

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**REFORZAMIENTOS DE VIVIENDAS Y PISCINAS
CONSTRUIDAS CON PERFILES DE ACERO EN
ZONAS SISMICAS.**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

EDWIN PATRICIO RAMOS HERNANDEZ

SANGOLQUÍ, SEPTIEMBRE DE 2012

RESUMEN

En este estudio se presentan distintos tipos de estructuras con características únicas para cada una, con un denominador común que todas las estructuras analizadas al momento de ser puestas a prueba por un espectro sísmico todas colapsaron.

Se realizó un análisis sísmico en todas las direcciones para cada una de las estructuras obteniendo utilizando el modelo de tipo de piso flexible, en todas las estructuras en el sentido transversal son bastante rígidas debido a que están conformadas por celosías de lamina delgada mientras que en el sentido longitudinal son muy flexibles ya que solo tienen correas que sirven para el soporte de la cubierta de cada estructura.

Con el modelo, se desprecia el momento de inercia de las masas. De paso se indica que se trabajó con el Método de Superposición Modal, empleando un espectro inelástico reducido por un factor de disipación de energía.

Se realizó distintos tipos de reforzamientos incrementando la sección de las vigas longitudinales de acero así como el encamisado de las columnas de hormigón armado existente incrementando su sección, otro tipo de reforzamiento es la construcción de pórticos con elementos de lámina delgada para soporte de las paredes de las estructuras.

Se empezó el reforzamiento incrementando la sección de las vigas longitudinales de acero pero la deriva global que se hallaba era bastante alta.

ABSTRACT

In this study we present different types of structures with unique characteristics for each, with a common denominator that all structures be analyzed when tested by seismic spectrum all collapsed.

Seismic analysis was performed in all directions to each of the structures obtained using the flat rate model flexible in all structures in the transverse direction are rather rigid due to lattice which are formed by thin film while in the are flexible longitudinally and have straps that only serve to support the roof of each structure. With the model, despises the moment of inertia of the masses. Incidentally indicated that they worked with the modal superposition method, using an inelastic spectrum reduced by a factor of energy dissipation.

We performed various types of reinforcements increasing longitudinal section steel beams and the cladding of the existing concrete columns to increase its section, another kind of reinforcement is to construct frames with thin film elements to support the walls of structures.

Began increasing reinforcement section longitudinal steel beams but overall drift was quite high.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **SR. EDWIN PATRICIO RAMOS HERNANDEZ** como requerimiento parcial para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Septiembre de 2012

Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí
DIRECTOR

Ing. Ana Gabriela Haro.
CODIRECTOR

REVISADO POR

Ing. Jorge Zúñiga
Director de la Carrera de Ingeniería Civil

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado en forma total a mi Dios quien con su guía, su ayuda y fortaleza no me dejó caer sino que me dio la fuerza para impulsarme y poder conseguir este sueño.

A mi esposa Cristina que sin su ayuda no hubiese podido terminar este proyecto, tu mi esposa amada que con tu ejemplo y coraje me supiste demostrar que con cualquier responsabilidad y obligación se puede sacar adelante cualquier cosa.

A mis padres Oswaldo y Marcia quienes con su formación y guía han sido el puntal fundamental de lo que soy ahora, quiero hacer una mención especial para mi madre quien me ha motivado siempre y que yo se que la obtención de este título es muy especial para ella gracias mi madre hermosa por esperarme y poderte dar este regalo te amo.

A mis hijos Mateo Isabella y Emilio que son mi vida para ustedes todo mi esfuerzo y sacrificio ustedes que han aguantado tantos malos genios y tantas horas que no he podido compartir con ustedes gracias hijos míos por su ayuda y comprensión.

A mis hermanos Oswaldo y Gustavo quienes han sido mi ejemplo de seres humanos y profesionales gracias por su apoyo.

A mi facultad quienes han tenido la paciencia y que me han dado toda la ayuda necesaria para poder alcanzar este logro.

AGRADECIMIENTOS

Quiero hacer llegar un cordial y afectuoso agradecimiento al Sr. Dr. Ing Roberto Aguiar Falconí quien ha sido una de las personas que nunca dejo de confiar en mis capacidades quien me ha formado desde las aulas y que con sus consejos y aprendizajes ha hecho de mi un mejor ser humano y profesional, gracias Dr. por tener esa confianza y haberme enseñado la responsabilidad de lo que significa ser un verdadero Ingeniero Civil.

De la misma forma quiero agradecer a mi codirectora la Srta. Ing. Anita Haro quien desde que fue mi compañera y ahora como mi codirectora me apoyó y ayudó para la obtención de este título.

AUTORIZACIÓN PUBLICACIÓN

Yo, EDWIN PATRICIO RAMOS HERNANDEZ, C.I. 170687990-3, autorizo a la publicación de la tesis con el Título: REFORZAMIENTO DE VIVIENDAS Y PISCINAS CONSTRUIDAS CON PERFILES DE ACERO EN ZONAS SISMICAS, que es de mi total y completa autoria.

FIRMA

EDWIN PATRICIO RAMOS HERNANDEZ

INDICE

CAPÍTULO 1	7
1 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO Y MARCO TEÓRICO	7
1.1 Peligrosidad Sísmica en el Ecuador	7
1.2 Comportamiento estructuras metálicas similares en sismos pasados	10
1.3 Análisis Matricial de Estructuras	11
1.3.1 Matriz Rigidez miembro de un pórtico plano	11
1.3.2 Matriz de Rigidez de Miembro de una armadura plana	12
1.3.3 Matriz de Rigidez de Miembro de una Mampostería	13
1.3.4 Ensamble directo de matriz de rigidez	14
1.3.5 Condensación de la Matriz de Rigidez	16
1.4 Análisis Sísmico de Estructuras	18
1.4.1 Período de vibración en estructuras	18
1.4.2 Método de superposición modal	20
1.4.3 Desplazamientos máximos modales	22
1.4.4 Fuerzas máximas modales	24
1.4.5 Criterios de combinación modal	27
1.5 Espectros de diseño	31
1.5.1 ESPECTRO ELÁSTICO DEL CEC-2000.	33
1.6 NEC 2011	37
1.6.1 ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO	37
CAPÍTULO 2.	41
VIVIENDA PREFABRICADA CON FIBROLIT	41
2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	41
2.2 MODELO DE CÁLCULO DE ESTRUCTURA SIN REFORZAMIENTO	42
2.3 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL. SIN REFORZAMIENTO	44
2.4 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL. SIN REFORZAMIENTO	45
2.5 REFORZAMIENTO PROPUESTO	46
2.6 MODELO DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURA REFORZADA	48
2.7 ANÁLISIS SÍSMICO TRANSVERSAL DE ESTRUCTURA REFORZADA	49
2.8 ANÁLISIS SÍSMICO LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA REFORZADA	51
2.9 ANÁLISIS SÍSMICO VERTICAL DE ESTRUCTURA REFORZADA	52
2.10 PLANOS DE REFORZAMIENTOS PROPUESTOS.	53
2.11 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.	54

