) : CUANTIA:														
Pv. (T/m3) = 2.40 : XX/YY : Vux(Ton):Vuy(Ton):Pu(Ton) : Muy(T.m):Mux(T.m):Moy(T.m):Mox(T.m) : Pu/Ag : Mu/Ag.h: h=h-d/h : k (%) :														
GRAVITACIONAL X-X														
PGx(Ton) = 15.94		+/+	0.14	1.35	29.61	0.97	-3.58	0.00	4.33	16.92	4.94	0.78		
VGx(Ton) = 0.00		U2 +/-	0.14	-2.72	34.08	0.97	6.79	0.00	7.54	19.48	8.62	0.78		
MGy(T.m) SUP= 6.71		XX -/+	-0.14	1.35	59.99	13.79	-3.58	15.14	0.00	34.28	24.72	0.69		
MGy INFERIOR= 0.06		-/-	-0.14	-2.72	64.46	13.79	6.79	16.35	0.00	36.84	26.70	0.69		
SISMO X-X														
PSx(Ton) = -10.85		+/+	0.14	1.60	12.50	-1.72	-4.16	0.00	5.48	7.14	6.27	0.78		
VSx(Ton) = 0.10		U3 +/-	0.14	-2.47	16.98	-1.72	6.21	0.00	7.53	9.70	8.60	0.78		
MSy(T.m) SUP= -4.58		XX -/+	-0.14	1.60	42.88	11.11	-4.16	12.68	0.00	24.50	20.70	0.69		
MSy INFERIOR= 0.10		-/-	-0.14	-2.47	47.36	11.11	6.21	13.45	0.00	27.06	21.96	0.69		
GRAVITACIONAL Y-Y														
PGy(Ton) = 22.82		+/+	0.04	6.11	35.02	5.46	-15.68	0.00	19.88	20.01	22.72	0.78		
VGy(Ton) = -0.62		U2 -/+	-0.04	6.11	44.13	9.30	-15.68	0.00	22.84	25.22	26.10	0.78		
MGx(T.m) SUP= 1.46		YY +/-	0.04	-7.47	49.94	5.46	18.90	0.00	23.09	28.54	26.39	0.78		
MGx INFERIOR= -0.60		-/-	-0.04	-7.47	59.06	9.30	18.90	0.00	26.05	33.75	29.78	0.78		
SISMO Y-Y														
PSy(Ton) = -5.33		+/+	0.04	6.36	17.91	2.77	-16.27	0.00	18.40	10.24	21.03	0.78		
VSy(Ton) = 4.85		U3 -/+	-0.04	6.36	27.03	6.62	-16.27	0.00	21.36	15.44	24.41	0.78		
MSx(T.m) SUP= -12.35		YY +/-	0.04	-7.22	32.84	2.77	18.31	0.00	20.45	18.76	23.37	0.78		
MSx INFERIOR= 3.67		-/-	-0.04	-7.22	41.95	6.62	18.31	0.00	23.40	23.97	26.75	0.78		
SOBREPESO = 4.00														
Suma PG = 42.76		U1(D+L)	0.00	-0.91	62.86	9.86	2.15	10.67	0.00	35.92	17.42	0.69		
NUDD INFERIOR														
DATOS DE SECCION												SISMO : VALORES PARA DISEÑO : MONOAXIAL EQUIV. : (k/cm2) : (k/cm2) : (%) : CUANTIA:		
Diámetro (mt) = 0.35 : XX/YY : Vux(Ton):Vuy(Ton):Pu(Ton) : Muy(T.m):Mux(T.m):Moy(T.m):Mox(T.m) : Pu/Ag : Mu/Ag.h: h=h-d/h : k (%) :														
Diámetro (mt) = 0.50														
Diámetro (mt) = 3.85														
Pv. (T/m3) = 2.40 : U2 +/-														
GRAVITACIONAL X-X : XX -/+														
PGx(Ton) = 15.94		-/-	-0.14	-2.72	66.24	-0.07	-2.20	0.00	2.26	37.85	2.58	0.78		
VGx(Ton) = 0.00														
MGy(T.m) = 0.06		+/+	0.14	1.60	13.64	0.18	1.12	0.00	1.26	7.79	1.44	0.78		
SISMO X-X : U3 +/-														
PSx(Ton) = -10.85		XX -/+	-0.14	1.60	44.02	-0.10	1.12	0.00	1.20	25.15	1.37	0.78		
VSx(Ton) = 0.10		-/-	-0.14	-2.47	48.49	-0.10	-1.96	0.00	2.04	27.71	2.33	0.78		
MSy(T.m) = 0.10														
GRAVITACIONAL Y-Y														
PGy(Ton) = 22.82		U2 -/+	-0.04	6.11	45.91	0.02	4.48	0.00	4.50	26.23	5.14	0.78		
VGy(Ton) = -0.62		YY +/-	0.04	-7.47	51.72	0.11	-5.80	0.00	5.88	29.55	6.72	0.78		
MGx(T.m) = -0.60		-/-	-0.04	-7.47	60.83	0.02	-5.80	0.00	5.82	34.76	6.65	0.78		
SISMO Y-Y														
PSy(Ton) = -5.33		+/+	0.04	6.36	19.04	0.08	4.72	0.00	4.78	10.88	5.47	0.78		
VSy(Ton) = 4.85		U3 -/+	-0.04	6.36	28.16	0.00	4.72	0.00	4.72	16.09	5.39	0.78		
MSx(T.m) = 3.67		YY +/-	0.04	-7.22	33.97	0.08	-5.56	0.00	5.62	19.41	6.43	0.78		
SOBREPESO = 4.00		-/-	-0.04	-7.22	43.08	0.00	-5.56	0.00	5.56	24.62	6.35	0.78		
Peso col. = 1.62														
Suma PG = 44.38		U1(D+L)	0.00	-0.91	65.23	0.09	-0.88	0.00	0.95	37.28	1.09	0.78		

Por esta razón deberán uniformizarse criterios para diseñar las vigas de acople que requiere el nuevo sistema, vigas que estarán directamente relacionadas en su sección a los muros de corte.

Se les llama vigas de acople por ser las encargadas de lograr una unidad entre los muros de corte entre sí y el marco existente, obteniéndose una ligadura segura en el extremo superior de los muros que se encuentran en una crujía.

Deberá determinarse las nuevas dimensiones de la viga, así como el refuerzo que requerirá para compensar al ya existente, todo según los lineamientos que expresa el ACI en los capítulos 11, 12, 21 y cualquier otro relacionado.

4.2.1 Dimensionamiento de la viga.

De aquí en adelante utilizaremos como ejemplo la siguiente:

Eje 1 Nivel 1 Viga B-C

Sección original 25 x 75

i) Ancho:

Tenemos que el elemento de apoyo de esta viga será el elemento de borde del muro el cual tiene una sección de 35 x 30.

Por otro lado el ACI establece que el ancho de la viga no será mayor que el apoyo, lo que obliga a utilizar un ancho de 30 cm, lo que constituye un incremento de 10 cm. en el ancho de la viga existente.

$$b = 35 \text{ cm.}$$

ii) Alto o Peralte.

Según ACI sección 21.3.11 define que:

$$\frac{h}{b} \geq 0.3 \Rightarrow h \geq 0.3 \times b$$

$$h \geq 1.05$$

$$\therefore h = 1.00 \text{ mt.}$$

lo que indica un incremento de 25 cm. en la sección original de la viga.

Ahora verificando el claro libre mínimo (l_c).

$$l_c \geq 4d \quad (\text{sección 21.3.1.2})$$

$$5.60 \geq 4(1.00 - 0.06)$$

$$5.60 \geq 3.76 \quad \text{ok.}$$

Por lo que tendremos una sección de 30 x 100

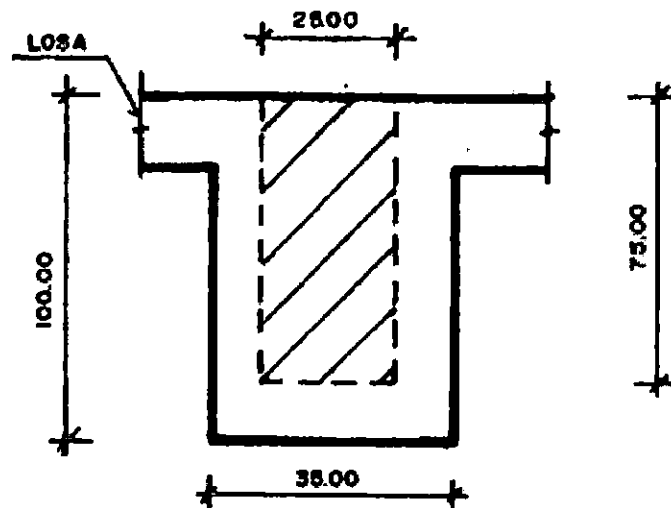


Figura 4.1: Sección de viga de acople.

A la que a continuación se le diseñará su respectivo acero longitudinal y transversal siendo necesario revisar el elemento tanto a flexión, torsión, cortante y fricción por ser un encamisado el que se va a ejecutar en este elemento.

4.2.2 Refuerzo Longitudinal en la viga.

Ante todo se deben establecer las características de los materiales a utilizar.

$$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

El detallado del refuerzo longitudinal consiste en la determinación de la disposición de las barras de acero utilizadas para el armado del elemento, con el fin de lograr un buen comportamiento dúctil. Con el fin de asegurar dicho comportamiento el Reglamento ACI 318-89 limita el porcentaje de refuerzo a valores que varían del correspondiente a la condición balanceada y teniendo como mínimo el porcentaje limitante de $\rho = 0.025$ que esta basado principalmente en condiciones de congestionamiento del acero e indirectamente es esfuerzos limitantes de cortante en los traveses de proporciones comunes.

El porcentaje de refuerzo mínimo establecido por el ACI no deberá ser menor que el obtenido por la expresión:

$$\rho = \frac{14}{f_y} \text{ (sección 10.5.1)}$$

Al menos deberán disponerse las varillas de refuerzo en el lecho superior como en el lecho inferior, esto con fines constructivos mas que los requisitos de comportamiento.

Es muy usual que la cantidad de acero mínima obtenida con las dimensiones de la viga y el ρ_{\min} sean dispuestos como acero corrido en cualquiera o ambos lechos. Por lo que el uso de bastones será para que éstos absorban el remanente de los momentos positivos y negativos en la viga cuando el acero corrido (mínimo en muchas ocasiones) no sea capaz de cubrir todas las sollicitaciones de carga en la viga.

Para realizar el diseño de la viga se utilizó un programa con el que se determina la envolvente de momentos con todas las combinaciones de carga establecidas por el ACI, la cual es útil para la revisión de requisitos de anclaje de acuerdo a las disposiciones del capítulo 12 del ACI.

A manera de ilustración se realiza el diseño del refuerzo longitudinal de la viga B-C Eje 1 Nivel 1 (ver detalle en plano).

Tendremos:

$$\rho = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Acero mínimo:

$$\begin{aligned} A_{min} &= \rho_{min} b d \\ A_{min} &= 0.0033(35)(94) \\ A_{min} &= 10.86 \\ \therefore A_{min} &= 10.86 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Acero Requerido en la Viga de Acople.

Ante todo debemos tomar en cuenta el A_s existente en la viga evitar el efecto “viga fuerte - columna debil”, para lo cual transformaremos el A_s existente con $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ a $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ utilizando un factor de 0.5 en la conversión, a la vez se usará solo el acero corrido.

Lecho Superior:

$$A_s \text{ existente} = 2 \text{ No } 8 = 10.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ equivalente} = 5.07 \text{ cm}^2.$$

Lecho Inferior:

$$A_s \text{ existente} = 2 \text{ No } 8 = 10.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ equivalente} = 5.07 \text{ cm}^2.$$

Pero debido a que se está incrementando la sección de $h = 75 \text{ cm}$ a $h = 100 \text{ cm}$, el A_s existente como lecho inferior ya no cumple con $d = 92 \text{ cm}$ por lo que el A_s de lecho inferior se agregará en totalidad. Vea fig. 4.2.

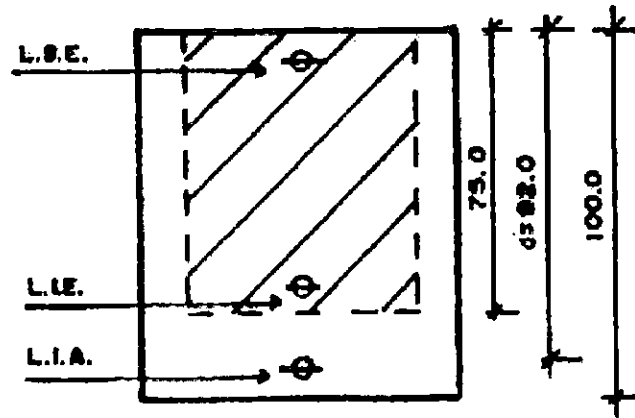


Figura 4.2: Lechos de refuerzo.
 L.S.E. = Lecho superior existente a complementar.
 L.I.E. = Lecho inferior existente no se tomará en cuenta.
 L.I.A. = Lecho inferior a agregar.

Una vez dibujada la envolvente de todas las solicitaciones en la viga (Cuadro 4.2 y figura 4.3), podemos iniciar el cálculo de A_s que la viga requiere.

Acero Corrido.

Lecho superior: Usando 2 No 7

$$A_{s\text{ corrido}} = 5.07 + 7.74 = 12.81$$

$$M_{(-)} = 0.9(4200)(12.81)(0.9)(92) = 40.09 \text{ ton} - \text{mt} \quad (\text{Requiere baston})$$

Lecho inferior: Usando 2 No 8

$$A_{s\text{ corrido}} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{(-)} = 31.74 \text{ ton} - \text{mt} \quad (\text{Requiere baston})$$

Cuadro 4.2: SOLICITACION DE VIGA DE ACOPLER "EJEI + TRAMO B-C + PRIMER NIVEL"

PROYECTO: REFORZAMIENTO EDIF. INGENIERIA MECANICA ; CALCULO : M. H. G.
 ***** DISEÑO DE VIGAS (C/R) ***** ENVOLVENTE DE MOMENTOS ***** VINFIM ; FECHA : JUNIO/96 HOJA No. ___/___

NIVEL No. : 1 EJE No.: 1 Y 8 VIGA No.: 1 SECCION: 35 X 100 MODELO DE CARGAS

Ancho columna(a1) =	1.200 mt.	Ancho columna(a2) =	1.200 mt.	FACTORES DE DISEÑO			
W(ton/m) =	1.40	MG1(T.m)=	12.80	b (cm) =	35.000	G1=	1.470
L (mt) =	6.87	MG2(T.m)=	-12.97	d (cm) =	90.000	G2=	1.100
P (ton) =	10.07	MS1(T.m)=	-55.56	fc(K/cm2)=	280.00	G3=	0.700
Li (mt) =	3.44	MS2(T.m)=	-56.51	fy(K/cm2)=	4200.00	SISMO=	1.400

MOMENTOS DE SERVICIO : MG y MS (Ton-mt)

x(mt)	0.00	0.60	1.31	2.02	2.73	3.44	4.14	4.85	5.56	6.27	6.87
Z=x-Li	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.71	1.42	2.13	2.84	3.44
MG(T.mt)	-12.80	-7.16	-1.15	4.16	8.77	12.67	8.73	4.09	-1.25	-7.30	-12.97
MS(T.mt)	55.56	45.77	34.21	22.65	11.09	-0.48	-12.04	-23.60	-35.16	-46.72	-56.51

CONDICION : MOMENTOS DE DISEÑO : Mu (Ton-mt)

G1	-18.82	-10.53	-1.69	6.12	12.89	18.62	12.84	6.01	-1.84	-10.73	-19.07
G2+SISMO	63.70	56.20	46.63	36.29	25.17	13.27	-7.25	-28.54	-50.60	-73.44	-93.38
G2-SISMO	-91.86	-71.96	-49.16	-27.13	-5.88	14.60	26.46	37.54	47.85	57.38	64.85
G3+SISMO	68.82	59.07	47.09	34.62	21.66	8.20	-10.74	-30.17	-50.10	-70.52	-88.19
G3-SISMO	-86.74	-69.09	-49.70	-28.80	-9.38	9.53	22.96	35.90	48.35	60.30	70.04
Mu max(-)	-91.86	-71.96	-49.16	-28.80	-9.38	8.20	-10.74	-30.17	-50.60	-73.44	-93.38
Mu max(+)	68.82	59.07	47.09	36.29	25.17	18.62	26.46	37.54	48.35	60.30	70.04

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

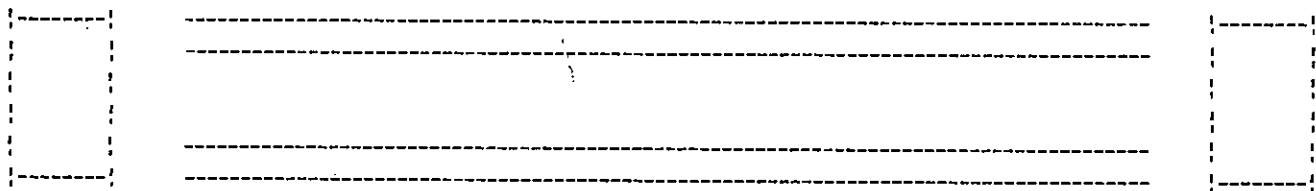
LECHO SUPERIOR Mu(-) : As min.(14bd/fy)= 10.50 As corr(As max/3)= 7.69 As max.(0.025bd)= 78.75 cm2.

As nec.	0.0093	0.0072	0.0048	0.0028	0.0009	0.0000	0.0010	0.0029	0.0049	0.0073	0.0095
As nec.	29.43	22.58	15.09	8.68	2.78	0.00	3.19	9.10	15.55	23.08	29.96
As prop.											
tMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

LECHO INFERIOR Mu(+) : As min.(14bd/fy)= 10.50 As corr(As max/3)= 6.24 As max.(0.025bd)= 78.75 cm2.