2.11.1	Método constructivo de obra civil	55
2.11.2	Método constructivo de obra metálica	55
2.11.3	Método constructivo para pintura	56
2.12	PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.....	57
CAPÍTULO 3.....		60
ESTRUCTURAS DE LÁMINA DELGADA		60
3.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	60
3.2	ANÁLISIS SÍSMICO TRANSVERSAL DE ESTRUCTURA ORIGINAL	61
3.3	ANÁLISIS SÍSMICO LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA ORIGINAL.....	65
3.4	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	68
3.5	PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.....	70
3.6	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.....	72
3.6.1	Método constructivo obra civil	72
3.6.2	Método constructivo estructura metálica	72
3.6.3	Método constructivo para pintura	74
3.7	PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.....	75
CAPÍTULO 4.....		77
REFORZAMIENTO DE LA PISCINA DEL		77
4.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	77
4.2	ANÁLISIS SÍSMICO TRANSVERSAL DE ESTRUCTURA ORIGINAL	80
4.3	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL	87
4.4	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	88
4.5	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL. ESTRUC	89
4.6	PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.	91
4.7	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.....	92
4.7.1	Método constructivo obra civil.....	92
4.7.2	Método constructivo estructura metálica	93
4.8	PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.	95
CAPÍTULO 5.....		97
REFORZAMIENTO DE LA PISCINA DEL CEMQ SUCRE		97
5.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	97
5.2	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL.....	98
5.3	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL	104
5.4	REFORZAMIENTO PROPUESTO.....	108
5.5	PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.	111
5.6	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.....	112

5.6.1	Método constructivo obra civil.....	112
5.6.2	Método constructivo estructura metálica.....	113
5.7	PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.....	115
CAPÍTULO 6.....		117
REFORZAMIENTO DE LA PISCINA DEL COLEGIO MUNICIPAL FERNANDEZ MADRID.....		117
6.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	117
6.2	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL.....	118
6.3	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL.....	124
6.4	REFORZAMIENTO PROPUESTO.....	127
6.5	PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.....	129
6.6	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.....	131
6.6.1	Método constructivo obra civil.....	131
6.7	PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.....	133
CAPÍTULO 7.....		136
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		136
7.1.	CONCLUSIONES.....	136
7.2.	RECOMENDACIONES.....	137
REFERENCIAS.....		138

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1

Figura 1. 1 Zonificación Sísmica del Ecuador de 2011.	8
Figura 1. 2 Peligrosidad Sísmica del Ecuador para los sismos:.....	9
Figura 1. 3 Comportamiento Sísmico de Arriostramientos durante el Mega Sismo	10
Figura 1. 4 Falla en los apoyos de diagonales de acero durante el sismo de Chile	11
Figura 1. 5 Sistema de coordenadas Globales de un elemento.	12
Figura 1. 6 Coordenadas Globales de un elemento de una armadura plana	13
Figura 1. 7 Modelo de cálculo de la Mampostería	14
Figura 1. 8 Descripción de la Estructura.	14
Figura 1. 9 Descripción de la Estructura Analizada.	16
Figura 1. 10 Esquema de obtención de un espectro de diseño.....	32
Figura 1. 11 Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción	34
Figura 1. 12 Espectro sísmico Elástico de aceleraciones que representa el sismo	38
Figura 1. 13 Espectro sísmico Elástico de desplazamiento para diseño.	40

CAPITULO 2

Figura 2.1 Estructura de Fibrolit que se analiza.....	42
Figura 2. 2 Modelo numérico del Pórtico transversal.	43
Figura 2. 3 Modelo numérico en sentido transversal de estructura original.	44
Figura 2.4 Modelo de análisis sísmico de estructura original.	45
Figura 2.5 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido transversal.	45
Figura 2.6 Modelo de análisis para el sentido longitudinal.....	46
Figura 2.7 Desplazamientos esperados en sentido longitudinal.	46
Figura 2.8 Columnas y vigas de acero a colocarse en los pórticos exteriores.	47
Figura 2.9 Unión del Fibrolit a las columnas de acero.....	47
Figura 2.10 Unión del Fibrolit a las vigas de acero.	48
Figura 2.11 Modelo de análisis sísmico de estructura reforzada.	48
Figura 2.12 Grados de libertad de un pórtico en sentido transversal	49
Figura 2.13 Coordenadas laterales para el sentido transversal.	49
Figura 2. 14 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido transversal.....	50
Figura 2.15 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido longitudinal	51
Figura 2.16 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido vertical.	53
Figura 2.17 Planos constructivos de cimentación para reforzamiento propuesto.	54
Figura 2. 18 Planos constructivos de conexiones para reforzamiento propuesto.	54
Figura 2.19 Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento propuesto.	57

CAPITULO 3

Figura 3.1 Estructura de lámina delgada sobre una de acero.	60
Figura 3.2 Modelo de análisis sísmico de estructura de lámina delgada.	61
Figura 3.3 Pórtico exterior en sentido transversal.	63

Figura 3.4	Pórticos Interiores y elementos estructurales.....	63
Figura 3.5	Grados de libertad para el análisis sísmico transversal.	65
Figura 3.6	Pórtico exterior en sentido longitudinal.	66
Figura 3.7	Pórtico central en sentido longitudinal.....	67
Figura 3.8	Modelo de análisis sísmico en sentido longitudinal de estructura sin	67
Figura 3.9	Primera Opción de reforzamiento sísmico.....	68
Figura 3.10	Reforzamiento Final Propuesto.....	69
Figura 3.11	Planos constructivos para reforzamiento propuesto.....	71
Figura 3.12	Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento.....	75

CAPITULO 4

Figura 4.1	Estructura tipo cercha original antes del reforzamiento.....	77
Figura 4.2	Modelo de análisis sísmico de estructura de lámina delgada.....	79
Figura 4.3	Pórtico exterior 1 en sentido transversal.....	80
Figura 4.4	Características del tipo de elementos del pórtico 1 exterior.	81
Figura 4.5	Pórtico exterior 1 y modelo de cálculo.....	82
Figura 4.6	Pórticos internos y modelo de cálculo	83
Figura 4.7	Pórtico exterior 7 en sentido transversal y modelo de cálculo.....	84
Figura 4.8	Modelo de masas puntuales para el análisis sísmico espacial en sentido	86
Figura 4.9	Pórtico exterior en sentido longitudinal.	87
Figura 4.10	Propuesta de reforzamiento.	88
Figura 4.11	Modelo de análisis sísmico de estructura reforzada.	89
Figura 4.12	Planos constructivos para reforzamiento propuesto.....	92
Figura 4.13	Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento.....	94

CAPITULO 5

Figura 5.1	Estructura tipo cercha original antes del reforzamiento.....	97
Figura 5.2	Pórtico exterior y modelo de cálculo	99
Figura 5.3	Pórtico interior en sentido transversal.	100
Figura 5.4	Pórtico 5, exterior de hormigón armado.....	101
Figura 5.5	Modelo de masas puntuales para el análisis sísmico espacial	102
Figura 5.6	Tres primeros modos de vibración.....	103
Figura 5.7	Pórtico exterior en sentido longitudinal.	105
Figura 5.8	Modelo de análisis de pórtico B.....	106
Figura 5.9	Grados de libertad considerados para el análisis sísmico	107
Figura 5.10	Reforzamiento Propuesto.	108
Figura 5.11	Grados de libertad de estructura reforzada para análisis sísmico	109
Figura 5.12	Planos constructivos para reforzamiento propuesto.....	112
Figura 5.13	Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento	114