As nec.	0.0068	0.0058	0.0046	0.0035	0.0024	0.0018	0.0025	0.0036	0.0047	0.0059	0.0070
As nec.	21.53	18.30	14.43	11.01	7.56	5.56	7.95	11.40	14.83	18.71	21.93
As prop.											
tMn(t.m)		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	

DETALLADO :



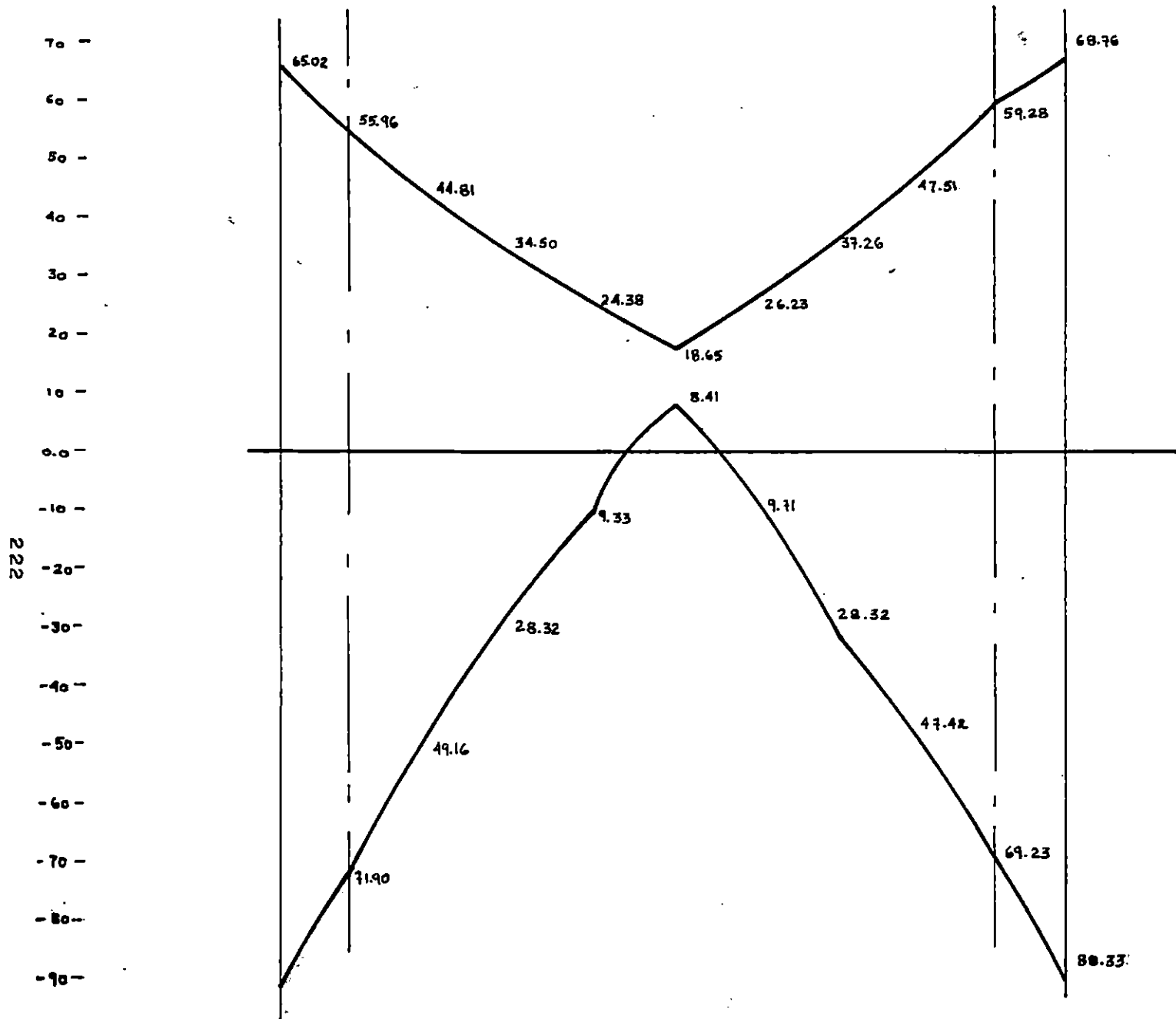


FIG.4.3: DIAGRAMA DE ENVOLVENTE MOMENTO FLEXIONANTE
 VIGA DE ACOPLE "EJE I + TRAMO B-C + PRIMER NIVEL"

Acero Bastoneado.

Lecho superior:

i) Extremo izquierdo.

$$\text{Si } M_{U(-)} = 71.96 \text{ ton} - \text{mt} \quad \text{necesita } A_s = 22.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ pendiente}} = 22.60 - 12.81 = 9.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Usar 2 No 8}$$

ii) Extremo derecho.

$$\text{Si } M_{U(-)} = 73.44 \text{ ton} - \text{mt} \quad \text{necesita } A_s = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ pendiente}} = 23.08 - 12.81 = 10.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Usar 2 No 8}$$

Lecho inferior:

i) Extremo izquierdo.

$$\text{Si } M_{U(-)} = 59.07 \text{ ton} - \text{mt} \quad \text{necesita } A_s = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ pendiente}} = 18.30 - 10.14 = 8.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Usar 2 No 8}$$

ii) Extremo derecho.

$$\text{Si } M_{U(-)} = 60.30 \text{ ton} - \text{mt} \quad \text{necesita } A_s = 18.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ pendiente}} = 18.71 - 10.14 = 8.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Usar 2 No 8}$$

Longitud de bastones.

Lecho superior.

Para varillas No 8

$$L_B = \text{mayor de} \begin{cases} x + d = 1.02 + 0.92 = 2.0 \text{ mt} \Rightarrow \text{Rige} \\ x + 12d_b = 1.02 + 0.305 = 1.35 \text{ mt} \\ l_d = 1.297 \cong 1.30 \text{ mt} \end{cases}$$

$$\therefore L_B = 2.0 \text{ mt.}$$

Lecho inferior.

Para varillas No 8

$$L_B = \text{mayor de} \begin{cases} x + d = 1.77 + 0.92 = 2.70 \text{ mt} \Rightarrow \text{Rige} \\ x + 12d_b = 1.77 + 0.305 = 2.10 \text{ mt} \\ l_d = 0.927 \cong 1.00 \text{ mt} \end{cases}$$

$\therefore L_B = 2.70 \text{ mt.}$

Refuerzo Transversal.

Cálculo de momentos plásticos:

$$a = \frac{1.25 f_y A_s}{0.85 f'_c b}$$

$$M_p = 1.25 f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$



Figura 4.4: Momentos plásticos.

Sismo de izquierda a derecha:

$$a_{(+)} = 12.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_{p(+)} = 91.15 \text{ ton} - \text{m}$$

$$a_{(-)} = 14.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_{p(-)} = 102.13 \text{ ton} - \text{m}$$

Sismo de derecha a izquierda:

$$a_{(+)} = 12.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_{p(+)} = 91.15 \text{ ton} - \text{m}$$

$$a_{(-)} = 14.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_{p(-)} = 102.13 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo de reacciones:

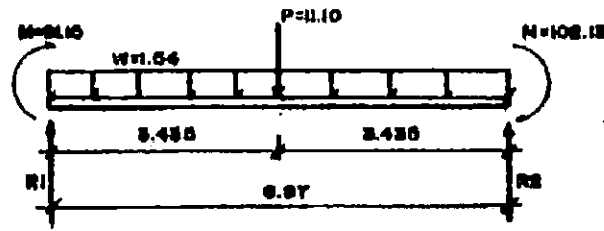


Figura 4.5: Reacciones en vigas.

$$\sum M_1 = 0:$$

$$-91.15 - 102.13 - 11.10(3.435) - \frac{(1.54)(6.87)^2}{2} + 6.87R_2 = 0$$

$$R_2 = 38.97 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0:$$

$$R_1 = -17.29 \text{ ton}$$

$$V_{crit} = 38.97 - 1.54(0.92) = 37.6 \text{ ton}$$

4.2.3 Refuerzo Transversal en la viga.

El refuerzo transversal consiste en la colocación de estribos cerrados, con ganchos de 135° y una prolongación de $6d_b$ (diámetro de la varilla utilizada para estribo), distribuidos a lo largo del elemento presentando confinamiento (menor separación) en los tramos medidos a partir de los paños de los apoyos a una distancia igual al doble del peralte del miembro ($2h$), por ser estos, los puntos donde se dan los efectos de cortantes más críticos.

Para el diseño del refuerzo transversal se determinará el cortante crítico, el cual se da a una distancia igual al peralte efectivo (d), medido a partir del rostro del elemento de apoyo, ante lo cual deberá haber sido calculado previamente los momentos plásticos en los rostros de las columnas y a través de las áreas de acero (para resistir flexión) y de las cargas

en el elemento analizado, por medio de un equilibrio estático y tomando en cuenta las disposiciones del ACI en lo referente a cortante por fricción, establecidas en la sección 11.7 se procede a calcular los estribos necesarios.

Como la sección a diseñar *no es monolítica* por tener que unir concreto antiguo con concreto nuevo, que constituirá un encamisado de tres caras, se originará un plano potencial de falla en la parte inferior del elemento, lo cual debe ser previsto por medio de los estribos a fricción, siempre y cuando se tenga presente las disposiciones de espaciamiento dispuestas en la sección 21.3.3 del ACI.

Analizando la viga 1 Tramo B-C , Primer Nivel tendremos:

- Refuerzo de Corte-Fricción

Para resistir transferencia de corte directo

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

donde $\mu = 1.4$ (se considera sección monolítica)

Flujo de corte

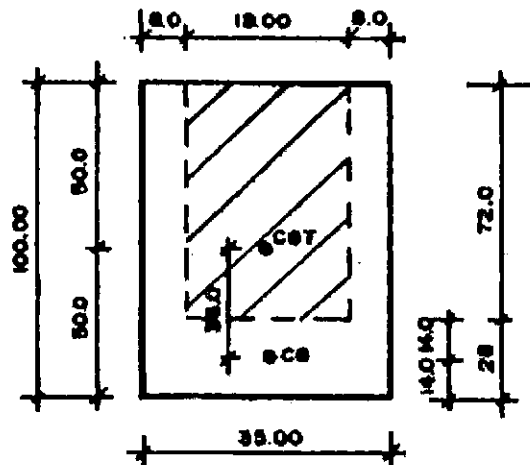


Figura 4.6: Flujo de corte en viga.

$$\tau_{bw} = \frac{VQ}{I}$$

$$Q = (28)(16)(36) = 16128$$

$$I = \frac{1}{12}(35)(100)^3 = 2916666.67$$

$$\tau_{bw} = \frac{(37.6 \times 10^3)(16128)}{2916666.67} = 207.91$$

$$\frac{A_{vf}}{s} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

$$\frac{A_{vf}}{s} = \frac{207.91}{0.85(4200)(1.4)} = 0.042 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

No3 @ 33.80 cm

Ahora según ACI sección 21.3.3, se determina la separación máxima de estribos:

$$S_{max} = \text{menor de} \begin{cases} d/4 = 92/4 = 23.50 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \\ 8d_{bm} = 8(2.22) = 17.76 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm} \\ 24d_{be} = 24(0.95) = 22.80 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore S_{max} = 15 \text{ cm}$$

donde:

d_{bm} = Varilla longitudinal de menor diametro.

En neutro caso tenemos varilla No7 $d_m = 2.22 \text{ cm}$

d_{be} = Diametro de la varilla de estribo.

Usando No.3 $d_{be} = 0.95 \text{ cm}$

De la comparación entre separación por fricción y separación máxima

$$S_{max} = 15 \text{ cm}$$

Por lo que tendremos a lo largo de todo el elemento

Usar estribo No.3 @ 15 cm.

- Revisión por Torsión de la Viga de Borde

Usando como ejemplo la misma viga, Eje 1, tramo B-C, Primer Nivel.

1. Determinación " M_T " en la viga que por ser parte de una estructura indeterminada en la que puede ocurrir una redistribución de fuerzas.

Momentos de empotramiento en la viga secundaria:

$$M_E = \frac{w_u l^2}{12} = \frac{6.12(6)^2}{12} = 18.36 \text{ ton} - m$$

$$M_T = \frac{M_E}{2} = \frac{18.36}{2} = 9.18 \text{ ton} - m$$

2. Verificación si debe considerarse torsión.

$$\text{si } T_u > \phi 0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \quad (\text{sección 11.6.1 del ACI})$$

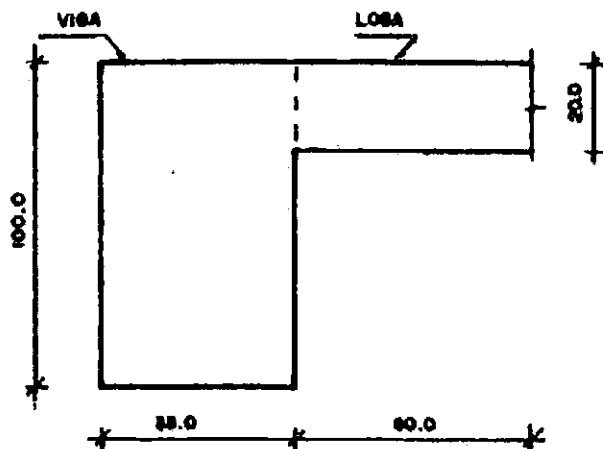


Figura 4.7: Sección para cálculo de $\sum x^2 y$.

$$\sum x^2 y = (35)^2 (100) + (20)^2$$

$$\sum x^2 y = 146500$$

$$\phi 0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y = 0.85(0.13 \sqrt{280}(146500)) = 2.71 \text{ ton} - m$$

$$T_u > \phi 0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \quad \Rightarrow \quad \text{Debe considerarse Torsión.}$$

Determinación T_u de diseño. Si $T_{u\max}$ según ACI (Sección 11.6.3):

$$T_{u\max} = \phi \left(1.1 \sqrt{f'_c} \sum \frac{x^2 y}{3} \right)$$

$$T_{u\max} = \phi \left(1.1 \sqrt{280} (146500/3) \right)$$

$$T_{u\max} = 7.64 \text{ ton} - \text{m}$$

$T_u > T_{u\max} \therefore$ Se diseña para $T_{u\max}$

3. Usando el momento torsor restringido $T_u = 7.64 \text{ ton-m}$ aplicado a ambos lados del punto central.

$$M = 2 T_{u\max}$$

$$M = 2 \times 7.64 = 15.28 \text{ ton-m}$$

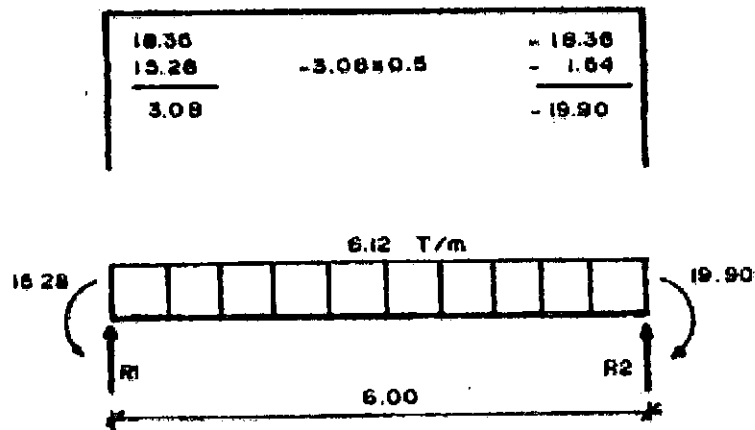


Figura 4.8: Corrección del momento torsor.

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow -19.9 + 15.28 + 6.12(6)(3) - R_1(6) = 0$$

$$R_1 = 17.59 \text{ ton}$$

Carga sobre viga de borde:

$$w = 1.4 \text{ ton/m}$$

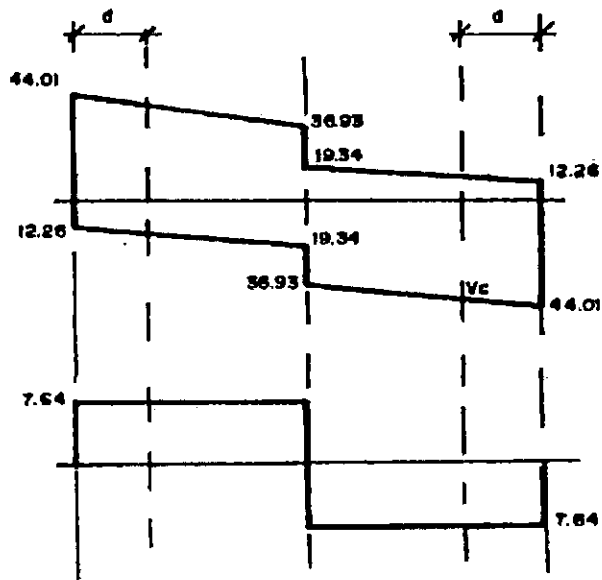


Figura 4.9: Diagrama de cortante y torsor.

- Diseño de los Estribos por Torsion

Asumir ϕ 3/8

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(T_u - \phi T_c)}{\phi f_y \alpha_r x_1 y_1}$$

$$T_u = 7.64 \text{ ton} - m$$

$$\phi = 0.85$$

$$x_1 = 35 - 2(4) - 0.95 = 26.05$$

$$y_1 = 100 - 2(4) - 0.95 = 91.05$$

$$\alpha_r = 0.66 + 0.33(y_1/x_1) \leq 1.5$$

$$\alpha_r = 1.81 \leq 1.5 \Rightarrow \alpha_r = 1.5$$

$$T_c = \frac{0.2\sqrt{f'_c} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4V_u}{C_r T_u}\right)^2}}$$

$$C_r = \frac{b_w d}{\sum x^2 y} = 0.0226$$

$$T_c = 348 \text{ ton} - m$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{7.64 \times 10^5 - 0.85(3.59 \times 10^5)}{0.85(4200)(1.5)(26.05)(91.05)}$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.037 \text{ cm}^2 / \text{cm} / \text{ramal}$$

- Determinación de Estribos por Corte

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + \left(2.5C_r \frac{T_u}{V_u}\right)^2}}$$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{280}(35)(92)}{\sqrt{1 + \left(2.5(0.0226) \frac{7.64 \times 10^5}{41.62 \times 10^3}\right)^2}}$$

$$V_c = 20.11 \text{ ton}$$

$$\frac{A_y}{s} = \frac{V_s}{f_y d}$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c \quad \Rightarrow \quad V_s = 28.86 \text{ ton}$$

$$\frac{A_y}{s} = 0.075$$

$$\frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 0.148 \text{ cm}^2 / \text{cm} / \text{dos ramas}$$

Est. No.3 @ 10 cm

VERIFICANDO SEPARACIÓN MÁXIMA

$$S_{max} = \text{menor de} \begin{cases} \frac{x_1 + y_1}{4} = 29.28 & \Rightarrow 25 \text{ cm} \\ \frac{d}{4} = 23.0 & \Rightarrow 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} & \Rightarrow 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar No.3 @ 10 cm

Verificando Separación de Estribos en el Centro del Claro.