CAPITULO 6

Figura 6.1	Estructura tipo cercha original antes del reforzamiento.....	118
Figura 6.2	Pórtico exterior y modelo de cálculo	119

Figura 6.3	Pórtico interior en sentido transversal.	121
Figura 6.4	Inercias y áreas de los tramos de los pórticos intermedios.	122
Figura 6.5	Pórtico exterior de hormigón armado, mampostería y elementos	123
Figura 6.6	Pórtico exterior en sentido longitudinal.	125
Figura 6.7	Modelo de análisis de pórtico interno de 4 m de alto.	126
Figura 6.8	Modelo de análisis de pórtico interno de 6 m de alto.	127
Figura 6.9	Reforzamiento Propuesto.	128
Figura 6.10	Planos constructivos para reforzamiento propuesto.	131
Figura 6.11	Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento	133

INDICES DE TABLAS

CAPITULO 1

Tabla 1.1 Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000	34
Tabla 1.2 Características de los suelos S3.....	36

CAPITULO 2

Tabla 2.1 Comparación de periodos entre estructura original y reforzada para el sentido	50
Tabla 2.2 Comparación de desplazamientos y fuerzas estáticas máximas.....	51
Tabla 2.3 Resultados de los periodos de la estructura reforzada para el sentido	52
Tabla 2.4 Resultados de desplazamientos y fuerzas estáticas máximas en la estructura	52
Tabla 2.5 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real.....	59

CAPITULO 3

Tabla 3.1 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de	76
---	----

CAPITULO 4

Tabla 4.1. Pesos y masas actuantes en la estructura de la piscina.....	86
Tabla 4.2 Desplazamientos y derivas encontrados para sismo transversal.	86
Tabla 4.3 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de	96

CAPITULO 5

Tabla 5.1 Masas puntuales.....	102
Tabla 5.2 Desplazamientos y Fuerzas estáticas equivalentes	103
Tabla 5.3 Desplazamientos y Fuerzas estáticas equivalentes en sentido longitudinal	107
Tabla 5.4 Desplazamientos y Fuerzas estáticas equivalentes en sentido longitudinal	109
Tabla 5.5 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real	116

CAPITULO 6

Tabla 6.1 Desplazamientos, períodos y derivas encontrados para sismo transversal.	124
Tabla 6.2 Desplazamientos, períodos y derivas encontrados para la estructura.	129
Tabla 6.3 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real	134

CAPÍTULO 1

1 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO Y MARCO TEÓRICO

1.1 Peligrosidad Sísmica en el Ecuador

Es muy importante considerar criterios sísmicos en los proyectos de análisis de estructuras, tanto en su fundamento como en sus valores y métodos de cálculo, puesto que siempre será menos costoso hacerlo antes de su construcción y diseño, que realizar el reforzamiento posterior de las mismas.

La evaluación de la seguridad de las estructuras existentes es fundamental, ya que los eventos sísmicos recientes ocurridos en 2010 en los terremotos de Chile y Haití, permiten afirmar que el riesgo sísmico está latente y durante un terremoto las estructuras deben resistir cargas que pueden no haber sido jamás probadas.

Los avances en las técnicas de modelación, el empleo de métodos en base a elementos finitos y los programas computacionales, han abierto un nuevo campo a la mejora del conocimiento. La toma de conciencia sobre este problema por parte de los gobiernos hace pensar que los avances en el campo de la ingeniería sísmica continuaran siendo elevados.

Partiendo de la referencia que está citada claramente en la Peligrosidad Sísmica en el Ecuador (Aguilar, 2010), desde esta investigación parte el análisis de este proyecto. Esta base teórica recalca en principio las fuentes principales generadoras de sismos en el Ecuador y que éstas a su vez son lamentablemente poco estudiadas a detalle.

Se muestra en el marco teórico además Zonas Fuentes, que se definen como volúmenes litosféricos asociados a ciertas características tectónicas donde se presume que pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar.

Utilizando todos los resultados de los trabajos de investigación realizados y considerando los sismos registrados hasta el 2009 por el IGEPN, IGP y NEIC. Se determinaron 20 zonas fuentes, 11 de ellas están relacionadas con el fallamiento cortical y 9 asociadas a la subducción. La geometría de estas fuentes están muy

bien detalladas en Aguiar y Castro (2009,1). Se destaca que las zonas fuentes de subducción son planos inclinados especialmente en la costa ecuatoriana, para la región interandina y oriental tienden a ser horizontales pero en algunos casos continúan siendo inclinados.

- **Mapas de Peligrosidad Sísmica en el Ecuador**

La experiencia del sismo de Chile de 2010, llevó al gobierno Ecuatoriano a una actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción del 2000, CEC-2000 es así como se emite la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2011, NEC-11, cuya nueva zonificación sísmica se presenta en la figura 1.1