V_c = En el centro del claro

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{280}(35)(92)}{\sqrt{1 + \left(2.5(0.0226)\frac{7.64 \times 10^5}{36.93 \times 10^3}\right)^2}} = 18.86 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{36.93 \times 10^3}{0.85} - 18.86 \times 10^3$$

$$V_s = 24.59 \text{ ton}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{22.39 \times 10^3}{4200(92)} = 0.064$$

T_c en el centro del claro

$$T_c = \frac{0.2\sqrt{280}(146500)}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4(36.93 \times 10^3)}{0.0226(7.64 \times 10^5)}\right)^2}} = 3.68 \text{ ton} - m$$

$$T_s = 7.64 - 0.85(3.68) = 4.51 \text{ ton} - m$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{4.51 \times 10^5}{4200(0.85)(1.5)(26.05)(91.05)}$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.036 \text{ cm}^2 / \text{cm} / \text{rama}$$

$$\frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 0.135 \text{ cm}^2 / \text{cm} / 2 \text{ ramas}$$

Usar No.3 @ 10 cm todo.

REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSIÓN

$$A_L = 2A_t \frac{x_1 + y_1}{s}$$

$$A_L = 2(0.37) \left(\frac{26.05 + 91.05}{10} \right)$$

$$A_L = 8.66 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \left[\frac{28xs}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3C_t}} \right) - 2A_t \right] \frac{x_1 + y_1}{s}$$

$$A_t = \left[\frac{28(35)(10)}{4200} \left(\frac{7.64 \times 10^5}{7.64 \times 10^5 + \frac{41.62 \times 10^3}{3(0.0226)}} \right) - 0.74 \right] 11.71$$

$$A_t = 6.53 \text{ cm}^2$$

Colocar $A_L = 8.66 \text{ cm}^2$

Usar 4 No.4

- De lo anterior concluimos:

- Refuerzo longitudinal por torsión: 4 No.4

que se dispondrá en 2 No.4 en cada cara.

- Refuerzo transversal: No.3

Según fricción No.3 @ 15 cm.

Según cortante y torsión No.3 @ 10 cm.

∴ Usar estribo No.3 @ 10 cm.

Ver detallado final en plano.

4.3 CIMENTACIÓN

4.3.1 GENERALIDADES

El principal objetivo de la cimentación durante la ocurrencia de un sismo, es transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

Para elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación es necesario seguir los siguientes pasos:

1. Estudio de cargas, efectuando un análisis cuidadoso y lo más real posible.
2. Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación.
3. Preparación de varias soluciones posibles de cimentación.

En general, para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los mismos lineamientos que se recomiendan para la superestructura tales como simetría, regularidad y distribución uniforme, para así lograr un buen comportamiento ante sismos.

Entre las cimentaciones más comúnmente usadas se tienen las siguientes (no queriendo decir que no existan otros tipos de cimentaciones; ya que hay una variedad de cimentaciones especiales e incluso combinaciones entre diversos tipos de ellas):

- a) Cimentación aislada.
- b) Cimentaciones corridas.
- c) Cimentaciones combinadas.
- d) Cimentaciones ligadas.
- e) Losas de cimentación.

f) Cimentaciones con pilotes.

Debido a que el reforzamiento del edificio de Ingeniería Mecánica se ha realizado con la adición de muros, la mayor parte de cargas laterales es absorbida por éstos ocasionando momentos de volteo considerables los cuales hacen difícil la estabilización con el uso de cimentaciones aisladas por lo que se consideró la alternativa de usar cimentación ligada. (viga de fundación).

La primera etapa en el diseño de la cimentación es determinar el área de la cimentación requerida, basada en la capacidad admisible de carga del suelo y en las cargas de servicio.

Ya determinada el área de la cimentación, ésta es diseñada para desarrollar la resistencia necesaria a cortante, flexión; garantizando a la vez una buena transmisión de las cargas de la superestructura a la cimentación. Las cargas son factorizadas y el método de diseño por resistencia última es utilizado, obedeciendo todas las disposiciones del ACI 318-89.

4.3.2 Diseño.

Diseño de Viga de Fundación Eje 1, Tramo B-C.

A. Refuerzo por flexión

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad s = 30 \times 100$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

-Refuerzo Mínimo

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \Rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$A_{S_{(min)}} = \rho_{min} b d$$

$$A_{S_{(min)}} = (0.0033)(30)(90) \Rightarrow A_{S_{(min)}} = 9.00 \text{ cm}^2$$

-Acero Corrido

Se proponen usar 2 varillas No 8 en lecho superior e inferior.

$$A_{s \text{ corr}} = 10.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = 0.00375$$

Capacidad de refuerzo corrido.

$$\phi M_n = \phi w f_c' (1 - 0.59w)(b d^2)$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f_c'} = 0.0563$$

$$\phi M_n = 0.9(0.0563)(280)(1 - 0.59(0.0563))(30(90)^2)$$

$$\phi M_n = 33.33 \text{ Ton} - \text{m}$$

i- Diseño de Refuerzo para $Mu_{(-)} = 58.10 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Suponiendo que $(d - a / 2) \cong 0.9d$

$$A_s = \frac{58.10 \times 10^5}{(0.9)(4200)(0.9)(90)} \Rightarrow A_s = 18.98 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{18.98(4200)}{0.85(280)(30)} \Rightarrow a = 11.16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{58.10 \times 10^5}{(0.9)(5200) \left(70 - \frac{11.16}{2} \right)} \Rightarrow A_s = 18.21 \text{ cm}^2$$

Por disponer de refuerzo corrido el remanente del área necesaria para cubrir el

$Mu_{(-)} = 58.10 \text{ Ton-m}$.

$$A_{sR} = 18.21 - 10.14 \Rightarrow A_{sR} = 8.07 \text{ cm}^2 \quad \therefore \quad \text{Usar 2 No 8}$$

Estas varillas se desarrollarán en toda la longitud de la viga ya que hay presencia de momentos del mismo orden en toda la longitud.

ii- Diseño de Refuerzo para $Mu_{(+)} = 40.20 \text{ ton-m}$

$$a = 7.72 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.35 \text{ cm}^2$$

Acero remanente

$$A_{sr} = 12.35 - 10.14 = 2.21$$

Usar 1 No 6 en Bastón.

Longitud a partir del rostro

$$L_B = \text{la mayor de} \begin{cases} x + d = 1.0 + 0.9 = 1.90 \text{ mt} \Rightarrow \text{Rige} \\ x + 12d_b = 1.0 + 0.23 = 1.23 \text{ mt} \\ l_d = 0.973 \approx 1.0 \text{ mt} \end{cases}$$

$$\therefore L_B = 1.90 \text{ mt}$$

B. Revisión por Cortante.

$$V_{crit} = 24.50 \text{ ton}$$

Capacidad del concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{(280)} (30)(90) \Rightarrow V_c = 23.95 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 20.36 \text{ ton}$$

Como la capacidad del concreto es muy cercana a V_{crit} . Utilizar estribos mínimos.

Proponiendo estribos No 3 @ 20 cm.

Revisando capacidad a cortante de la sección:

$$\phi V_y = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_r f_y d}{S}$$

$$\phi V_s = \frac{0.85(1.42)(42000)(90)}{20} \Rightarrow \phi V_s = 22.81 \text{ cm.}$$

$$\phi V_U = \phi V_c + \phi V_s \Rightarrow \phi V_U = 20.36 + 22.81$$

$$\phi V_U = 43.17 \text{ ton} > V_{crit} \quad \text{ok.}$$

C. Diseño de la Losa de Cimentación.

i. Dirección Transversal

$$M = \frac{wl^2}{2}$$

$$M = \frac{(25.2)(0.35)^2}{2}$$

$$M_U = 1.54 \text{ ton} - m$$

Acero de Refuerzo.

$$A_s = \frac{M_U}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 2.0 \text{ cm}^2 / \text{cm}, A_{smin} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Usar No4 @15 cm.

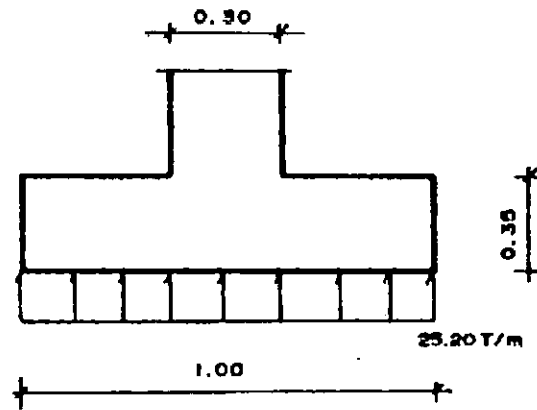


Figura 4.10: Presión en zapata.

Revisión por cortante.

A distancia d :

$$V_{crit} = wl_c \Rightarrow V_{crit} = 25.2 (0.14) = 3.53 \text{ ton}$$

Contribución del Concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c'} b d$$

$$V_c = (0.53\sqrt{f_c'} b d)$$

$$V_c = (0.53\sqrt{280}(100)(21)) \Rightarrow \phi V_c = 18.62 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u \text{ ok.}$$

No requiere refuerzo por cortante.

ii. Dirección Longitudinal

El refuerzo se proporcionará por temperatura.

$$\rho = 0.0018$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \Rightarrow A_s = \rho b d$$

$$A_{Stemp} = 0.0018 b d$$

$$A_{Stemp} = 0.0018(100)(21)$$

$$A_{Stemp} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Usar No.3 @ 15 cm.

Además en caras laterales de la viga :

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025(30)(90) = 6.75 \text{ cm}^2$$

Usar 2 No 4 en cada claro.

Ver detalle en plano de fundación.

4.4 ESPECIFICACIONES (MATERIALES DE REPARACIÓN).

4.4.1 Consideraciones Generales.

La reparación de estructuras de concreto reforzado necesita materiales adecuados para el resane de grietas y la sustitución de morteros y concretos dañados, que sean capaces de alcanzar rápidamente su resistencia y mantener su adherencia indefinidamente. En combinación, también se requiere acero de refuerzo, placas y perfiles metálicos, soldadura y conectores mecánicos.

Algunos productos se comercializan ya dosificados y con instrucciones precisas para su aplicación. Cuando no sea así, será necesario respaldar su uso con pruebas de laboratorio.

En la elección de los materiales de una reparación debe procurarse que exista compatibilidad entre sus resistencia y rigidez y la de los materiales originales.

4.4.2 Resinas.

Las resinas se emplean por lo general en la inyección de grietas en concreto de menos de 0.5mm de ancho, o bien como pegamento para unir elementos metálicos al concreto.

Estos materiales son por lo general sistemas compuestos por una resina (epoxi, poliéster, acrílico, etc.) y su endurecedor, ambos en forma líquida y sólida. Una vez mezclados, el endurecimiento se produce después de unos cuantos minutos, lapso que debe ser aprovechado para su aplicación. La resistencia final se alcanza en unas cuantas horas. Para la preparación y el empleo de las resinas deben seguirse las instrucciones específicas por el fabricante.

Las propiedades más relevantes de las resinas es su excelente capacidad adhesiva; alta resistencia y dureza, resistencia a los ácidos, álcalis y solventes; baja contracción y gran

durabilidad. Su principal inconveniente es su baja resistencia al calor, pues pierden su resistencia a temperaturas por encima de los 100°C.

4.4.3 Lechadas y Morteros.

La lechada de cemento es una mezcla muy fluida de agua y cemento, que se puede emplear en la inyección de grietas menores de 0.5mm de ancho en elementos de concreto o mampostería y en la preparación de su superficie de contacto entre concreto nuevo y viejo para mejorar la adherencia.

En grietas de más de 0.5mm de ancho es preferible recurrir al uso de lechadas de morteros de cemento-arena. Para reducir la contracción y aumentar la fluidez de la lechada es recomendable utilizar en combinación con aditivos expansores y plastificantes.

Existe en el mercado productos especiales ("grouts") a base de cemento, aditivos y arenas seleccionadas, que se distribuyen en dosificaciones específicas para lograr lechadas de baja contracción que desarrollan altas resistencias a edad temprana. Estos materiales son muy útiles para el anclaje de conectores metálicos en el concreto.

Para el resane de huecos, es conveniente recurrir al uso de morteros de cemento-arena en combinación con aditivos expansores que minimicen la contracción. Así mismo, se pueden emplear morteros epóxicos a base de resinas, de gran adherencia, alta resistencia y baja contracción, que también proporcionan excelente resultados en el anclaje de conectores metálicos en el concreto.

4.4.4 Concreto.

CONCRETO COLADO IN-SITU.

Los principales obstáculos que enfrentan el uso del concreto colado in-situ en reparaciones son la contracción y la falta de adherencia que producen la pérdida de contacto con el concreto viejo. Para evitar la contracción se puede recurrir al uso de algún aditivo estabilizador y para mejorar la adherencia, a la preparación de la superficie de contacto con lechada o con algún adhesivo.

Es posible acelerar el fraguado y mejorar la trabajabilidad del concreto por medio de aditivos acelerantes y plastificantes.

CONCRETO A BASE DE RESINAS.

Este material se obtiene al sustituir el cemento por resinas (epoxi, poliéster, acrílico, etc.) en la fabricación de concreto. Resulta útil para reemplazar pequeños volúmenes de concreto dañado por su gran adherencia, alta resistencia y baja contracción.

Además de su baja resistencia al calor, los concretos a base de resinas tienen el inconveniente de tener un módulo de elasticidad mucho menor que los concretos de cemento Portland.

4.4.5 Soldadura y anclajes mecánicos.

La reparación de elementos de concreto requiere con frecuencia la adición de acero de refuerzo y la fijación de conectores metálicos.

Debido a las altas temperaturas que generan, el uso de soldadura para unir el acero de refuerzo nuevo con el viejo puede producir cambios en sus características mecánicas.

Por esta razón, se debe efectuar la soldadura de acuerdo con las normas, poniendo especial atención en precalentar el acero y en evitar su enfriamiento rápido.

Una alternativa para la unión de barra son los sistemas de extrucción. La necesidad de anclar elementos conectores metálicos en el concreto se puede resolver ahogándolos con lechadas o morteros.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. Después de evaluar los daños registrados en el Edificio de Ingeniería Mecánica a causa del sismo del 10 de Octubre de 1986, se ha establecido que éstos son de tipo moderados por lo que es factible realizar un proyecto de reparación de daños (local) que permita reestablecer la condición pre-sismo mediante un tratamiento localizado de los componentes estructurales.
2. Los problemas de inestabilidad que, bajo la acción de un sismo severo, podría presentar la estructura en su cimentación no se debe a que el suelo posea una baja capacidad de carga, sino a un diseño estructural deficiente, debido a una posible sub-estimación de la carga sísmica, ya que los resultados obtenidos en el estudio de suelos realizado demostraron que éste posee condiciones óptimas.
3. Los materiales estructurales utilizados en la construcción del edificio, posee una resistencia superior a la especificada en el diseño, la cual favoreció a la estructura ya que incrementó su capacidad resistente, lo que pudo influir en que los daños sufridos no fuesen severos.
4. De la revisión estructural del edificio, se estableció que éste presenta serias deficiencias en lo que a concepción de diseño estructural se refiere, razón por la cual fue necesario hacer una evaluación de las posibles alternativas de reforzamiento hasta definir la más

factible que permitan corregir y proveer a la estructura de la resistencia necesaria, y que no se ponga en peligro la estabilidad de ésta ante futuros eventos sísmicos.

5. Después de evaluar los diseños preliminares de las dos alternativas de reforzamiento analizado, se seleccionó como la más factible la de muros de corte, ya que con esta alternativa se obtiene un mayor incremento en la resistencia lateral de la estructura, además de conducir a una sollicitación de fuerzas sísmicas menor, debido a que el coeficiente sísmico se reduce por el tipo de estructuración.
6. La decisión de reparar y/o reforzar una estructura existente con una u otra alternativa, no depende únicamente de los resultados obtenidos en las evaluaciones de daños y/o deficiencia estructural realizadas; sino también de un análisis beneficio/costo de las diferentes alternativas de reforzamiento a evaluar.

5.2 RECOMENDACIONES.

1. Es necesario realizar una evaluación minuciosa del sistema hidro-sanitario ya que de una inspección de campo se pudo establecer que el sistema presenta fugas en el sector nor-poniente del edificio, que están afectando la capacidad del suelo produciendo una sobresaturación de éste.
2. El estado de deficiencias estructurales que presenta el edificio de Ingeniería Mecánica es preocupante por lo que se recomienda implementar a corto plazo el proyecto de reforzamiento que aquí se presenta, ya que con ésta se estará proporcionando la seguridad estructural necesaria para su funcionamiento.
3. La realización de un presupuesto de la alternativa final de reforzamiento es necesaria, con el objetivo de tener un parámetro económico a comparar con las ofertas presentadas por las empresas constructoras interesadas en ejecutar este proyecto y además gestionar su financiamiento.
4. Se recomienda a las autoridades que la Facultad de Ingeniería y Arquitectura apoye los trabajos de ésta índole (con beneficios para la institución) en su ejecución, facilitando la disposición de equipo, personal y accesibilidad necesaria y suficiente para hacer un buen dictamen técnico.
5. Se sugiere a las autoridades de nuestra Universidad que promuevan la creación de una comisión evaluadora de daños, que tenga un carácter permanente e involucre a profesionales idóneos en esta área; y que dicha comisión contribuya en la capacitación de estudiantes y/o profesionales que sean capaces de ejecutar proyectos de esta índole.

BIBLIOGRAFÍA

1. “ Manual de Diseño Sísmico de Edificios ”
Roberto Meli Piralla, Editorial Limusa, Primera Edición, 1985.
2. “ Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para Ingenieros y Arquitectos ”
D.J. Dowrick, Editorial Limusa, Primera Edición, 1984.
3. “ Estructuras de Concreto Reforzado ”
Edwar G. Nawy, Editorial Prentice Hall, Primera Edición, 1988.
4. “ Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado ”
Oscar M. González Cuevas, Editorial Limusa, Noriega Editores, Segunda Edición 1985.
5. “ Diseño de Estructuras de Concreto ”
Arthur H. Nilson, George Winter, Editorial McGrawhill, Décimo Primer Edición, 1993.
6. “ Estructuras de Concreto Reforzado ”
R. Park y T. Paulay, Editorial Limusa, Primera Edición, 1978.
7. “ Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería ”
Iglesias J. Jesús et al, UNAM, Unidad de Azcapotzalco México 1985.
8. “ Sismo de San Salvador, Octubre de 1986 ”
Roberto Meli y Jorge A. Meli, Revista ASIA No 86.
9. “ Revista IMCYC, VOL 24, No 184 ”
Septiembre, 1986.