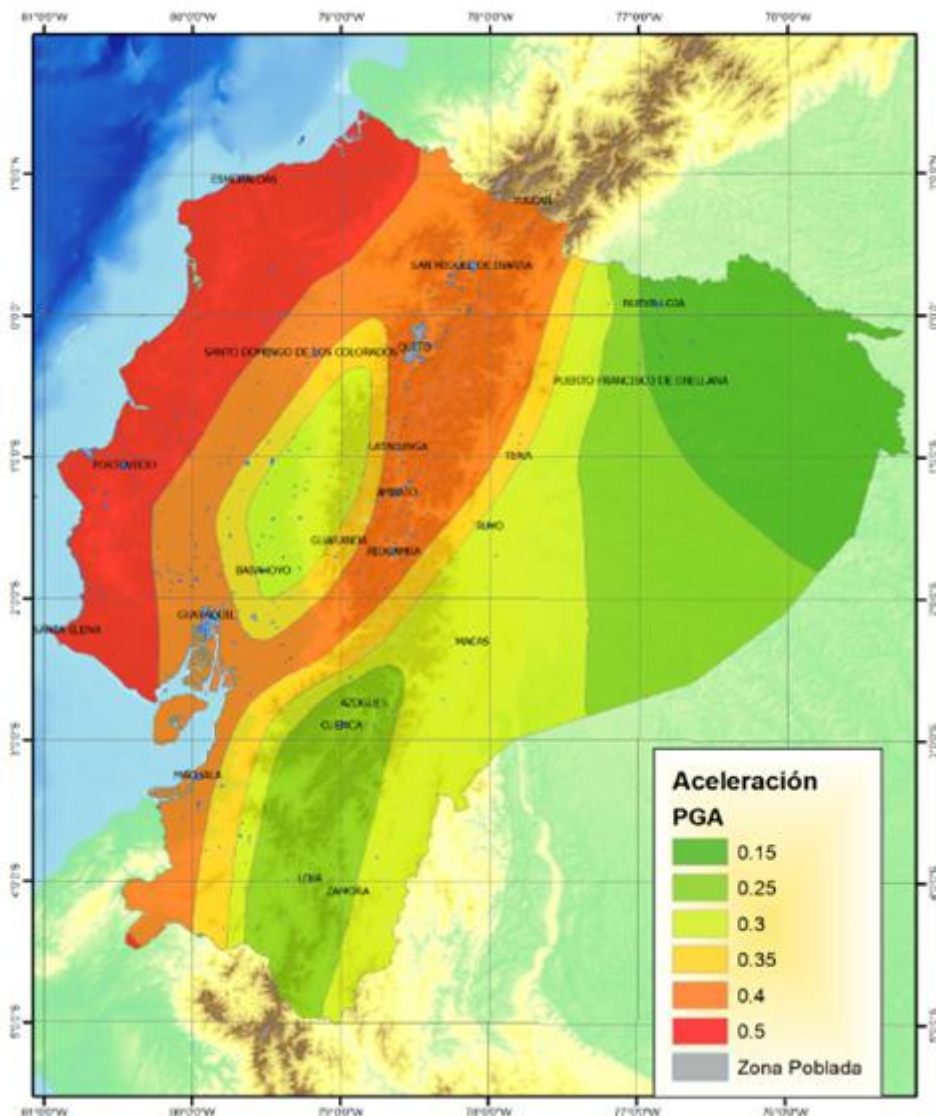


Figura 1. 1 Zonificación Sísmica del Ecuador de 2011.

La diferencia del nuevo mapa de zonificación NEC-11, con respecto al CEC-2000 es que la costa tiene una Peligrosidad Sísmica de $A_0 = 0.5 g$, en lugar de $0.4 g$. Donde A_0 es la aceleración máxima del suelo en roca; g es la aceleración de la gravedad.

Esta nueva zonificación es para un periodo de retorno de 475 años, cantidad que se obtiene al considerar una vida útil de la estructura de 50 años, con una probabilidad de excedencia del 10%.

Ahora bien, VISION 2000 en la nueva filosofía de diseño sísmico indica que una estructura no debe diseñarse para un solo sismo que tiene un período de retorno de 475 años, si no para 4 sismos denominados: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, que tienen períodos de retorno de 47, 72, 475 y 970 años, respectivamente.

El NEC-11 solo presenta la zonificación sísmica para 475 años, pero Aguiar (2009) presenta en la figura 1.2 la Peligrosidad Sísmica para los cuatro sismos mencionados.

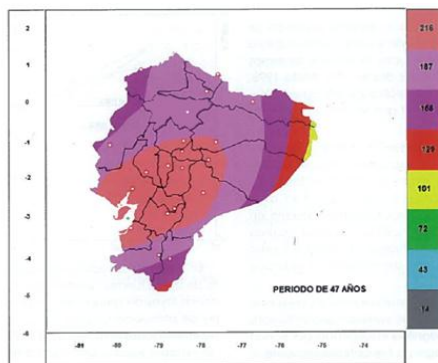


Figura 2.- Peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 47 años

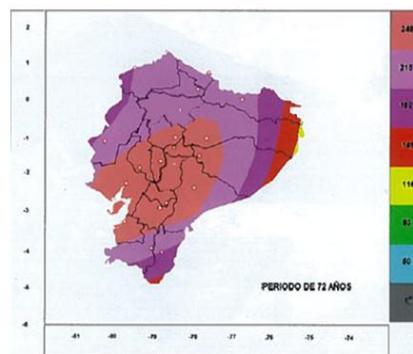


Figura 3.- Peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 72 años

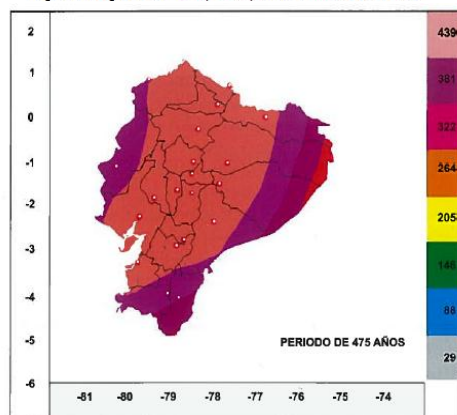


Figura 3: Peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 475 años

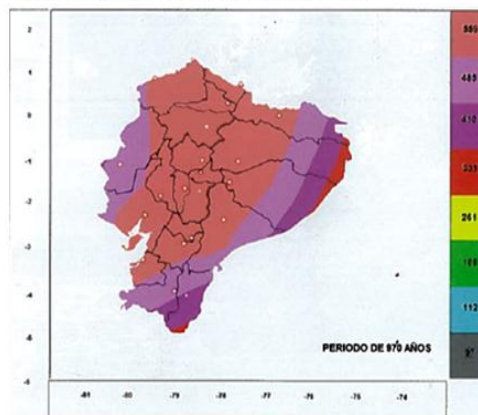


Figura 3.- Peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 475 años

Figura 1. 2 Peligrosidad Sísmica del Ecuador para los sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro. Aguiar (2009).

1.2 Comportamiento estructuras metálicas similares en sismos pasados

No resulta *posible* diseñar eficazmente estructuras sísmicamente resistentes sin comprender la forma en la que, en la práctica, éstas resultan dañadas por los terremotos. El proceso del diseño no consiste simplemente en una cuestión de análisis, cálculo y cumplimiento de reglamentos. Es esencial un conocimiento práctico del comportamiento de los edificios durante los terremotos.



Figura 1.3 Comportamiento Sísmico de Arriostramientos durante el Mega Sismo de Chile de 2010.

En este estudio se van a reforzar, estructuras para las cubiertas de Piscinas de estructuras de acero y en ellas una buena práctica es colocar tensores en los vanos exteriores de manera de tener grandes vigas de acero tipo San Andrés. Por este motivo interesa ver como se han comportado en el pasado estos tensores. Para el efecto, en la figura 1.3 se presentan tensores verticales y horizontales de una estructura industrial de Santiago de Chile, en el que se aprecia que alguno de sus elementos se rompieron durante el sismo de 2010, debido a que la demanda fue mayor que la capacidad del elemento.

Los tensores son una alternativa eficiente para reforzar una estructura de acero siempre y cuando sean diseñados en forma adecuada, la parte más crítica

tiene que ver con el comportamiento a compresión, se debe verificar que no se produzca Pandeo Local para que tengan un buen comportamiento sísmico.

Es muy común reforzar estructuras con la incorporación de diagonales de acero, de este manera se tienen estructuras arriostradas, muy rígidas. Pero se debe tener especial cuidado en el control del pandeo de las diagonales y en las fuerzas que llegan a la cimentación por las diagonales ya que estas son muy altas y si no se ha tenido la suficiente precaución pueden fallar como se observa en la figura 1.4, durante el sismo de Chile de 2010.



Figura 1.4 Falla en los apoyos de diagonales de acero durante el sismo de Chile de 2010.

1.3 Análisis Matricial de Estructuras

Para el diseño y reforzamiento sísmico de estructuras, es fundamental el Análisis Matricial de Estructuras, que está orientado a resolver las estructuras en el computador, por este motivo en el presente apartado se presenta en forma resumida las matrices de rigidez de los elementos que se han considerado en el estudio.

1.3.1 Matriz Rigidez miembro de un pórtico plano

La matriz de rigidez que se presenta a continuación, para un elemento de sección constante de un pórtico plano, está asociado al sistema de coordenadas globales indicado en la figura 1.5.

$$k_3 = T_{2-3}' k_2 T_{2-3}$$

(1.1)

$$k_3 = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} C^2 + \frac{12EI}{L^3} S^2 & & & & & & \\ \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) SC & \frac{EA}{L} S^2 + \frac{12EI}{L^3} C^2 & & & & & \\ -\frac{6EI}{L^2} S & \frac{6EI}{L^2} C & \frac{4EI}{L} & & & & \\ -\frac{EA}{L} C^2 - \frac{12EI}{L^3} S^2 & -\left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) SC & \frac{6EI}{L^2} S & \frac{EA}{L} C^2 + \frac{12EI}{L^3} S^2 & & & \\ -\left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) SC & -\frac{EA}{L} S^2 - \frac{12EI}{L^3} C^2 & -\frac{6EI}{L^2} C & \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) SC & \frac{EA}{L} S^2 + \frac{12EI}{L^3} C^2 & & \\ -\frac{6EI}{L^2} S & \frac{6EI}{L^2} C & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} S & -\frac{6EI}{L^2} C & \frac{4EI}{L} & \\ & & & & & & \end{bmatrix}$$

SIMÉTRICA

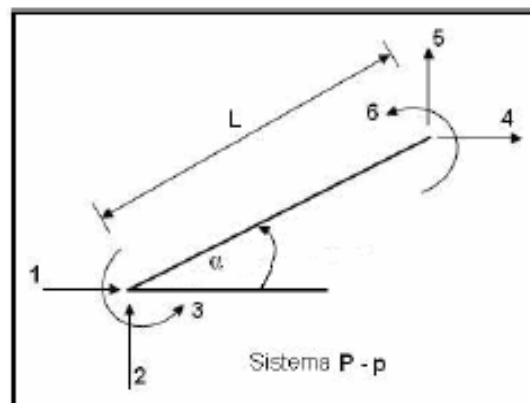


Figura 1.5 Sistema de coordenadas Globales de un elemento.

Para simplificar la escritura se denomina $C = \cos \alpha$, $S = \sin \alpha$. Donde α es el ángulo que forma el eje del elemento con el eje de las X. Por otra parte A es el área de la sección transversal; I es el momento de inercia; E es el módulo de elasticidad del material.

1.3.2 Matriz de Rigidez de Miembro de una armadura plana

Para hallar la matriz de rigidez en coordenadas globales k_3 , se realiza la siguiente operación:

(1.2)

$$k_3 = T_{2-3}^t k_2 T_2$$
$$k_3 = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \text{sen} \alpha \cos \alpha & -\cos^2 \alpha & -\text{sen} \alpha \cos \alpha \\ \text{sen} \alpha \cos \alpha & \text{sen}^2 \alpha & -\text{sen} \alpha \cos \alpha & -\text{sen}^2 \alpha \\ -\cos^2 \alpha & -\text{sen} \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha & \text{sen} \alpha \cos \alpha \\ -\text{sen} \alpha \cos \alpha & -\text{sen}^2 \alpha & \text{sen} \alpha \cos \alpha & \text{sen}^2 \alpha \end{bmatrix}$$

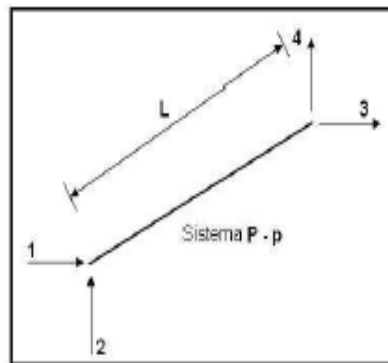


Figura 1.6 Coordenadas Globales de un elemento de una armadura plana

1.3.3 Matriz de Rigidez de Miembro de una Mampostería

Se presenta un pórtico con mampostería acoplada; en la segunda se aprecia el ancho equivalente a que se obtiene con cualquiera de los modelos descritos en el apartado anterior; en la tercera se aprecia el modelo del puntal equivalente que tiene una rigidez axial EA. Finalmente se presenta el sistema de coordenadas globales para la diagonal equivalente.

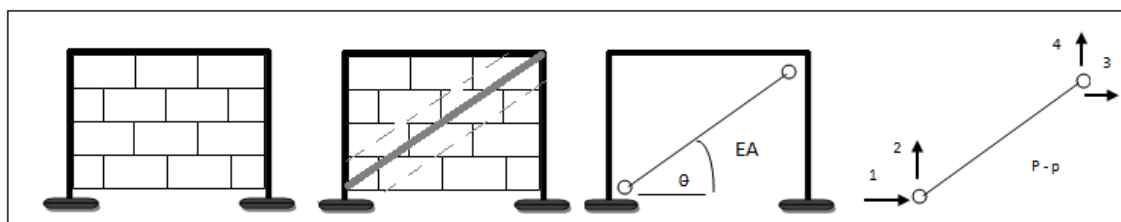


Figura 1.7 Modelo de cálculo de la Mampostería

En Aguiar (2008) se presentan varios modelos para encontrar el ancho de la diagonal equivalente de la mampostería. En el estudio se trabajó con el modelo de Priestley (1992), que ha sido acogida por la Norma Técnica de Perú de Albañilería de 2003, en la cual el ancho equivalente a , es:

$$a = \frac{L}{4} \quad (1.4)$$

Siendo L , la longitud de la diagonal, El módulo de elasticidad corresponde al de la mampostería. En las estructuras analizadas se tiene como mampostería ladrillos macizos por lo que se trabajó con un $E = 100000 T/m^2$. La matriz de rigidez de miembro de la mampostería es la correspondiente a un elemento de una estructura de acero con la rigidez calculada en la forma indicada.

1.3.4 Ensamble directo de matriz de rigidez

La matriz de rigidez de una estructura se halla por ensamblaje directo, para ello es necesario definir los vectores de colocación de cada uno de los elementos. Los vectores de colocación no son nada más que los grados de libertad del nudo inicial y final del elemento, teniendo en cuenta el sistema de coordenadas de miembro para el que se encontró la matriz de rigidez del elemento.

A continuación se indica en forma didáctica como se halla la matriz de rigidez para la estructura indicada en la figura 1.8

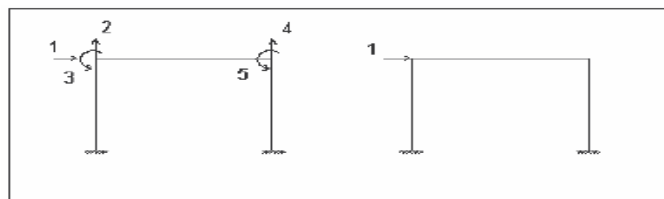


Figura 1.8 Descripción de la Estructura.

Entendido el concepto de vector de colocación a continuación la fórmula de los vectores de colocación:

$$VC(1) = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 2 \quad 3]$$

$$VC(2) = [1 \quad 2 \quad 3 \quad 0 \quad 0 \quad 4]$$

Los tres primeros dígitos de VC corresponden a los grados de libertad del nudo inicial y los tres últimos a los grados de libertad del nudo final.

Se llega a obtener el mismo resultado de la matriz de rigidez de la estructura analizada en los numerales anteriores, si sobre la matriz de rigidez de cada elemento se coloca el vector de colocación respectivo, en la parte superior y a la derecha, como se explica a continuación.