10. “ Metodología para la Evaluación Integral de Daños en Edificios ”
Hector Mauricio Garay et al, Trabajo de Graduación UES, Octubre 1988.
11. “ Reparación de Edificios Dañados por Sismos ”
Max Adalberto Hernández R. et al, Trabajo de Graduación UES, Marzo 1989.
12. “ Rehabilitación Estructural del Edificio de La Facultad de Odontología ”
Oscar Fernando García R., Marzo 1989.
13. “Criterios Básicos para el Análisis y Diseño de Obras de Protección en Proyectos de Urbanizaciones ”
Carlos Atilio Cordova V. et al, Trabajo de Graduación UES, Enero 1992.
14. “ Guía para Pruebas de Suelos que se Realizan en Campo y en el Laboratorio Aplicadas en Obras de Ingeniería Civil ”
Nestor Mauricio Calderón A., Trabajo de Graduación UES, Noviembre 1993.
15. “ Reglamento de las construcciones de Concreto Reforzado ”
ACI 318-89.
16. “ Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador ”
REDESES 1989.
17. “ Norma Técnica de Diseño por Sismo de la República de El Salvador ”
No vigente, En Proceso de Aprobación.

ANEXOS

CONTENIDO: Estudio de Suelos del Edificio de Ingeniería Mecánica, Universidad de El Salvador

FECHA: 21-JUNIO-1995

SONDEO No: 2

UBICACION: Costado Norte, Frente a Cuerpo B, Entre Ejes "5 y 5"

PESO GOLPEADOR: 140 lbs

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard

HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida

PROFUNDIDAD (mts)	REST. A PENETRACION				HUMEDAD (%)	% DE ARENA	P. M. H. (grs.)	P. V. H. (Kgs/m ³)	P. V. S. (Kgs/m ³)	COLOR	CLASIFICACION
	20	15	15	N							
0.0 - 0.5	2	1	2	3	24.0	58.0	577.3	1178.6	950.5	café claro	Arena Limosa sin Pómez
0.5 - 1.0	6	4	9	13	22.9	46.0	370.0	1086.6	884.2	café claro	Limo Arenoso con Pómez
1.0 - 1.5	14	13	12	25	25.5	66.0	646.8	1304.6	1039.5	café claro	Arena Limosa con Pómez
1.5 - 2.0	16	14	15	29	21.8	64.0	588.6	1201.7	986.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.0 - 2.5	28	21	17	38	21.0	64.0	592.5	1240.1	1024.8	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.5 - 3.0	27	19	23	42	18.2	64.0	648.0	1291.6	1092.7	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.0 - 3.5	31	28	25	53	17.1	58.0	654.0	1303.6	1113.2	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.5 - 4.0	40	30	34	64	18.5	56.0	649.8	1295.2	1093.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.0 - 4.5	41	33	39	72	16.8	52.0	636.7	1316.0	1126.7	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.5 - 5.0	47	41	39	80	18.0	60.0	688.8	1356.7	1149.8	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.0 - 5.5	76	59	42	101	18.6	60.0	661.6	1318.7	1111.9	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.5 - 6.0	69	50	38	88	19.7	46.0	629.6	1317.7	1100.8	café claro	Limo Arenoso con Pómez
6.0 - 6.5	52	56	42	98	20.9	44.0	670.5	1368.9	1132.3	café claro	Limo Arenoso con Pómez
6.5 - 7.0	47	31	33	64	22.9	50.0	593.2	1079.5	878.4	café claro	Limo Arenoso con Pómez
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

% Humedad Máxima: 25.5

Profund. Muestra: 1.0 - 1.5

Máxima Resist. Penetración "N" : 101

% Humedad Mínima: 17.1

Profund. Muestra: 3.0 - 3.5

Profundidad Muestra: 5.0 - 5.5

CONTENIDO: Estudio de Suelos del Edificio de Ingeniería Mecánica. Universidad de El Salvador FECHA: 21-JUNIO-1995

SONDEO No: 3 UBICACION: Costado Oriente, Frente a Cuerpo C, Entre Ejes " B y C " PESO GOLPEADOR: 140 lbs

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida

PROFUNDIDAD (mts)	REST. A PENETRACION				HUMEDAD (%)	% DE ARENA	P. M. H. (grs.)	P. V. H. (Kgs/m ³)	P. V. S. (Kgs/m ³)	COLOR	CLASIFICACION
	20	15	15	N							
0.0 - 0.5	4	5	16	21	14.6	48.0	521.9	1344.4	1173.1	café osc.	Limo Arenoso sin Pómez
0.5 - 1.0	23	15	17	32	13.4	50.0	437.9	1221.8	1077.4	café osc.	Limo Arenoso con Pómez
1.0 - 1.5	13	11	15	26	13.3	56.8	581.1	1280.2	1130.0	café osc.	Arena Limosa con Pómez
1.5 - 2.0	25	22	24	46	15.4	58.0	401.8	1293.6	1121.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.0 - 2.5	31	31	32	63	16.8	56.0	345.0	1283.5	1098.9	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.5 - 3.0	37	27	20	47	17.1	55.6	483.2	1371.2	1170.9	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.0 - 3.5	42	21	23	44	19.0	50.0	551.0	1356.5	1139.9	café claro	Limo Arenoso con Pómez
3.5 - 4.0	43	28	34	62	19.7	64.0	516.7	1310.8	1095.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.0 - 4.5	38	38	27	65	18.2	58.0	669.3	1318.3	1115.3	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.5 - 5.0	33	26	24	50	18.2	64.8	617.1	1324.5	1120.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.0 - 5.5	34	28	24	52	16.7	72.0	655.9	1307.4	1120.3	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.5 - 6.0	40	28	33	61	15.9	69.2	656.3	1308.2	1128.7	café claro	Arena Limosa con Pómez
6.0 - 6.5	67	40	49	89	14.8	70.0	703.8	1267.0	1103.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
6.5 - 7.0	63	45	42	87	17.4	36.0	620.1	1266.0	1078.4	café claro	Limo Arenoso con Pómez
7.0 - 7.5	57	41	42	83	17.6	48.0	645.2	1636.7	1391.8	café claro	Limo Arenoso con Pómez
7.5 - 8.0	53	34	33	67	17.7	64.0	629.0	1332.9	1132.5	café claro	Arena Limosa con Pómez
8.0 - 8.5	39	27	29	56	22.6	68.0	504.7	1408.2	1148.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
8.5 - 9.0	50	31	39	70	24.3	64.0	541.5	1394.9	1122.2	café claro	Arena Limosa con Pómez

% Humedad Máxima: 24.3

Profund. Muestra: 8.5 - 9.0

Máxima Resist. Penetración "N": 89

% Humedad Mínima: 13.3

Profund. Muestra: 1.0 - 1.5

Profundidad Muestra: 6.0 - 6.5

CONTENIDO: Estudio de Suelos del Edificio de Ingeniería Mecánica. Universidad de El Salvador

FECHA: 21-JUNIO-1995

SONDEO No: 4

UBICACION: Costado Poniente, Frente a Cuerpo B. Entre Eje "B y C"

PESO GOLPEADOR: 140 lbs

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard

HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida

PROFUNDIDAD (mts)	REST. A PENETRACION				HUMEDAD (%)	% DE ARENA	P. M. H. (grs.)	P. V. H. (Kgs/m ³)	P. V. S. (Kgs/m ³)	COLOR	CLASIFICACION
	20	15	15	N							
0.0 - 0.5	-	3	5	8	21.3	44.0	298.7	1064.1	877.3	tierra neg.	Limo Arenoso sin Pómez
0.5 - 1.0	10	8	7	15	14.2	38.0	332.1	926.6	811.4	café claro	Limo Arenoso con Pómez
1.0 - 1.5	15	18	14	32	18.6	36.0	359.3	1253.2	1056.7	café claro	Limo Arenoso con Pómez
1.5 - 2.0	13	12	15	27	17.5	56.4	459.8	1282.9	1091.9	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.0 - 2.5	23	19	19	38	16.1	52.4	468.4	1352.2	1164.7	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.5 - 3.0	24	19	20	39	15.7	50.0	417.5	1059.1	915.4	café claro	Limo Arenoso con Pómez
3.0 - 3.5	25	18	20	38	16.8	54.0	490.0	1243.0	1064.2	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.5 - 4.0	21	16	19	35	17.8	54.0	470.3	1290.6	1095.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.0 - 4.5	24	19	23	42	17.7	56.0	389.3	1330.0	1130.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.5 - 5.0	27	20	21	41	18.4	60.0	428.3	1303.8	1101.2	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.0 - 5.5	28	21	25	46	17.5	76.0	480.8	1341.5	1141.7	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.5 - 6.0	38	29	35	64	19.8	64.0	471.4	1360.9	1135.9	café claro	Arena Limosa con Pómez
6.0 - 6.5	35	29	36	65	18.1	64.0	574.6	1336.0	1131.2	tierra neg.	Arena Limosa con Pómez
6.5 - 7.0	50	46	46	92	16.7	72.0	482.6	1137.9	975.1	café claro	Arena Limosa con Pómez
7.0 - 7.5	56	41	44	85	18.3	70.0	560.5	1187.8	1004.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
7.5 - 8.0	76	46	32	78	21.3	61.2	449.6	1344.1	1108.1	café claro	Arena Limosa con Pómez
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

% Humedad Máxima: 21.3

Profund. Muestra: 7.5 - 8.0

Máxima Resist. Penetración "N": 92

% Humedad Mínima: 14.2

Profund. Muestra: 0.5 - 1.0

Profundidad Muestra: 6.5 - 7.0

CONTENIDO: Estudio de Suelos del Edificio de Ingeniería Mecánica. Universidad de El Salvador

FECHA: 7-JULIO-1995

SONDEO No: 5

UBICACION: Costado Oriente, Frente a Cuerpo B, Eje "B-8"

PESO GOLPEADOR: 140 lbs

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard

HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida

PROFUNDIDAD (mts)	REST. A PENETRACION				HUMEDAD (%)	% DE ARENA	P. M. H. (grs.)	P. V. H. (Kgs/m ³)	P. V. S. (Kgs/m ³)	COLOR	CLASIFICACION
	20	15	15	N							
0.0 - 0.5	3	3	3	6	23.3	54.8	386.7	1044.3	846.9	café claro	Arena Limosa con Pómez
0.5 - 1.0	2	3	3	6	23.8	61.2	454.9	1313.2	1060.8	café claro	Arena Limosa con Pómez
1.0 - 1.5	12	9	8	17	17.2	54.0	442.0	1104.4	942.4	café claro	Arena Limosa con Pómez
1.5 - 2.0	16	13	14	27	14.0	50.0	473.7	1279.2	1122.1	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.0 - 2.5	19	16	18	34	16.7	52.8	374.4	1253.9	1074.4	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.5 - 3.0	24	15	18	33	16.7	52.8	483.6	1265.0	1084.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.0 - 3.5	33	20	20	40	18.5	59.6	429.4	1331.5	1123.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.5 - 4.0	25	17	19	36	19.3	60.0	420.8	1304.8	1093.7	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.0 - 4.5	26	19	15	34	19.6	56.0	481.0	1258.2	1052.0	café claro	Arena Limosa con Pómez
4.5 - 5.0	22	14	15	29	19.4	55.6	631.6	1258.9	1054.4	café claro	Arena Limosa con Pómez
5.0 - 5.5	29	20	19	39	20.5	48.0	569.0	1280.4	1062.6	café claro	Limo Arenoso con Pómez
5.5 - 6.0	25	19	19	38	19.2	70.0	613.2	1299.4	1090.1	café claro	Arena Limosa con Pómez
6.0 - 6.5	28	20	21	41	* Este Sondeo fue suspendido porque la cuchara se quedó enterrada a esta profundidad.						
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

% Humedad Máxima: 23.8

Profund. Muestra: 0.5 - 1.0

Máxima Resist. Penetración "N" : 40

% Humedad Mínima: 14

Profund. Muestra: 1.5 - 2.0

Profundidad Muestra: 3.0 - 3.5

CONTENIDO: Estudio de Suelos del Edificio de Ingeniería Mecánica. Universidad de El Salvador

FECHA: 7-AGOSTO-1995

SONDEO No: 6

UBICACION: Interior Edificio, Cuerpo "A" Laboratorios, Ejes "3 y 4"

PESO GOLPEADOR: 140 lbs

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard

HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida

PROFUNDIDAD (mts)	REST. A PENETRACION				HUMEDAD (%)	% DE ARENA	P. M. H. (grs.)	P. V. H. (Kgs/m ³)	P. V. S. (Kgs/m ³)	COLOR	CLASIFICACION
	20	15	15	N							
0.0 - 0.5	14	22	3	25	16.8	52.0	248.0	1038.1	888.8	café claro	Arena Limosa sin Pómez
0.5 - 1.0	-	-	16	16	23.4	72.0	172.0	1439.3	1166.4	café claro	Arena Limosa con Pómez
1.0 - 1.5	17	16	15	31	20.4	50.0	569.4	1361.9	1131.1	café claro	Limo Arenoso con Pómez
1.5 - 2.0	25	13	15	28	16.8	52.0	650.6	1328.3	1137.2	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.0 - 2.5	28	21	22	43	17.2	60.0	703.7	1369.9	1168.8	café claro	Arena Limosa con Pómez
2.5 - 3.0	34	22	24	46	17.4	48.0	610.0	1380.1	1175.5	café claro	Limo Arenoso con Pómez
3.0 - 3.5	51	24	25	49	16.4	52.0	687.2	1438.3	1235.6	café claro	Arena Limosa con Pómez
3.5 - 4.0	47	27	32	59	17.3	48.0	654.8	1370.4	1168.3	café claro	Limo Arenoso con Pómez
4.0 - 4.5	50	29	31	60	16.8	60.0	637.0	1421.9	1217.4	café claro	Limo Arenoso con Pómez
4.5 - 5.0	47	23	23	46	21.6	52.0	576.0	1418.0	1166.1	café claro	Limo Arenoso con Pómez
5.0 - 5.5	42	27	26	53	17.2	68.0	707.6	1717.1	1465.1	café claro	Limo Arenoso con Pómez
5.5 - 6.0	65	30	31	61	17.2	76.0	629.4	1527.3	1301.2	café claro	Limo Arenoso con Pómez
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

% Humedad Máxima: 23.4

Profund. Muestra: 0.5 - 1.0

Máxima Resist. Penetración "N": 61

% Humedad Mínima: 16.4

Profund. Muestra: 3.0 - 3.5

Profundidad Muestra: 5.5 - 6.0

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

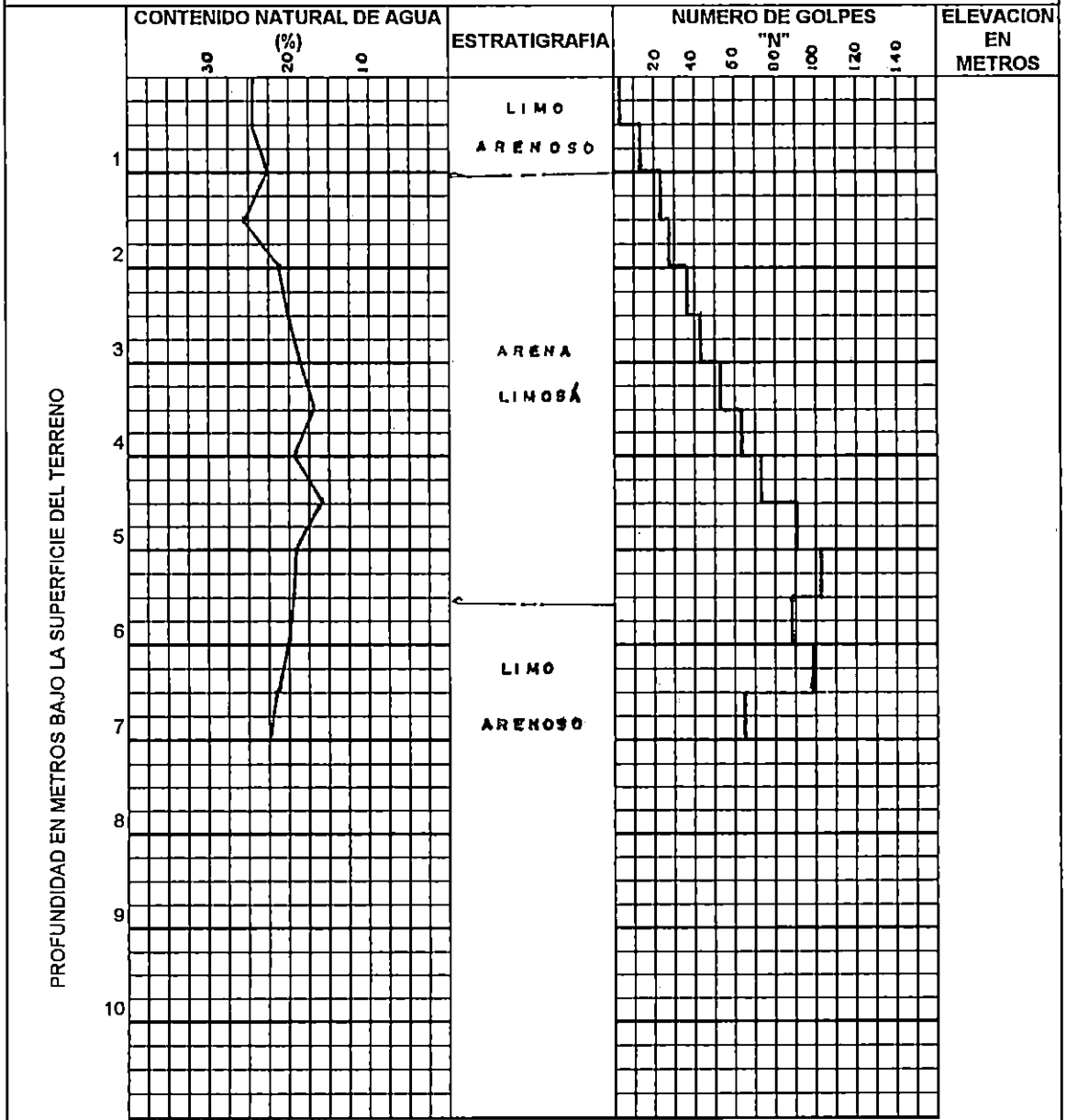
OBRA: Escuela de Ingeniería Mecánica ESTRUCTURA: Edificio FECHA: 21-JUNIO-95