Los elementos de la primera columna de la matriz de rigidez del elemento 1 van a la posición cero en la matriz de rigidez de la estructura pero como no existe la posición toda la primera columna no contribuye, razón por la cual se traza una línea vertical, lo propio sucede con la segunda y tercera columnas. Los elementos de la cuarta columna si contribuyen a la formación de K. Ahora bien, a nivel de filas, la primera fila tiene un cero por lo que no contribuye trazándose por lo tanto una línea horizontal de igual manera la segunda y tercera fila no contribuyen.

▪ **Elemento 1**

$$k^{(1)} = \begin{array}{c} \left[\begin{array}{cccccc} 0 & 0 & 0 & 1 & 2 & 3 \end{array} \right] \\ \left[\begin{array}{cccccc} k_{11}^{(1)} & k_{12}^{(1)} & k_{13}^{(1)} & k_{14}^{(1)} & k_{15}^{(1)} & k_{16}^{(1)} \\ k_{21}^{(1)} & k_{22}^{(1)} & k_{23}^{(1)} & k_{24}^{(1)} & k_{25}^{(1)} & k_{26}^{(1)} \\ k_{31}^{(1)} & k_{32}^{(1)} & k_{33}^{(1)} & k_{34}^{(1)} & k_{35}^{(1)} & k_{36}^{(1)} \\ k_{41}^{(1)} & k_{42}^{(1)} & k_{43}^{(1)} & k_{44}^{(1)} & k_{45}^{(1)} & k_{46}^{(1)} \\ k_{51}^{(1)} & k_{52}^{(1)} & k_{53}^{(1)} & k_{54}^{(1)} & k_{55}^{(1)} & k_{56}^{(1)} \\ k_{61}^{(1)} & k_{62}^{(1)} & k_{63}^{(1)} & k_{64}^{(1)} & k_{65}^{(1)} & k_{66}^{(1)} \end{array} \right] \begin{array}{l} \overline{0} \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{array} \end{array}$$

Los elementos no rayados son la contribución del elemento 1 a la matriz de rigidez de la estructura. El vector de colocación indica la posición en la cual deben ubicarse estos términos así el elemento $k_{44}^{(1)}$ va a la columna 1 fila 1, el término $k_{54}^{(1)}$ va a la columna 1 fila 2, etc.

Por lo tanto la matriz de rigidez de miembro se ensambla en la matriz de rigidez de la estructura mediante su vector de colocación.

- **Elemento 2**

$$k^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 0 & 0 & 4 \\ k_{11}^{(2)} & k_{12}^{(2)} & k_{13}^{(2)} & k_{14}^{(2)} & k_{15}^{(2)} & k_{16}^{(2)} \\ k_{21}^{(2)} & k_{22}^{(2)} & k_{23}^{(2)} & k_{24}^{(2)} & k_{25}^{(2)} & k_{26}^{(2)} \\ k_{31}^{(2)} & k_{32}^{(2)} & k_{33}^{(2)} & k_{34}^{(2)} & k_{35}^{(2)} & k_{36}^{(2)} \\ k_{41}^{(2)} & k_{42}^{(2)} & k_{43}^{(2)} & k_{44}^{(2)} & k_{45}^{(2)} & k_{46}^{(2)} \\ k_{51}^{(2)} & k_{52}^{(2)} & k_{53}^{(2)} & k_{54}^{(2)} & k_{55}^{(2)} & k_{56}^{(2)} \\ k_{61}^{(2)} & k_{62}^{(2)} & k_{63}^{(2)} & k_{64}^{(2)} & k_{65}^{(2)} & k_{66}^{(2)} \\ \hline & & & & & & \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 0 \\ 0 \\ 4 \end{matrix} \end{bmatrix}$$

El elemento $k_{11}^{(2)}$ va a la posición (1, 1) y se sumará al término $k_{44}^{(1)}$ que ya estaba en esa posición, el término $k_{21}^{(2)}$ va a la posición (2, 1) y se suma a $k_{54}^{(1)}$, etc. De esta forma se obtiene la matriz de rigidez para la estructura de la figura N.- 13.1.1 y cuyo resultado se indica al final del apartado.

El fundamento del ensamblaje directo viene dado por el conocimiento de rigidez de una estructura asociado a la circunstancia de que la matriz A está compuesta únicamente por ceros y unos.

1.3.5 Condensación de la Matriz de Rigidez

En la figura 1,9 se presenta nuevamente la estructura que se ha venido analizando y cuyos grados de libertad se indicaron en la figura A a la izquierda se indican todos los grados de libertad ya la derecha se indica únicamente la coordenada a la cual se va a condensar la matriz de rigidez.

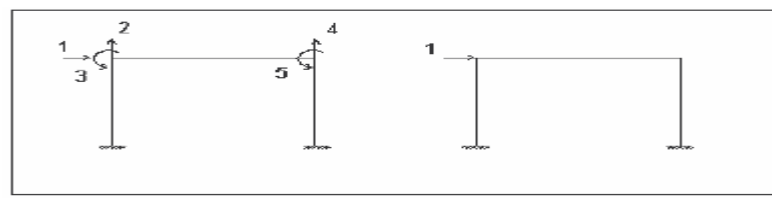


Figura 1. 9 Descripción de la Estructura Analizada.

En el sistema de coordenadas de una estructura, se puede diferenciar un grupo de coordenadas a las que se denomina "coordenadas a", que en el ejemplo de la figura 14 es la uno y las restantes, a las que se denomina "coordenadas b". Al hacer esto, tanto el vector de cargas generalizadas Q , como el vector de coordenadas generalizadas q , están particionados de la

Siguiente forma:

(1.4)

$$Q = \begin{pmatrix} Q_a \\ Q_b \end{pmatrix}$$

$$q = \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix}$$

(1.5)

Por otra parte, la ecuación básica de análisis estático, que relaciona el vector de cargas generalizadas Q , con el vector de coordenadas generalizadas q , por medio de la matriz de rigidez de la estructura K , es:

$$Q = Kq$$

(1.6)

Al reemplazar (f.14) y (f.15) en (f.16) y al trabajar con sub matrices, la matriz de rigidez de la estructura, también estará particionada, de la siguiente forma:

$$\begin{pmatrix} Q_a \\ Q_b \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix}$$

(1.7)

La condensación estática de la matriz de rigidez se da cuando Q_a casos se desarrollan a continuación:

Condensación a las coordenadas "a"

Este caso se presenta cuando el vector $Q_b=0$.

$$\begin{pmatrix} Q_a \\ \mathbf{0} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix} \quad (1.8)$$

de donde:

$$\begin{aligned} Q_a &= k_{aa}q_a + K_{ab}q_b \\ \mathbf{0} &= K_{ba}q_a + K_{bb}q_b \end{aligned} \quad (1.9)$$

luego:

$$\begin{aligned} q_b &= -k_{bb}^{-1} K_{ba} q_a \\ Q_a &= (K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba}) q_a \end{aligned} \quad (1.10)$$

Sea K^* la matriz de rigidez condensada a las coordenadas "a".

$$K^* = K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba} \quad (1.11)$$

1.4 Análisis Sísmico de Estructuras

1.4.1 Período de vibración en estructuras

Para pórticos espaciales de hormigón armado, que son las estructuras formadas por vigas y columnas, sin muros de corte el CEC-2000 recomienda las siguientes ecuaciones para el cálculo del período fundamental.

$$T = 0.0731 H^3 \quad (1.12)$$

Siendo H la altura total del edificio. También puede calcularse el período en

función de los desplazamientos laterales δ_i y de las fuerzas aplicadas f_i para el efecto se debe imponer una distribución aproximada de las fuerzas laterales. La ecuación de cálculo es:

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \div \left(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad (1.13)$$

Donde w_i, f_i, δ_i son el peso reactivo del piso i , la fuerza horizontal aplicada en el piso i , el desplazamiento lateral del piso i . g es la aceleración de la gravedad.