LOCALIZACION: Costado Norte. Ejes "5 y 5" SONDEO No.: 2 ELEV. BROCAL:

HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard PESO GOLPEADOR: 140 libras

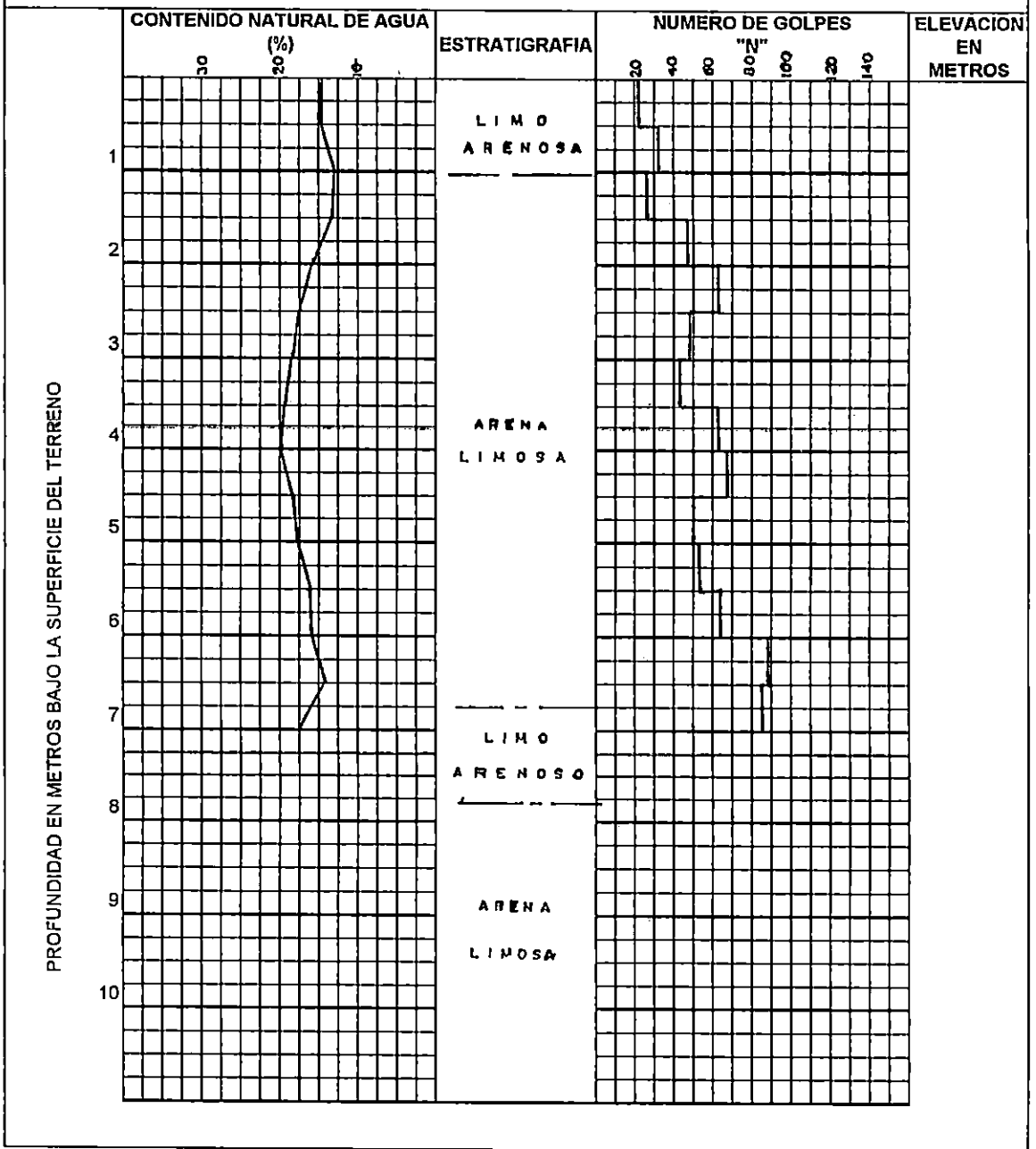
HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida PESO CARRETON:

PROFUNDIDAD MAXIMA DEL SONDEO: 7.00 mts OPERADOR: Emiliano Espinoza



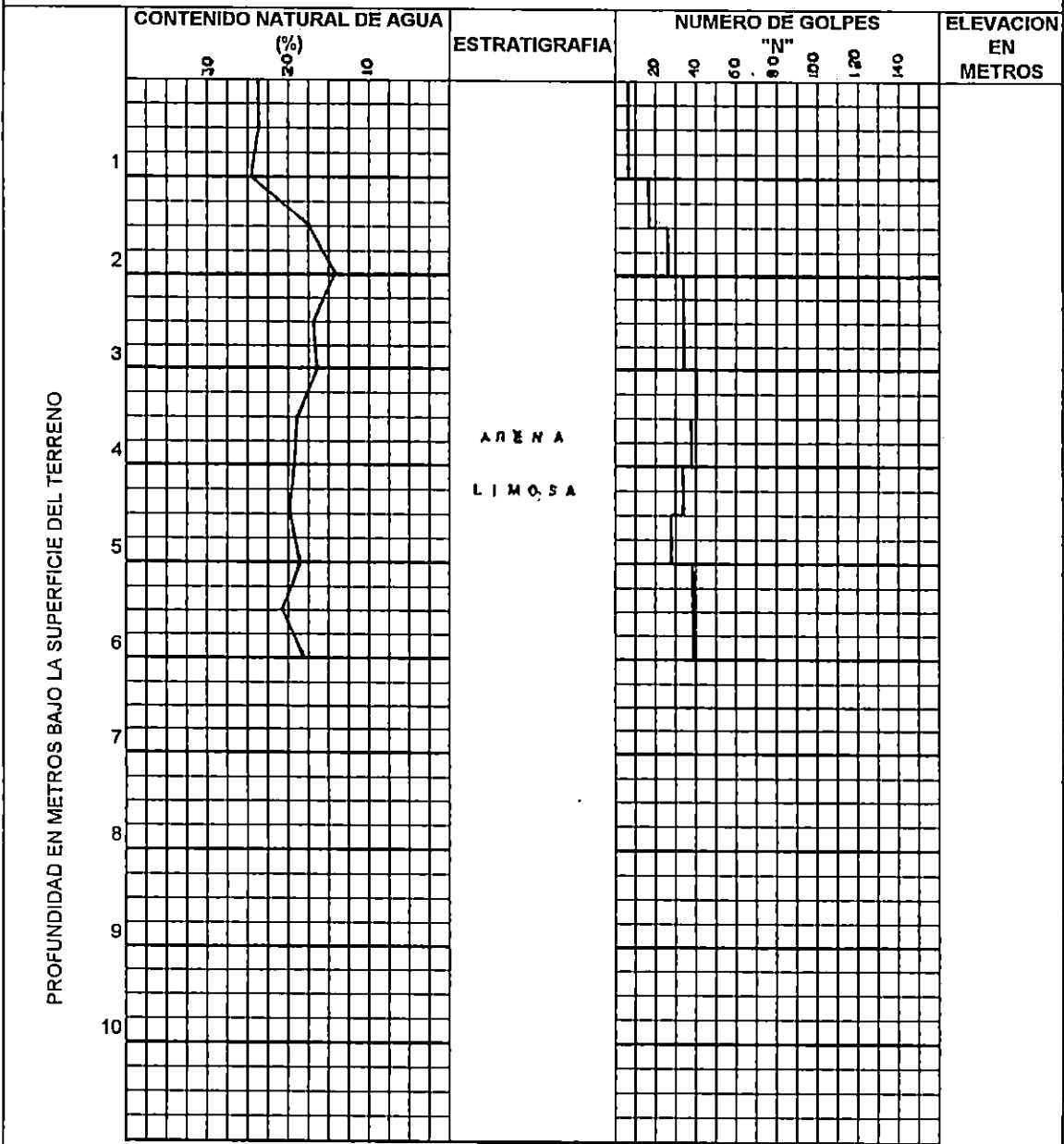
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

OBRA: Escuela de Ingeniería Mecánica **ESTRUCTURA:** Edificio **FECHA:** 21-JUNIO-95
LOCALIZACION: Costado Oriente, Ejes "D y E" **SONDEO No.:** 3 **ELEV. BROCAL:**
HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard **PESO GOLPEADOR:** 140 libras
HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida **PESO CARRETON:**
PROFUNDIDAD MAXIMA DEL SONDEO: 9.00 mts **OPERADOR:** Emiliano Espinoza



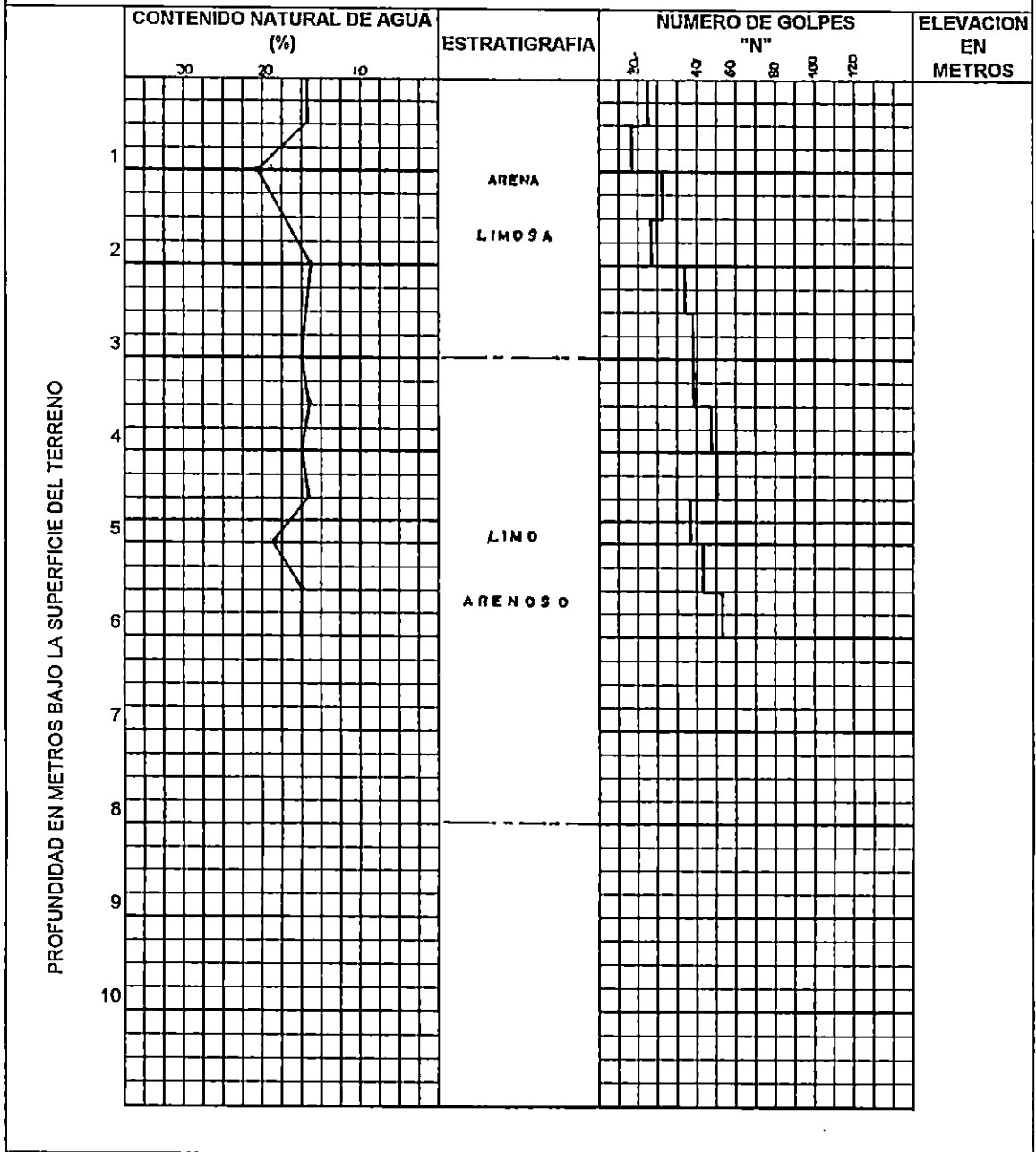
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

OBRA: Escuela de Ingeniería Mecánica **ESTRUCTURA:** Edificio **FECHA:** 7-JULIO-95
LOCALIZACION: Costado Oriente, Eje "B" **SONDEO No.:** 5 **ELEV. BROCAL:** _____
HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard **PESO GOLPEADOR:** 140 libras
HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida **PESO CARRETON:** _____
PROFUNDIDAD MAXIMA DEL SONDEO: 6.00 mts **OPERADOR:** Emiliano Espinoza



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

OBRA: Escuela de Ingeniería Mecánica **ESTRUCTURA:** Edificio **FECHA:** 7-AGOST-'95
LOCALIZACION: Interior Edificio, Ejes "3 y 4" **SONDEO No.:** 6 **ELEV. BROCAL:** _____
HERRAMIENTA DE AVANCE: Penetración Standard **PESO GOLPEADOR:** 140 libras
HERRAMIENTA DE MUESTREO: Cuchara Partida **PESO CARRETON:** _____
PROFUNDIDAD MAXIMA DEL SONDEO: 6.00 mts **OPERADOR:** Emiliano Espinoza



" EJE C INGENIERIA MECANICA "

STR " EJE C INGENIERIA MECANICA "

MED 21700

MBR 60

JNT 40

NSP 8

NLD 2

ALFA 1.2

COD

1 0.00 0.00 36 5 6.00 0.00

2 0.00 3.65 37 5 6.00 0.00

3 0.00 7.50 38 5 6.00 0.00

4 0.00 11.35 39 5 6.00 0.00

5 0.00 15.90 40 5 6.00 0.00

S 1 6 11 16 21 26 31 36

INC

1 1 2 8 1 5 5

9 2 3 16 1 5 5

17 3 4 24 1 5 5

25 4 5 32 1 5 5

33 2 7 39 1 5 5

40 3 8 46 1 5 5

47 4 9 53 1 5 5

54 5 10 60 1 5 5

PRP

1 AX 0.90 IZ 83.572 E 2000

8 AX 0.90 IZ 83.572 E 2000

2 HASTA 7 AX 1.80 IZ 167.315 E 2000

9 HASTA 24 S 0.35 X 0.50

25 HASTA 30 S 0.25 X 0.35

32 S 0.25 X 0.35

31 AX 0.00000001 IZ 0.00000001

33 HASTA 39 AX 0.034 IZ 0.00000001

40 HASTA 53 S 0.55 X 0.30

54 HASTA 58 AX 0.085 IZ 0.0011

59 HASTA 60 AX 0.0023 IZ 0.00000458 E 204000

ALF

1 HASTA 8 AI 0.0 A2 0.0

33 HASTA 39 AI 0.0 A2 0.0

9 HASTA 16 AI 0.0 A2 0.0714

17 HASTA 24 AI 0.0714 A2 0.0714

40 HASTA 53 AI 0.0292 A2 0.0292

25 HASTA 30 AI 0.1078 A2 0.0833

54 HASTA 58 AI 0.0208 A2 0.0208

59 HASTA 60 AI 0.0 A2 0.0

31 AI 0.0 A2 0.0

32 AI 0.1078 A2 0.0

33 HASTA 39 AI 0.0 A2 0.0

CRG 1 CARGA SISNICA

JNL

2 FX -3.20

7 FX 1.44

12 FX 1.06

17 FX 0.64

22 FX 0.60

27 FX 0.970

32 FX 1.41

37 FX -3.24

3 FX 6.29

8 FX 4.60

13 FX 4.71

18 FX 4.72

23 FX 4.76

28 FX 4.69

33 FX 4.20

38 FX 6.14

4 FX 3.47

9 FX 6.60

14 FX 6.25

19 FX 6.30

24 FX 6.17

29 FX 6.91

34 FX 9.31

39 FX 4.74

5 FX 1.09

10 FX 2.36

15 FX 2.34

20 FX 2.32

25 FX 2.42

30 FX 1.71

40 FX -0.04

CRG 2 (CARGA GRAVITACIONAL (SIN FACTORAR))

MIL.

40 UNF W -2.8

41 HASTA 43 UNF W -2.27

44 UNF W -2.51

45 UNF W -2.07

46 UNF W -2.64

47 HASTA 50 UNF W -2.15

51 UNF W -2.8

52 HASTA 53 UNF W -1.73

54 HASTA 58 UNF W -0.52

59 HASTA 60 UNF W -0.25

SLV

" EJE C INGENIERIA MECANICA "

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

PROPIEDADES EN MIEMBROS

MIEMBRO	INCIDENCIAS		AREA	INERCI A	ELASTICIDAD	LONGITUD
1	1	2	0.9000	83.57200	2000.0	3.65
2	6	7	1.8000	167.31500	2000.0	3.65
3	11	12	1.8000	167.31500	2000.0	3.65
4	16	17	1.8000	167.31500	2000.0	3.65
5	21	22	1.8000	167.31500	2000.0	3.65
6	26	27	1.8000	167.31500	2000.0	3.65
7	31	32	1.8000	167.31500	2000.0	3.65
8	36	37	0.9000	83.57200	2000.0	3.65
9	2	3	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
10	7	8	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
11	12	13	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
12	17	18	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
13	22	23	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
14	27	28	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
15	32	33	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
16	37	38	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
17	3	4	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
18	8	9	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
19	13	14	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
20	18	19	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
21	23	24	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
22	28	29	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
23	33	34	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
24	38	39	0.1750	0.00179	21700.0	3.85
25	4	5	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
26	9	10	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
27	14	15	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
28	19	20	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
29	24	25	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
30	29	30	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
31	34	35	0.0000	0.00000	21700.0	2.55
32	39	40	0.0875	0.00046	21700.0	2.55
33	2	7	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
34	7	12	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
35	12	17	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
36	17	22	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
37	22	27	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
38	27	32	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
39	32	37	0.0340	0.00000	21700.0	6.00
40	3	8	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
41	8	13	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
42	13	18	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
43	18	23	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
44	23	28	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
45	28	33	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
46	33	38	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
47	4	9	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
48	9	14	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
49	14	19	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
50	19	24	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
51	24	29	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
52	29	34	0.1100	0.00277	21700.0	6.00

53	34	39	0.1100	0.00277	21700.0	6.00
54	5	10	0.0850	0.00110	21700.0	6.00
55	10	15	0.0850	0.00110	21700.0	6.00
56	15	20	0.0850	0.00110	21700.0	6.00
57	20	25	0.0850	0.00110	21700.0	6.00
58	25	30	0.0850	0.00110	21700.0	6.00
59	30	35	0.0023	0.00000	204000.0	6.00
60	35	40	0.0023	0.00000	204000.0	6.00

" EJE C INGENIERIA MECANICA "

CRG 1 CARGA SISMICA

FUERZAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-12.1184	7.5452	51.2894
1	2	12.1184	-7.5452	-23.7492
2	6	1.6455	14.9255	81.6361
2	7	-1.6455	-14.9255	-27.1581
3	11	-0.1303	14.4248	79.4856
3	12	0.1303	-14.4248	-26.8351
4	16	0.0227	14.0928	78.3278
4	17	-0.0227	-14.0928	-26.8891
5	21	-0.1431	14.0627	78.2232
5	22	0.1431	-14.0627	-26.8943
6	26	0.9726	14.3513	79.2240
6	27	-0.9726	-14.3513	-26.8416
7	31	-1.5593	14.8426	81.2719
7	32	1.5593	-14.8426	-27.0964
8	36	11.3102	7.4961	51.0935
8	37	-11.3102	-7.4961	-23.7328
9	2	-12.1184	10.8579	23.7493
9	3	12.1184	-10.8579	18.0538
10	7	1.6455	13.5638	27.1581
10	8	-1.6455	-13.5638	25.0626
11	12	-0.1303	13.2998	26.8351
11	13	0.1303	-13.2998	24.3691
12	17	0.0227	13.3382	26.8890
12	18	-0.0227	-13.3382	24.4629
13	22	-0.1431	13.3418	26.8942
13	23	0.1431	-13.3418	24.4715
14	27	0.9726	13.3036	26.8416
14	28	-0.9726	-13.3036	24.3772
15	32	-1.5593	13.5130	27.0964
15	33	1.5593	-13.5130	24.9287
16	37	11.3102	10.8430	23.7329
16	38	-11.3102	-10.8430	18.0125
17	3	-4.4423	4.5586	6.3796
17	4	4.4423	-4.5586	11.1708
18	8	0.4309	8.9550	15.7991
18	9	-0.4309	-8.9550	18.6777
19	13	-0.0006	8.5889	14.9499
19	14	0.0006	-8.5889	18.1174
20	18	0.0080	8.6209	15.0273
20	19	-0.0080	-8.6209	18.1632
21	23	-0.1373	8.5924	14.9885
21	24	0.1373	-8.5924	18.0922
22	28	0.8886	8.6221	14.9971
22	29	-0.8886	-8.6221	18.1979
23	33	-0.3290	9.3120	16.2477
23	34	0.3290	-9.3120	19.6034
24	38	3.5816	4.7009	6.5599
24	39	-3.5816	-4.7009	11.5385
25	4	-0.5961	1.0979	0.9058
25	5	0.5961	-1.0979	1.8938
26	9	0.0416	2.3624	2.6779
26	10	-0.0416	-2.3624	3.3462

27	14	-0.0003	2.3381	2.6397
27	15	0.0003	-2.3381	3.3225
28	19	0.0255	2.3167	2.6185
28	20	-0.0255	-2.3167	3.2890
29	24	-0.1677	2.4160	2.7064
29	25	0.1677	-2.4160	3.4543
30	29	0.6868	1.7105	2.0214
30	30	-0.6868	-1.7105	2.3405
31	34	-0.0000	0.0000	-0.0000
31	35	0.0000	-0.0000	0.0000
32	39	0.0101	-0.0421	-0.1731
32	40	-0.0101	0.0421	0.0657
33	2	0.1127	0.0000	0.0000
33	7	-0.1127	-0.0000	0.0000
34	7	0.1910	-0.0000	-0.0000
34	12	-0.1910	0.0000	-0.0000
35	12	0.1260	-0.0000	-0.0000
35	17	-0.1260	0.0000	-0.0000
36	17	0.0114	-0.0000	-0.0000
36	22	-0.0114	0.0000	-0.0000
37	22	-0.1095	-0.0000	-0.0000
37	27	0.1095	0.0000	-0.0000
38	27	-0.1873	-0.0000	-0.0000
38	32	0.1873	0.0000	-0.0000
39	32	-0.1069	0.0000	0.0000
39	37	0.1069	-0.0000	0.0000
40	3	-0.0094	-7.6761	-24.4334
40	8	0.0094	7.6761	-21.6232
41	8	-0.0181	-6.4615	-19.2384
41	13	0.0181	6.4615	-19.5307
42	13	-0.0189	-6.5913	-19.7882
42	18	0.0189	6.5913	-19.7593
43	18	-0.0161	-6.5765	-19.7308
43	23	0.0161	6.5765	-19.7284
44	23	-0.0054	-6.5823	-19.7316
44	28	0.0054	6.5823	-19.7623
45	28	0.0032	-6.4982	-19.6121
45	33	-0.0032	6.4982	-19.3774
46	33	0.0020	-7.7286	-21.7989
46	38	-0.0020	7.7286	-24.5724
47	4	0.0095	-3.8462	-12.0766
47	9	-0.0095	3.8462	-11.0004
48	9	0.0170	-3.4568	-10.3553
48	14	-0.0170	3.4568	-10.3856
49	14	0.0162	-3.4571	-10.3715
49	19	-0.0162	3.4571	-10.3712
50	19	0.0122	-3.4746	-10.4105
50	24	-0.0122	3.4746	-10.4373
51	24	0.0060	-3.4443	-10.3614
51	29	-0.0060	3.4443	-10.3041
52	29	0.0047	-3.2425	-9.9151
52	34	-0.0047	3.2425	-9.5399
53	34	0.0030	-3.5715	-10.0634
53	39	-0.0030	3.5715	-11.3655
54	5	-0.0080	-0.5961	-1.8938
54	10	0.0080	0.5961	-1.6829
55	10	-0.0105	-0.5545	-1.6633
55	15	0.0105	0.5545	-1.6639
56	15	-0.0087	-0.5548	-1.6586
56	20	0.0087	0.5548	-1.6702
57	20	-0.0054	-0.5293	-1.6188
57	25	0.0054	0.5293	-1.5570

58	25	-0.0015	-0.6970	-1.8973
58	30	0.0015	0.6970	-2.2845
59	30	-0.0021	-0.0101	-0.0560
59	35	0.0021	0.0101	-0.0048
60	35	-0.0021	-0.0101	0.0048
60	40	0.0021	0.0101	-0.0657

REACCIONES, CARGAS EN LOS APOYOS

NUDO	FUERZA X	FUERZA Y	MOMENTO
1	-7.5452	-12.1184	51.2894
6	-14.9255	1.6455	81.6361
11	-14.4248	-0.1303	79.4856
16	-14.0928	0.0227	78.3278
21	-14.0627	-0.1431	78.2232
26	-14.3513	0.9726	79.2240
31	-14.8426	-1.5593	81.2719
36	-7.4961	11.3102	51.0935

DESPLAZAMIENTOS EN NUDOS

NUDO	DESPLAZAMIENTO-X	DESPLAZAMIENTO-Y	ROTACION
2	0.0476	0.0246	-0.0008
3	1.9735	0.0360	-0.4011
4	3.4891	0.0398	-0.1971
5	3.9395	0.0405	-0.0869
7	0.0467	-0.0017	-0.0006
8	1.9735	-0.0032	-0.2691
9	3.4891	-0.0036	-0.1466
10	3.9396	-0.0036	-0.0615
12	0.0451	0.0001	-0.0006
13	1.9735	0.0003	-0.2829
14	3.4891	0.0003	-0.1480
15	3.9396	0.0003	-0.0616
17	0.0441	-0.0000	-0.0006
18	1.9736	-0.0000	-0.2815
19	3.4890	-0.0001	-0.1480
20	3.9396	-0.0001	-0.0630
22	0.0440	0.0001	-0.0006
23	1.9736	0.0003	-0.2814
24	3.4890	0.0004	-0.1493
25	3.9396	0.0006	-0.0556
27	0.0449	-0.0010	-0.0006
28	1.9736	-0.0019	-0.2828
29	3.4890	-0.0027	-0.1466
30	3.9396	-0.0034	-0.1022
32	0.0464	0.0016	-0.0006
33	1.9736	0.0030	-0.2718
34	3.4890	0.0033	-0.1290
35	3.9397	0.0726	0.0623
37	0.0473	-0.0229	-0.0008
38	1.9736	-0.0336	-0.4020
39	3.4890	-0.0367	-0.1901
40	3.9397	-0.0367	-0.1640

" EJE C INGENIERIA MECANICA "

CRG 2 (CARGA GRAVITACIONAL (SIN FACTORAR))

FUERZAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	15.6549	-0.6228	-3.5946
1	2	-15.6549	0.6228	1.3214
2	6	32.1045	-0.1584	-0.3101
2	7	-32.1045	0.1584	-0.2679
3	11	29.5368	-0.0673	-0.3201
3	12	-29.5368	0.0673	0.0746
4	16	29.5749	-0.0226	-0.1050
4	17	-29.5749	0.0226	0.0225
5	21	32.3785	0.0031	-0.0175
5	22	-32.3785	-0.0031	0.0289
6	26	30.4641	0.1038	0.5500
6	27	-30.4641	-0.1038	-0.1712
7	31	24.9708	0.1526	0.2686
7	32	-24.9708	-0.1526	0.2882
8	36	14.0554	0.6115	3.5267
8	37	-14.0554	-0.6115	-1.2945
9	2	15.6549	-1.0430	-1.3214
9	3	-15.6549	1.0430	-2.6943
10	7	32.1045	0.2281	0.2679
10	8	-32.1045	-0.2281	0.6105
11	12	29.5368	-0.0506	-0.0746
11	13	-29.5368	0.0506	-0.1203
12	17	29.5749	-0.0152	-0.0225
12	18	-29.5749	0.0152	-0.0362
13	22	32.3785	-0.0259	-0.0289
13	23	-32.3785	0.0259	-0.0707
14	27	30.4641	0.1251	0.1712
14	28	-30.4641	-0.1251	0.3105
15	32	24.9708	-0.2439	-0.2882
15	33	-24.9708	0.2439	-0.6508
16	37	14.0554	1.0254	1.2945
16	38	-14.0554	-1.0254	2.6532
17	3	7.6251	-1.9574	-3.9248
17	4	-7.6251	1.9574	-3.6113
18	8	16.4101	0.4053	0.9245
18	9	-16.4101	-0.4053	0.6360
19	13	16.0528	0.0147	0.0078
19	14	-16.0528	-0.0147	0.0488
20	18	15.9354	0.0628	0.0857
20	19	-15.9354	-0.0628	0.1561
21	23	18.0129	-0.4084	-0.6309
21	24	-18.0129	0.4084	-0.9415
22	28	16.8919	0.7103	1.1082
22	29	-16.8919	-0.7103	1.6267
23	33	10.3037	-0.4110	-0.9332
23	34	-10.3037	0.4110	-0.6492
24	38	6.5279	1.5837	3.4158
24	39	-6.5279	-1.5837	2.6813
25	4	1.5032	-1.0710	-1.4570
25	5	-1.5032	1.0710	-1.2740
26	9	3.1923	-0.0074	-0.0223
26	10	-3.1923	0.0074	0.0034

27	14	3.1096	-0.0620	-0.0894
27	15	-3.1096	0.0620	-0.0687
28	19	3.1833	-0.1046	-0.1200
28	20	-3.1833	0.1046	-0.1467
29	24	2.9252	-0.2030	-0.4029
29	25	-2.9252	0.2030	-0.1147
30	29	3.1926	-0.4238	-0.2289
30	30	-3.1926	0.4238	-0.8517
31	34	0.0001	-0.0000	0.0000
31	35	-0.0001	0.0000	-0.0000
32	39	1.4937	1.8717	1.8297
32	40	-1.4937	-1.8717	2.9433
33	2	-0.4203	0.0000	0.0000
33	7	0.4203	-0.0000	0.0000
34	7	-0.0338	-0.0000	-0.0000
34	12	0.0338	0.0000	-0.0000
35	12	-0.0171	0.0000	0.0000
35	17	0.0171	-0.0000	0.0000
36	17	-0.0098	0.0000	0.0000
36	22	0.0098	-0.0000	0.0000
37	22	-0.0387	-0.0000	-0.0000
37	27	0.0387	0.0000	-0.0000
38	27	-0.0174	-0.0000	-0.0000
38	32	0.0174	0.0000	-0.0000
39	32	-0.4138	0.0000	0.0000
39	37	0.4138	-0.0000	0.0000
40	3	-0.9144	8.0298	6.6191
40	8	0.9144	8.7702	-8.8403
41	8	-0.7372	6.9241	7.3053
41	13	0.7372	6.6959	-6.6208
42	13	-0.6719	6.7881	6.7333
42	18	0.6719	6.8319	-6.8648
43	18	-0.5938	6.8076	6.8152
43	23	0.5938	6.8124	-6.8296
44	23	-0.9764	7.5532	7.5312
44	28	0.9764	7.5068	-7.3918
45	28	-0.3912	6.0655	5.9731
45	33	0.3912	6.3545	-6.8402
46	33	-0.5583	8.3125	8.4242
46	38	0.5583	7.5275	-6.0690
47	4	0.8864	6.1219	5.0683
47	9	-0.8864	6.7781	-7.0368
48	9	0.4737	6.4398	6.4231
48	14	-0.4737	6.4602	-6.4843
49	14	0.3970	6.4830	6.5248
49	19	-0.3970	6.4170	-6.3266
50	19	0.2296	6.3352	6.2906
50	24	-0.2296	6.5648	-6.9796
51	24	0.4350	8.5228	8.3240
51	29	-0.4350	8.2772	-7.5872
52	29	-0.6991	5.4222	6.1894
52	34	0.6991	4.9578	-4.7964
53	34	-0.2881	5.3458	5.4457
53	39	0.2881	5.0342	-4.5110
54	5	1.0710	1.5032	1.2740
54	10	-1.0710	1.6168	-1.6149
55	10	1.0784	1.5755	1.6115
55	15	-1.0784	1.5445	-1.5197
56	15	1.1404	1.5651	1.5874
56	20	-1.1404	1.5549	-1.5570
57	20	1.2450	1.6284	1.7036
57	25	-1.2450	1.4916	-1.2933

58	25	1.4480	1.4336	1.4080
58	30	-1.4480	1.6864	-2.1663
59	30	1.8717	1.5062	3.0180
59	35	-1.8717	-0.0062	1.5190
60	35	1.8717	0.0063	-1.5190
60	40	-1.8717	1.4937	-2.9433

REACCIONES, CARGAS EN LOS APOYOS

NUDO	FUERZA X	FUERZA Y	MOMENTO
1	0.6228	15.6549	-3.5946
6	0.1584	32.1045	-0.3101
11	0.0673	29.5368	-0.3201
16	0.0226	29.5749	-0.1050
21	-0.0031	32.3785	-0.0175
26	-0.1038	30.4641	0.5500
31	-0.1526	24.9708	0.2686
36	-0.6115	14.0554	3.5267