El período calculado con la ecuación (2) no debe ser mayor en un 30% al período calculado con la ecuación (1).

La ecuación (1) tiene un respaldo experimental en cambio la ecuación (2) tiene un respaldo analítico pero en los dos casos se trabaja con inercias gruesas, en las secciones. Es importante destacar esto ya que ante el sismo estipulado por el CEC-2000 se espera daño en la estructura razón por la cual el código especifica las siguientes inercias agrietadas con las cuales se debe realizar el análisis sísmico.

$$\begin{aligned} I_V &= 0.5 I_g \\ I_C &= 0.8 I_g \end{aligned} \quad (1.14)$$

Donde I_g es el momento de inercia grueso, calculado con la sección total; I_V, I_C son los momentos de inercia agrietados de las vigas y columnas respectivamente. Por lo tanto, para el análisis sísmico por el método estático, empleando el espectro del CEC-2000 se debe trabajar con un período, obtenido en una estructura con inercias agrietadas. Se sabe que cuando la estructura ingresa al rango no lineal el período de vibración se incrementa, de tal manera que el período es mayor al que se obtiene con la ecuación.

1.4.2 Método de superposición modal

El sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de dinámica de estructuras es el siguiente:

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = Q \quad (1.15)$$

Donde M, C, K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez; q, \dot{q}, \ddot{q} son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración. Q es el vector de cargas generalizadas. La ecuación corresponde a un sistema de ecuaciones diferenciales acoplado, para desacoplarlo se debe realizar el siguiente cambio de variable:

$$q = \Phi X \quad (1.16)$$

Siendo X el vector de desplazamientos en el nuevo sistema de coordenadas, Φ la matriz modal, conformada por cada uno de los modos de vibración de la estructura que se hallan del problema de vibración libre sin amortiguamiento.

$$\Phi = \begin{bmatrix} \varphi^{(1)} & \varphi^{(2)} & \varphi^{(3)} & \dots & \dots & \varphi^{(n)} \end{bmatrix}$$

Donde $\varphi^{(1)}$ es el primer modo de vibración, $\varphi^{(2)}$ el segundo modo de vibración, etc. En las coordenadas X el sistema de ecuaciones diferenciales está desacoplado, por esta razón se suele denominar a este sistema como coordenadas principales. En este nuevo sistema de coordenadas se tiene:

$$M^* \ddot{X} + C^* \dot{X} + K^* X = Q^* \quad (1.17)$$

De la Dinámica de Estructuras, se conoce que:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M}^* &= \Phi^t \mathbf{M} \Phi & \mathbf{C}^* &= \Phi^t \mathbf{C} \Phi \\
 \mathbf{K}^* &= \Phi^t \mathbf{K} \Phi & \mathbf{Q}^* &= \Phi^t \mathbf{Q}
 \end{aligned}
 \tag{1.18}$$

En el capítulo 7 del libro: *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Aguiar (2007) se demuestra que las matrices

$$\mathbf{M}^* = \eta \begin{bmatrix} 1 & & & \\ & 1 & & \\ & & \dots & \\ & & & 1 \end{bmatrix} = \eta \mathbf{I}_n$$

$$\mathbf{C}^* = 2\xi \eta \begin{bmatrix} W_{n1} & & & \\ & W_{n2} & & \\ & & \dots & \\ & & & W_{nn} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}^* = \eta \begin{bmatrix} W_{n1}^2 & & & \\ & W_{n2}^2 & & \\ & & \dots & \\ & & & W_{nn}^2 \end{bmatrix}$$

$$\Phi^{(i)t} \mathbf{M} \Phi^{(i)} = \eta$$

Donde W_{n1} , W_{n2} , etc., son las frecuencias naturales de vibración de los modos 1, 2, etc. ξ es el factor de amortiguamiento de la estructura, que se considera igual en todos los modos. Para estructuras de hormigón armado se considera $\xi=0.05$. El valor de η está definido en la ecuación (3) depende de la forma como se normalizan los modos.

El vector de cargas generalizadas \mathbf{Q} para el análisis sísmico, vale:

$$\mathbf{Q} = -\mathbf{M}\mathbf{b}\mathbf{U}_g$$

Donde \mathbf{b} para el análisis sísmico plano, es un vector unitario. En general \mathbf{b} asocia los grados de libertad de la estructura con el movimiento del suelo; \mathbf{U}_g es la aceleración del suelo, definida en el acelerograma. El vector \mathbf{Q}^* es

$$\mathbf{Q}^* = - \begin{bmatrix} \Phi^{(1)} \mathbf{x} \\ \dots \\ \Phi^{(n)} \mathbf{x} \\ \dots \end{bmatrix} \mathbf{M}\mathbf{b}\mathbf{U}_g$$

De tal manera que el sistema de ecuaciones diferenciales, en coordenadas principales resulta:

$$\begin{bmatrix} \eta & & & & \\ & \eta & & & \\ & & \dots & & \\ & & & \eta & \\ & & & & \eta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddots \\ x_1 \\ \ddots \\ x_2 \\ \dots \\ \ddots \\ x_n \end{bmatrix} + 2\xi\eta \begin{bmatrix} W_{n1} & & & & \\ & W_{n2} & & & \\ & & \dots & & \\ & & & & W_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dots \\ \dot{x}_n \end{bmatrix} + \eta \begin{bmatrix} W_{n1}^2 & & & & \\ & W_{n2}^2 & & & \\ & & \dots & & \\ & & & & W_{nn}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_n \end{bmatrix} = -\mathbf{Q}^*$$

1.4.3 Desplazamientos máximos modales

La ecuación diferencial de la fila i , del sistema de ecuaciones diferenciales desacoplado es:

$$\eta x_i + 2\xi\eta W_{ni} \dot{x}_i + \eta W_{ni}^2 x_i = -\Phi^{(i)} \mathbf{M}\mathbf{b}\mathbf{U}_g \quad (1.19)$$

Al dividir todo para η se tiene:

$$\ddot{x}_i + 2\xi W_{ni} \dot{x}_i + W_{ni}^2 x_i = -\frac{\Phi^{(i)t} M b}{\Omega} U_g \quad (1.20)$$

Al reemplazar en ésta última ecuación, se tiene:

$$\ddot{x}_i + 2\xi W_{ni} \dot{x}_i + W_{ni}^2 x_i = -\gamma_i U_g \quad (1.21)$$

Donde γ_i es el factor de participación del modo i .

$$\gamma_i = \frac{\omega^{(i)t} M b}{\Phi^{(i)t} M \Phi^{(i)}} \quad (1.22)$$

La expresión corresponde a la ecuación diferencial de un sistema de un grado de libertad. Ahora bien si U_g viene expresado por un espectro de diseño para un valor de amortiguamiento ξ . La máxima respuesta es:

$$x_i = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \quad (1.23)$$

Donde T_i es el período de vibración del modo i ; A_{di} es la aceleración espectral asociada al período T_i . De la ecuación es importante destacar lo siguiente:

La definición de espectro está relacionada a un sistema de un grado de libertad. Por lo tanto el factor γ_i permite pasar la respuesta en desplazamientos, de un sistema de un grado de libertad a un sistema de múltiples grados de libertad.