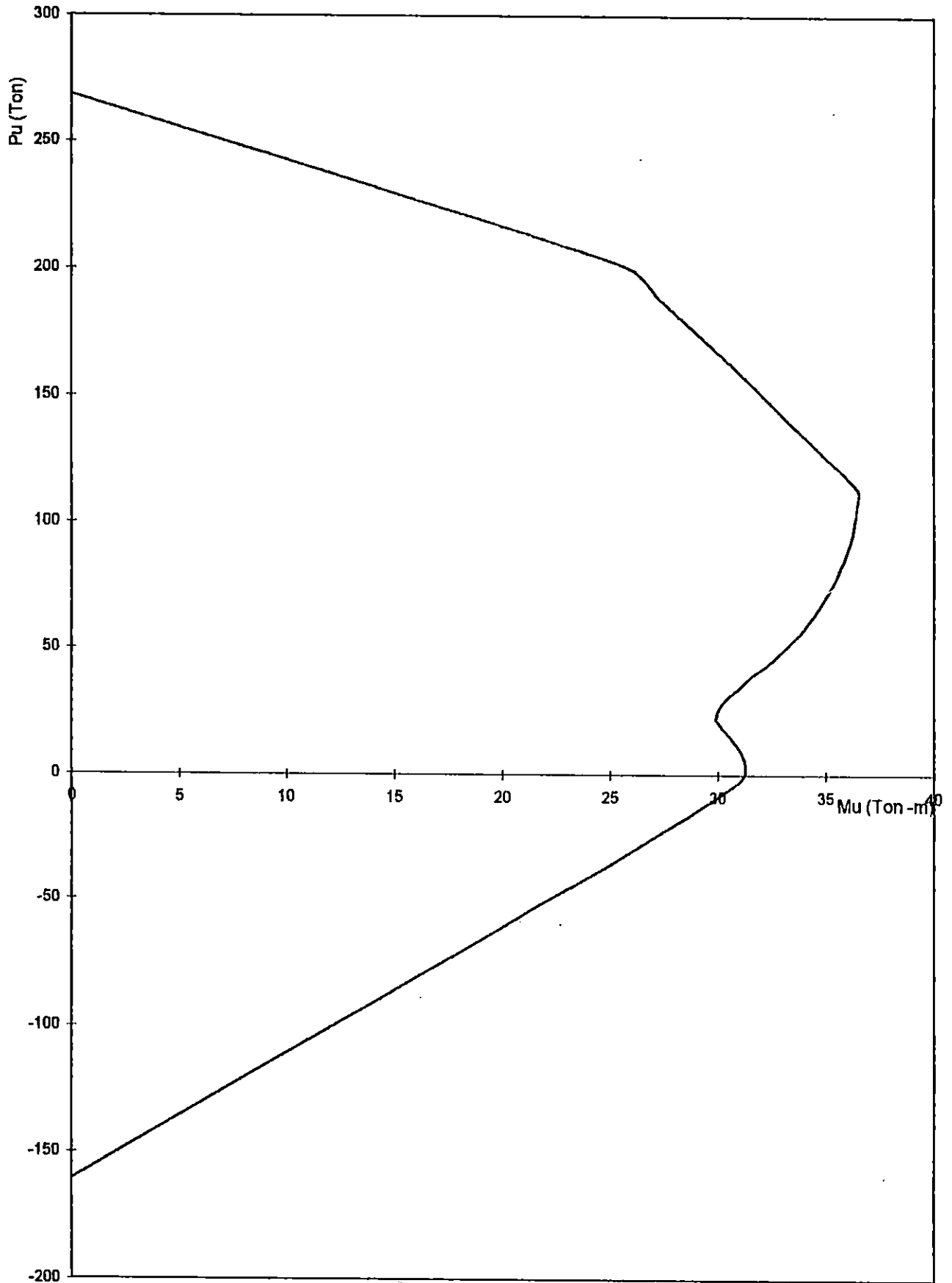
DESPLAZAMIENTOS EN NUDOS

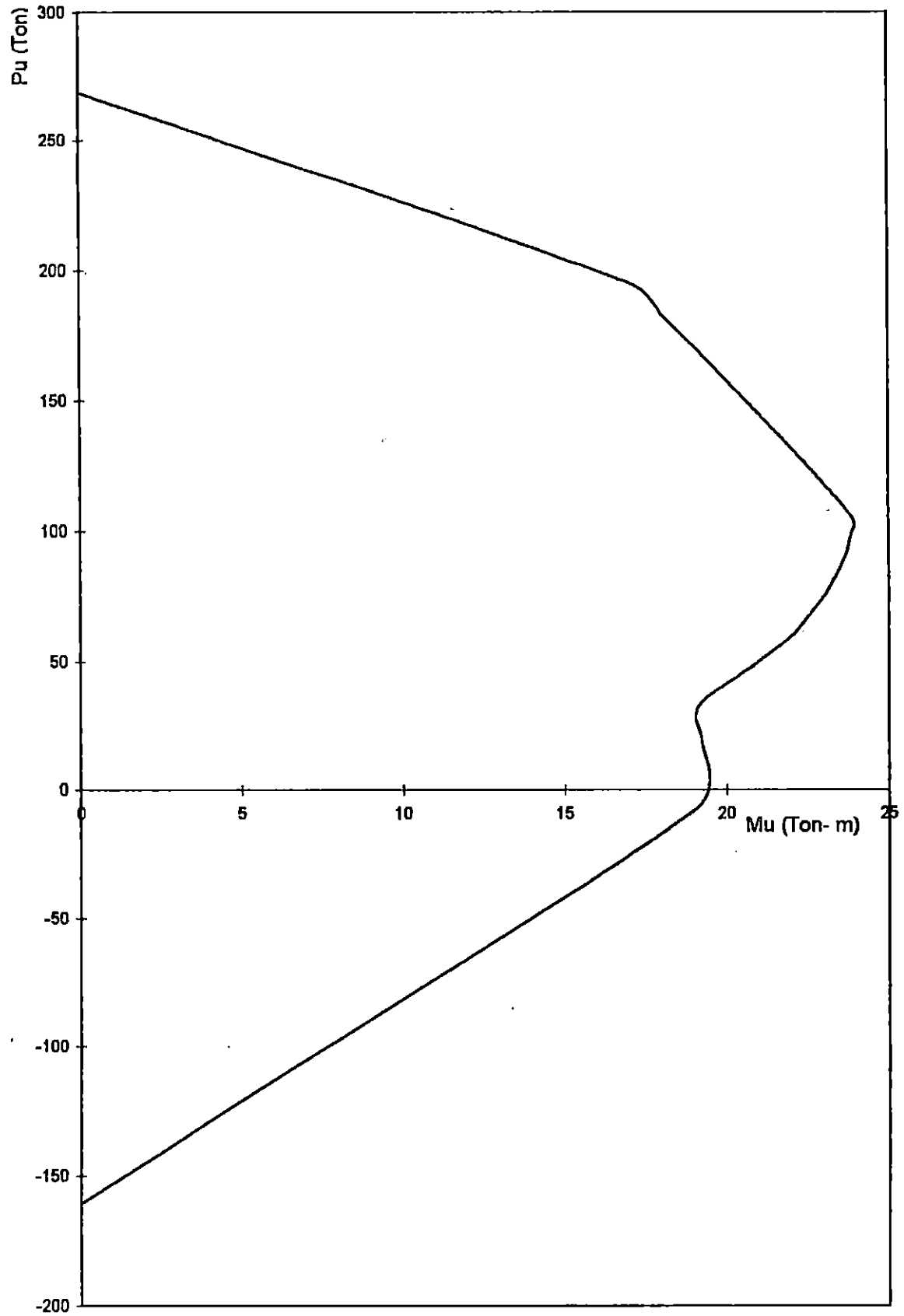
NUDO	DESPLAZAMIENTO-X	DESPLAZAMIENTO-Y	ROTACION
2	-0.0039	-0.0317	0.0001
3	-0.0062	-0.0465	-0.0500
4	0.0044	-0.0531	-0.0367
5	0.0002	-0.0547	-0.0246
7	-0.0005	-0.0326	0.0000
8	-0.0040	-0.0628	0.0129
9	0.0023	-0.0770	0.0006
10	-0.0032	-0.0805	0.0033
12	-0.0002	-0.0299	0.0000
13	-0.0023	-0.0578	-0.0015
14	0.0012	-0.0717	0.0003
15	-0.0065	-0.0751	0.0020
17	-0.0001	-0.0300	0.0000
18	-0.0007	-0.0578	-0.0004
19	0.0002	-0.0717	0.0026
20	-0.0101	-0.0751	-0.0009
22	0.0000	-0.0328	0.0000
23	0.0007	-0.0633	-0.0016
24	-0.0003	-0.0790	-0.0148
25	-0.0140	-0.0821	0.0139
27	0.0003	-0.0309	-0.0000
28	0.0030	-0.0596	0.0048
29	-0.0014	-0.0742	0.0269
30	-0.0185	-0.0777	-0.0408
32	0.0005	-0.0253	0.0000
33	0.0039	-0.0488	-0.0136
34	0.0003	-0.0578	-0.0015
35	-0.0424	-14.9096	-0.0376
37	0.0038	-0.0285	-0.0001
38	0.0052	-0.0417	0.0496
39	0.0010	-0.0474	0.0183
40	-0.0663	-0.0492	0.2056

CAPACIDAD DE COLUMNAS
EDIFICIO DE ING. MECANICA

DIAGRAMA DE INTERACCION
COLUMNA C2

SECCION COLUMNA C2
h=50 (cms) b=35 (cms)

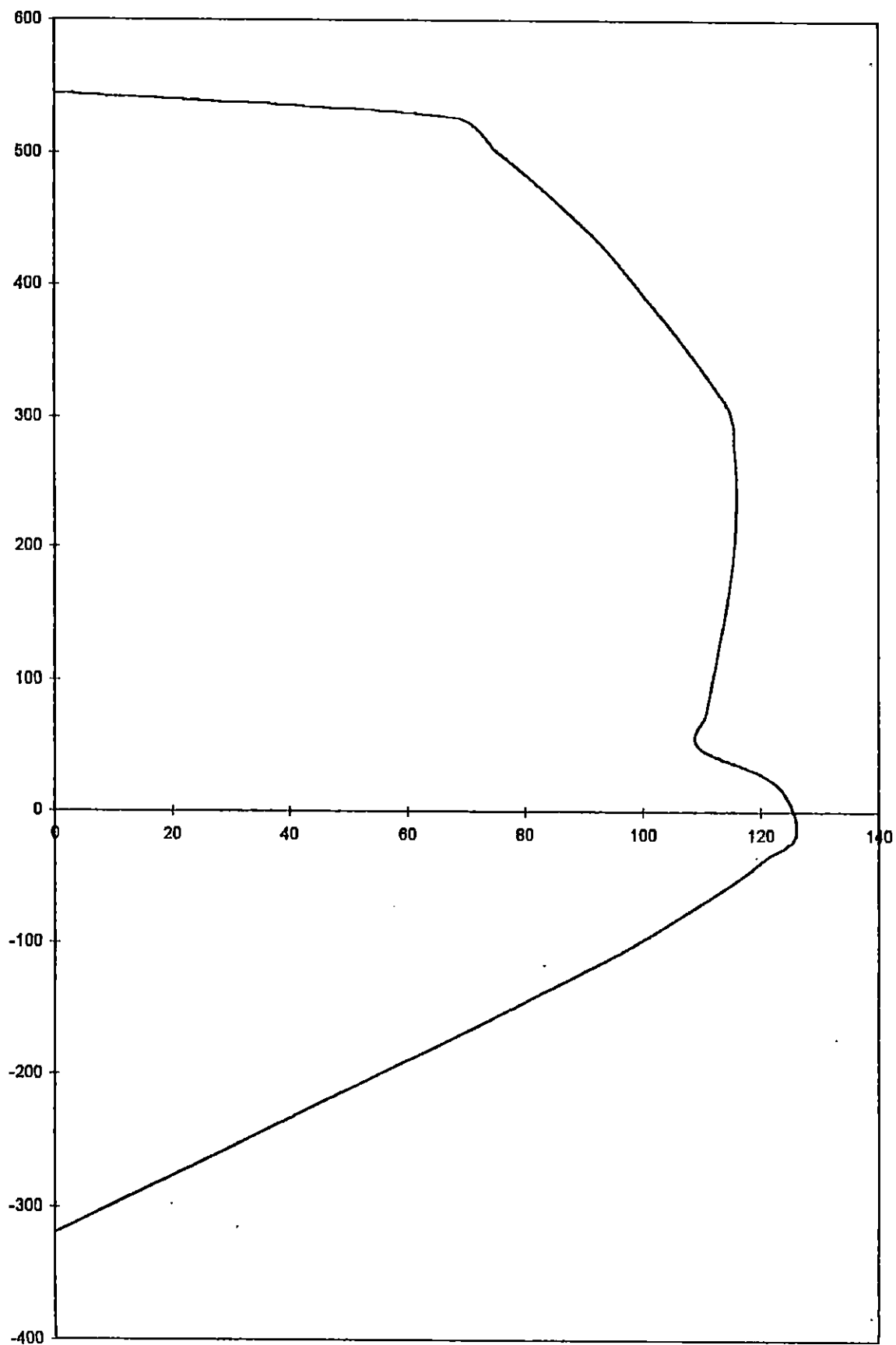




CAPACIDAD DE COLUMNAS
EDIFICIO DE ING. MECANICA

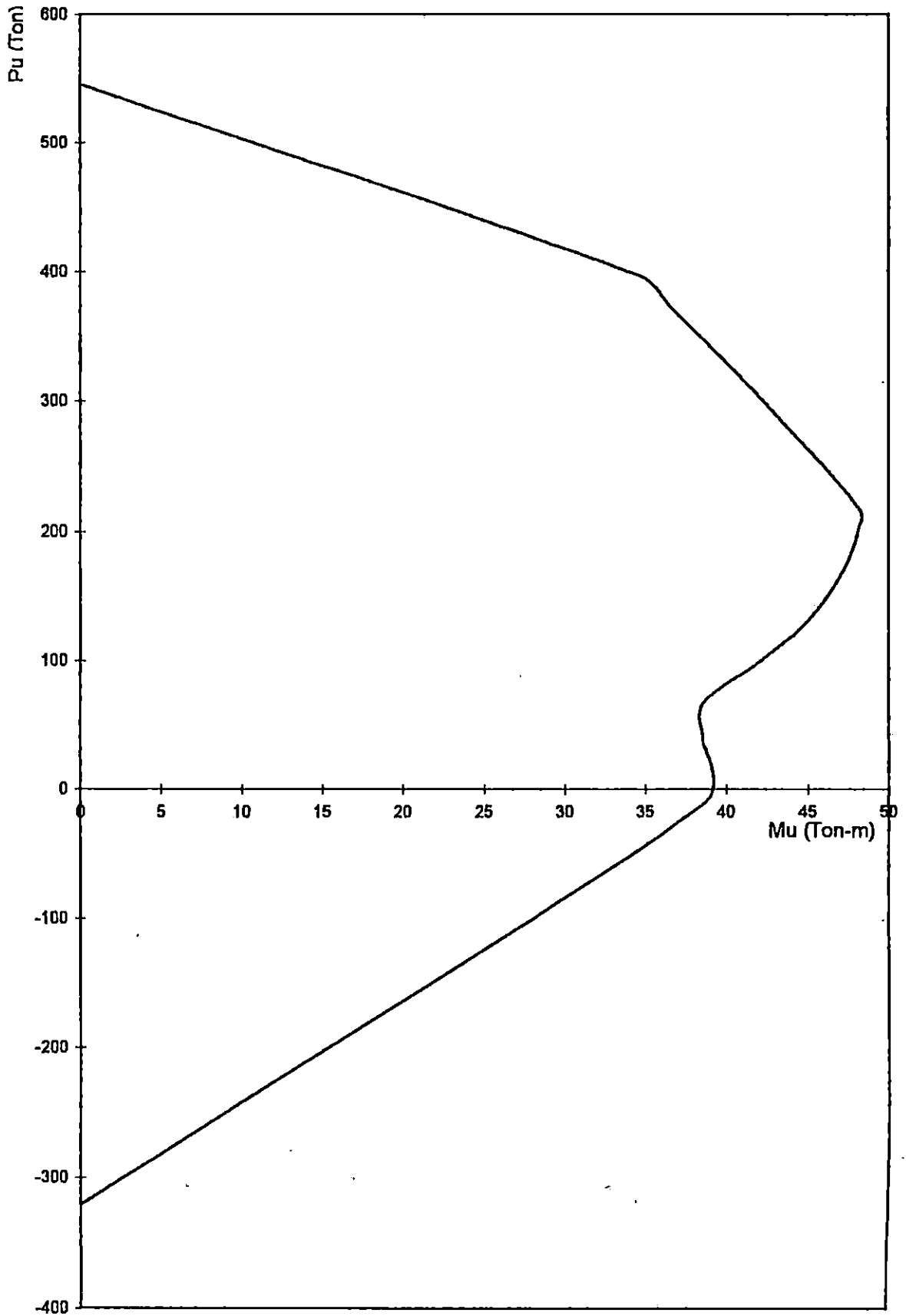
DIAGRAMA INTERACCION
COLUMNA C3

SECCION COLUMNA C3
h=102.5(cms) b=35(cms)



CAPACIDAD DE COLUMNAS DIAGRAMA DE INTERACCION
EDIFICIO DE ING. MEACNICA COLUMNA C3

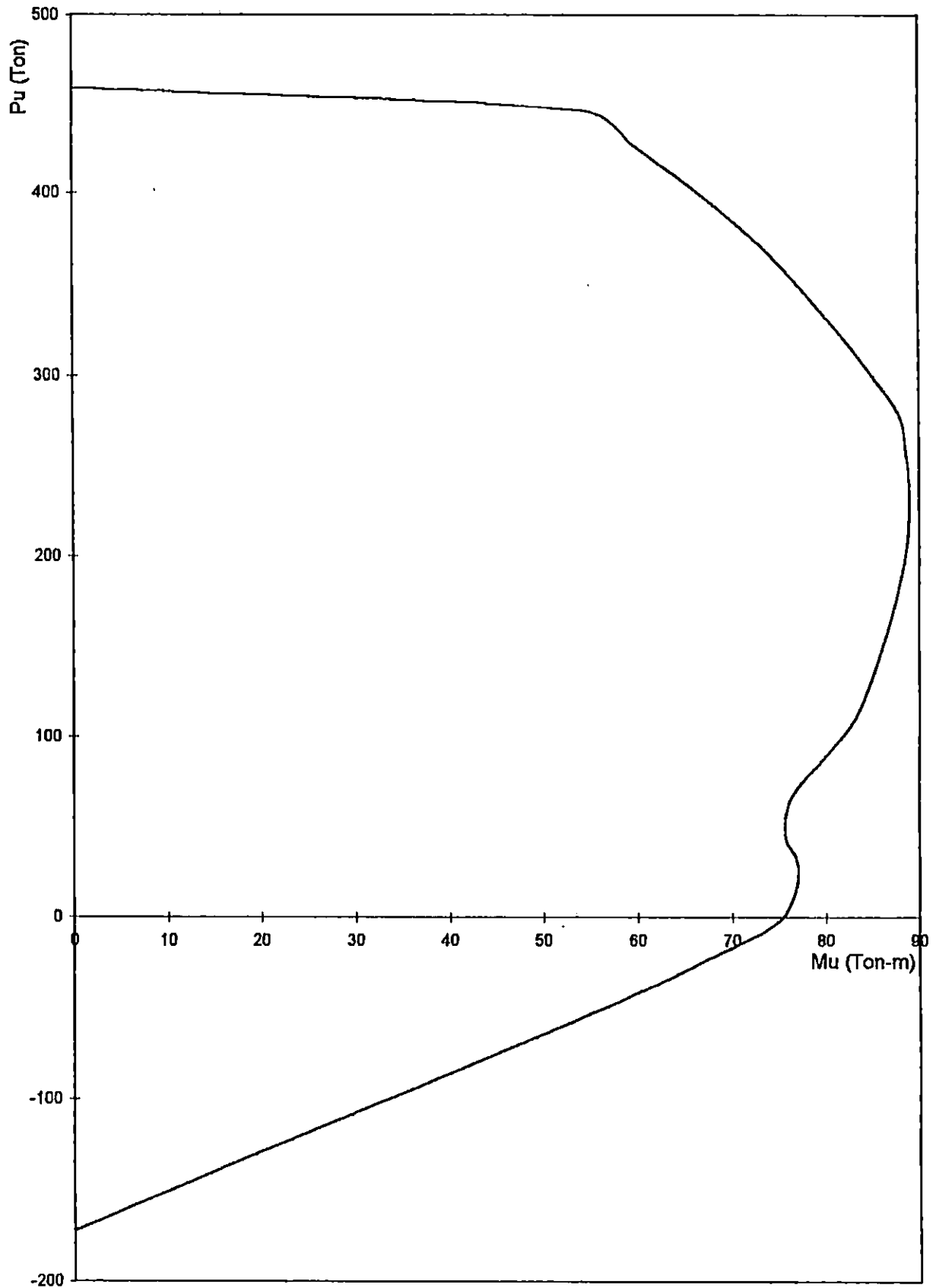
SECCION COLUMNA C3
h=35 (cms) b=102.5 (cms)



CAPACIDAD DE COLUMNAS
EDIFICIO ING. MECANICA

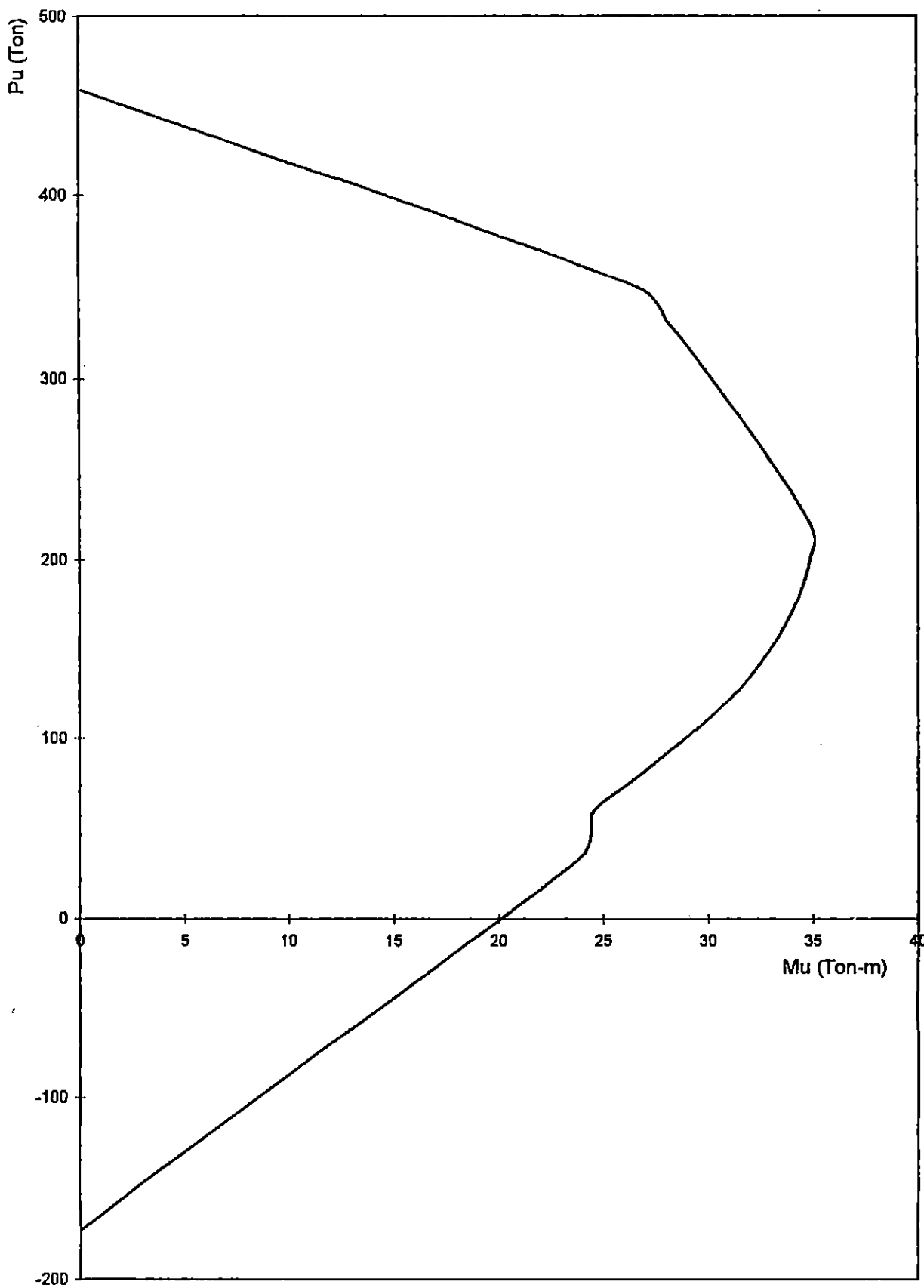
DIAGRAMA DE INTERACCION
COLUMNA C4

SECCION COLUMNA C4
h=102.5 (cms) b=35 (cms)



CAPACIDAD DE COLUMNAS DIAGRAMA DE INTERACCION
EDIFICIO DE ING. MECANICA COLUMNA C4

SECCION COLUMNA C4
h=35 (cms) b=102.5 (cms)



CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIF. ING. MECANICA

CALCULO: MHG

VIGAS NIVEL # :		1		FECHA:		AGO / 95	
EJE	TRAMO	PESO Wl(Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wl*Xi	Wl*Yi	
B	1-2	16.41	3.00	0.00	49.23	0.00	
	2-3	13.31	9.00	0.00	119.79	0.00	
	3-4	13.31	15.00	0.00	199.65	0.00	
	4-5	13.31	21.00	0.00	279.51	0.00	
	5-6	13.31	27.00	0.00	359.37	0.00	
	6-7	13.31	33.00	0.00	439.23	0.00	
	7-8	15.69	39.00	0.00	611.91	0.00	
	1-2	23.43	3.00	3.75	70.29	87.86	
B'	2-3	17.56	9.00	3.75	158.04	65.85	
	3-4	17.56	15.00	3.75	263.40	65.85	
	4-5	17.56	21.00	3.75	368.76	65.85	
	5-6	17.56	27.00	3.75	474.12	65.85	
	6-7	17.56	33.00	3.75	579.48	65.85	
	7-8	20.00	39.00	3.75	780.00	75.00	
	1-2	16.01	3.00	7.50	48.03	120.08	
	2-3	12.81	9.00	7.50	115.29	96.08	
C	3-4	12.81	15.00	7.50	192.15	96.08	
	4-5	12.81	21.00	7.50	269.01	96.08	
	5-6	14.29	27.00	7.50	385.83	107.18	
	6-7	11.65	33.00	7.50	384.45	87.38	
	7-8	15.03	39.00	7.50	586.17	112.73	
	1	8.34	0.00	3.75	0.00	31.28	
	2	3.38	6.00	3.75	20.28	12.68	
	3	3.38	12.00	3.75	40.56	12.68	
4	3.38	18.00	3.75	60.84	12.68		
5	3.38	24.00	3.75	81.12	12.68		
6	3.38	30.00	3.75	101.40	12.68		
7	3.38	36.00	3.75	121.68	12.68		
8	8.38	42.00	3.75	351.96	31.43		

362.29

7511.55

1346.44

COORDENADAS DEL C. M. (VIGAS):

Xm= 20.73
Ym= 3.72

CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO
ING. MECANICA

CALCULO: MHG

COLUMNAS NIVEL # : 1 FECHA: AGO / 95

UBICACION	PESO Wl(Ton)	Xl (m)	Yl (m)	Wl*Xl	Wl*Yl
B/1	6.60	0.00	0.00	0.00	0.00
B/2	7.40	6.00	0.00	44.40	0.00
B/3	7.09	12.00	0.00	85.08	0.00
B/4	7.00	18.00	0.00	126.00	0.00
B/5	7.00	24.00	0.00	168.00	0.00
B/6	7.09	30.00	0.00	212.70	0.00
B/7	7.40	36.00	0.00	266.40	0.00
B/8	6.60	42.00	0.00	277.20	0.00
C/1	1.62	0.00	7.50	0.00	12.16
C/2	1.62	6.00	7.50	9.73	12.16
C/3	1.62	12.00	7.50	19.45	12.16
C/4	1.62	18.00	7.50	29.18	12.16
C/5	1.62	24.00	7.50	38.90	12.16
C/6	1.62	30.00	7.50	48.63	12.16
C/7	1.62	36.00	7.50	58.36	12.16
C/8	1.62	42.00	7.50	68.08	12.16
				69.15	97.26
				1452.11	

COORDENADAS DEL C. M. (COLUMNAS):

Xm= 21.00
Ym= 1.41

COORDENADAS DE C. M. (VIGAS):

Xm= 20.73
Ym= 3.72
W= 362.26

COORDENADAS DEL C. M. (NIVEL):

Xm= 20.77
Ym= 3.35

CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIF. ING. MECANICA

CALCULO: MHG

VIGAS NIVEL # :		2		FECHA: AGO / 95		
EJE	TRAMO	PESO Wl(ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wl*Xi	Wl*Yi
B	1-2	12.92	3.00	0.00	38.76	0.00
	2-3	12.92	9.00	0.00	116.28	0.00
	3-4	12.92	15.00	0.00	193.80	0.00
	4-5	12.92	21.00	0.00	271.32	0.00
	5-6	18.54	27.00	0.00	500.58	0.00
	6-7	12.01	33.00	0.00	396.33	0.00
	7-8	12.01	39.00	0.00	468.39	0.00
	B'	1-2	17.56	3.00	3.75	52.68
C	2-3	17.56	9.00	3.75	158.04	65.85
	3-4	17.56	15.00	3.75	263.40	65.85
	4-5	17.56	21.00	3.75	368.76	65.85
	5-6	26.24	27.00	3.75	708.48	98.40
	6-7	17.56	33.00	3.75	579.48	65.85
	7-8	17.56	39.00	3.75	684.84	65.85
	1-2	12.01	3.00	7.50	36.03	90.08
	2-3	12.01	9.00	7.50	108.09	90.08
1	3-4	12.01	15.00	7.50	180.15	90.08
	4-5	12.01	21.00	7.50	252.21	90.08
	5-6	9.97	27.00	7.50	269.19	74.78
	6-7	10.35	33.00	7.50	341.55	77.63
	7-8	9.57	39.00	7.50	373.23	71.78
	1	8.67	0.00	3.75	0.00	32.51
	2	3.38	6.00	3.75	20.28	12.68
	3	3.38	12.00	3.75	40.56	12.68
4	4	3.38	18.00	3.75	60.84	12.68
	5	7.39	24.00	3.75	177.36	27.71
6	6	7.39	30.00	3.75	221.70	27.71
	7	3.38	36.00	3.75	121.68	12.68
8	8	8.00	42.00	3.75	336.00	30.00
			348.74	7340.01		1246.61

COORDENADAS DEL C. M. (VIGAS):

Xm= 21.05
Ym= 3.57

CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO

ING. MECANICA

CALCULO: MHG

COLUMNAS NIVEL # : 2

FECHA: AGO / 95

UBICACION	PESO Wl(Ton)	Xl (m)	Yl (m)	Wl*Xi	Wl*Yl
-----------	-----------------	-----------	-----------	-------	-------

B/1	1.08	0.00	0.00	0.00	0.00
B/2	1.08	6.00	0.00	6.48	0.00
B/3	1.08	12.00	0.00	12.96	0.00
B/4	1.08	18.00	0.00	19.44	0.00
B/5	1.08	24.00	0.00	25.92	0.00
B/6	1.08	30.00	0.00	32.40	0.00
B/7	1.08	36.00	0.00	38.88	0.00
B/8	1.08	42.00	0.00	45.36	0.00
C/1	1.08	0.00	7.50	0.00	8.10
C/2	1.08	6.00	7.50	6.48	8.10
C/3	1.08	12.00	7.50	12.96	8.10
C/4	1.08	18.00	7.50	19.44	8.10
C/5	1.08	24.00	7.50	25.92	8.10
C/6	1.08	30.00	7.50	32.40	8.10
C/7	1.08	36.00	7.50	38.88	8.10
C/8	1.08	42.00	7.50	45.36	8.10

17.28

362.88

64.80

COORDENADAS DEL C. M. (COLUMNAS):

Xm= 21.00
Ym= 3.75

COORDENADAS DE C. M. (VIGAS):

Xm= 21.05
Ym= 3.57
W= 348.75

COORDENADAS DEL C. M. (NIVEL):

Xm= 21.05
Ym= 3.58

CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIF. ING. MECANICA

CALCULO: MHG

VIGAS NIVEL # :		3		FECHA: AGO / 95		
EJE	TRAMO	PESO Wi(Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wi*Xi	Wi*Yi
B	1-2	2.74	3.00	0.00	8.22	0.00
	2-3	2.74	9.00	0.00	24.66	0.00
	3-4	2.74	15.00	0.00	41.10	0.00
	4-5	2.74	21.00	0.00	57.54	0.00
	5-6	2.74	27.00	0.00	73.98	0.00
	6-7	2.74	33.00	0.00	90.42	0.00
	7-8	2.74	39.00	0.00	106.86	0.00
	1-2	2.74	3.00	7.50	8.22	20.55
C	2-3	2.74	9.00	7.50	24.66	20.55
	3-4	2.74	15.00	7.50	41.10	20.55
	4-5	2.74	21.00	7.50	57.54	20.55
	5-6	2.74	27.00	7.50	73.98	20.55
	6-7	0.30	33.00	7.50	9.90	2.25
	7-8	0.30	39.00	7.50	11.70	2.25
	B-C	3.42	0.00	3.75	0.00	12.83
	B-C	3.42	42.00	3.75	143.64	12.83
TECHO		19.31	21.00	3.75	0.00	0.00
					405.51	72.41
SCOL	B	2.14	21.00	0.00	0.00	0.00
	C/1	0.27	0.00	7.50	0.00	2.03
COL	C/2	0.27	6.00	7.50	1.62	2.03
	C/3	0.27	12.00	7.50	3.24	2.03
	C/4	0.27	18.00	7.50	4.86	2.03
	C/5	0.27	24.00	7.50	6.48	2.03
	C/8	0.27	42.00	7.50	11.34	2.03
					0.00	0.00
					0.00	0.00
					0.00	0.00

63.39

1251.51

217.46

COORDENADAS DEL C. M. (VIGAS):

Xm= 19.74

Ym= 3.43

CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIF. ING. MECANICA

CALCULO: MHG

VIGAS NIVEL # : I

FECHA: AGO /85

EJE	TRAMO	PESO Wi(Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wi*Xi	Wi*Yi
B	1-2	12.92	3.00	0.00	38.76	0.00
	2-3	12.92	9.00	0.00	116.28	0.00
	3-4	12.92	15.00	0.00	193.80	0.00
	4-5	12.92	21.00	0.00	271.32	0.00
	5-6	18.54	27.00	0.00	500.58	0.00
	6-7	12.01	33.00	0.00	396.33	0.00
	7-8	12.01	39.00	0.00	468.39	0.00
	B'	1-2	17.56	3.00	3.75	52.68
2-3		17.56	9.00	3.75	158.04	65.85
3-4		17.56	15.00	3.75	263.40	65.85
4-5		17.56	21.00	3.75	368.76	65.85
5-6		26.24	27.00	3.75	708.48	98.40
6-7		17.56	33.00	3.75	579.48	65.85
7-8		17.56	39.00	3.75	654.84	65.85
C		1-2	12.01	3.00	7.50	36.03
	2-3	12.01	9.00	7.50	108.09	90.08
	3-4	12.01	15.00	7.50	180.15	90.08
	4-5	12.01	21.00	7.50	252.21	90.08
	5-6	9.97	27.00	7.50	269.19	74.78
	6-7	10.35	33.00	7.50	341.55	77.63
	7-8	9.57	39.00	7.50	373.23	71.78
	1		8.67	0.00	3.75	0.00
2		3.38	6.00	3.75	20.28	12.68
3		3.38	12.00	3.75	40.56	12.68
4		3.38	18.00	3.75	60.84	12.68
5		7.39	24.00	3.75	177.36	27.71
6		7.39	30.00	3.75	221.70	27.71
7		3.38	36.00	3.75	121.68	12.68
8		8.00	42.00	3.75	336.00	30.00

348.74

7340.01

1246.61

COORDENADAS DEL C. M. (VIGAS):

Xm= 21.05

Ym= 3.57

CENTRO DE MASA Y PESO SISMICO

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO ING. MECANICA			CALCULO: MHG		
COLUMNAS NIVEL # : 1			FECHA: AGO 735		
UBICACION	PESO Wi(Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wi*Xi	Wi*Yi
B/1	1.08	0.00	0.00	0.00	0.00
B/2	1.08	6.00	0.00	6.48	0.00
B/3	1.08	12.00	0.00	12.96	0.00
B/4	1.08	18.00	0.00	19.44	0.00
B/5	1.08	24.00	0.00	25.92	0.00
B/6	1.08	30.00	0.00	32.40	0.00
B/7	1.08	36.00	0.00	38.88	0.00
B/8	1.08	42.00	0.00	45.36	0.00
C/1	1.08	0.00	7.50	0.00	8.10
C/2	1.08	6.00	7.50	6.48	8.10
C/3	1.08	12.00	7.50	12.96	8.10
C/4	1.08	18.00	7.50	19.44	8.10
C/5	1.08	24.00	7.50	25.92	8.10
C/6	1.08	30.00	7.50	32.40	8.10
C/7	1.08	36.00	7.50	38.88	8.10
C/8	1.08	42.00	7.50	45.36	8.10

17.28

362.88

64.80

COORDENADAS DEL C. M. (COLUMNAS):

Xm = 21.00
Ym = 3.75

COORDENADAS DE C. M. (VIGAS):

Xm = 21.05
Ym = 3.57
W = 348.75

COORDENADAS DEL C. M. (NIVEL):

Xm = 21.05
Ym = 3.58

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA

NIVEL: 1

DIRECCION: X-X

EJE: D' (V. S.)

SECCION: 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
6 a 7	8.97		14.79	8.13	20.19	19.73
7 a 8	20.19	19.73	14.79	11.53	8.97	

DIRECCION: Y-Y

EJE: 1

SECCION: 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA

NIVEL: 2

DIRECCION: X-X

EJE: D

SECCION: 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
5' a 6	11.57	39.45	11.57	2.99	17.12	36.82
6 a 7	17.12	26.11	14.42	4.04	21.08	28.59
7 a 8	21.08	33.11	14.42	4.92	14.42	33.63

DIRECCION: Y-Y

EJE: 5'

SECCION: 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
D-E	24.75	69.97	24.75	10.71	24.75	70.9

CUADRO RESUMEN VIGAS

PROYECTO: REPARACION EDIFICIO DE ING. MECANICA

NIVEL: 3

DIRECCION: X-X

EJE: D

SECCION: 20 X 55

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
5' a 6	11.57	31.26	11.57	1.37	17.12	17.66
6 a 7	17.12	12.17	14.42	11.31	21.08	11.35
7 a 8	21.08	11.81	14.42	11.24	14.42	14.17

DIRECCION: Y-Y

EJE: 1

SECCION: 25 X 75

TRAMO	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION	RESISTENCIA	SOLICITACION
D-E	16.91	44.79	34.16	8.96	16.91	44.56