- f Se ha utilizado la definición de pseudo espectro para encontrar el desplazamiento espectral S_{di} .

$$S_{di} \approx \frac{A_{di}}{W_{ni}^2} = \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \quad (1.24)$$

Para tener la respuesta en las coordenadas q se utiliza la ecuación ($q = \Phi X$) con lo que se halla:

$$q^{(i)} = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi^{(i)} \quad (1.25)$$

1.4.4 Fuerzas máximas modales

Para encontrar las fuerzas en cada modo de vibración $Q^{(i)}$ se tiene que:)

$$Q^{(i)} = K q^{(i)}$$

$$Q^{(i)} = K \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi^{(i)} = \gamma_i A_{di} \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 K \phi^{(i)} \quad (1.26)$$

Del problema de vibración libre sin amortiguamiento, se tiene:

$$(K - \lambda M)\phi = 0 \quad \Rightarrow K \phi = \lambda M \phi$$

Pero: $\lambda = W_n^2 = \left(\frac{2\pi}{T_i} \right)^2$.

Luego:

$$Q^{(i)} = \gamma_i A_{di} M \phi^{(i)} \quad (1.27)$$

Si se realiza un análisis sísmico en coordenadas de piso, el vector Q es el vector que contiene las fuerzas y momentos en coordenadas de piso. En cambio si se realiza un análisis sísmico plano, el vector Q con tiene las fuerzas laterales en cada uno de los pisos, que se nota también con la letra P . Es solo nomenclatura. Aguiar (2004)

Procedimiento de cálculo

La secuencia de cálculo para realizar un Análisis Sísmico Plano orientado al uso del espectro de diseño inelástico delCEC-2000, es como sigue:

- i. Se determina la matriz de rigidez lateral del pórtico, trabajando **con inercias agrietadas**. El CEC-2000 considera que la inercia de la viga $I_V=0.5I_g$ y que la inercia de la columna $I_C=0.8I_g$ Consecuentemente se espera daño en la estructura ante la acción del sismo estipulado en el CEC-2000 que viene expresado mediante un espectro de diseño inelástico. Se espera daño ya que este sismo tiene un período de retorno de 475 años y consecuentemente la probabilidad de ocurrencia es baja.
- ii. Se encuentra la matriz de masas. Para el caso plano la matriz es diagonal y vale:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \dots & & & \\ & & & m_i & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix}$$

Donde m_j es la masa del piso i . **Para encontrar la matriz de masas se trabaja con toda la carga muerta y un porcentaje de la carga viva.** El porcentaje de la carga viva toma en cuenta la probabilidad de que se registre un sismo y en que porcentaje estará presente la carga viva .Para una vivienda u oficina se considera que ese porcentaje es del 25%. Para una biblioteca el porcentaje será mayor, lo propio para una bodega

- iii. Con la matriz de rigidez y la matriz de masas, se determinan los valores

propios λ_j y los vectores propios, que son los modos de vibración $\phi^{(i)}$. Donde i representa el modo. Se recuerda que el problema de valores y vectores propios está definido por:

$$(K - \lambda M)\phi = 0 \quad (1.28)$$

Para el caso plano, K es la matriz de rigidez lateral y como se indicó M es la matriz de masas. En Matlab se obtienen los valores y vectores propios con la instrucción **eig**. El formato de uso es el siguiente:

>>[V,D]= eig (K, M)

En V vienen los vectores propios y en la matriz diagonal de D , los valores propios.

- iv. Con los valores propios se encuentran las frecuencias naturales de vibración W_{ni} y los períodos de vibración T_i

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad (1.29)$$

- v. Se encuentran los factores de participación modal γ_j

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} M b}{\phi^{(i)t} M \phi^{(i)}} \quad (1.30)$$

Para el análisis sísmico plano en que se considera un grado de libertad por piso, el vector b es unitario

- vi. Con cada período se ingresa al espectro de diseño inelástico y se obtiene la aceleración espectral A_{di} .
- vii. Se hallan las fuerzas laterales en cada modo de vibración.

$$P^{(i)} = \gamma_i A d_i M \phi^{(i)} \quad (1.31)$$

- viii. Se encuentran los cortantes en cada piso V_i y en cada modo de vibración, a partir de las fuerzas $P^{(i)}$.
- ix. Sea plica un criterio de combinación modal en los cortantes y se halla la resultante de los cortantes. En el siguiente apartado se estudiará con cierto detenimiento estos criterios de combinación modal.
- x. Una vez que se tienen los cortantes resultantes en cada piso se hallan las fuerzas estáticas máximas equivalentes debido al sismo, definido por el espectro de diseño inelástico. Estas fuerzas se denominan P
- xi. Se realizan los controles, que se indicarán posteriormente con detalle pero aquí se los indica cuales son:

- Cortante Basal Mínimo
- Efecto $P-\Delta$
- Control de la deriva máxima

1.4.5 Criterios de combinación modal

En el Método de Superposición Modal, se hallan las respuestas en cada modo de vibración y para encontrar la respuesta resultante, se debe aplicar un criterio de combinación modal. En la literatura existen una gran cantidad de criterios entre los que se destacan los siguientes:

- *Criterio del Máximo Valor Probable (SRSS)*

Sea r un cierto valor de respuesta que se desea obtener, puede ser un desplazamiento, un momento, un corte, etc. El criterio del valor máximo probable, es:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2} \quad (1.32)$$

Donde N es el número de modos que se consideran en la respuesta, i es el modo de vibración. Por su sencillez es uno de los más utilizados. Es apropiado su uso cuando las frecuencias naturales de vibración se encuentran bastante separadas, más del 10%. Utilizar este criterio cuando no cumple esta condición puede llevar a subestimar la respuesta.

Este criterio también es conocido por las siglas SRRS (Square Root Sum of Squares)

• *Criterio de la doble suma*

Este criterio se usa cuando las frecuencias naturales están bastante cercanas entre si.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N (r_i)^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \frac{r_i r_j}{1 + \varepsilon_{ij}^2}$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sqrt{1 - \xi} (W_{ni} - W_{nj})}{\xi (W_{ni} + W_{nj})} \quad (1.33)$$

Donde W_{ni} , W_{nj} son las frecuencias de vibración de los modos i, j . ξ es el porcentaje de amortiguamiento para cada modo de vibración. Tal vez la parte más complicada del método es determinar los valores de ξ para cada modo. Una forma más refinada del criterio de la doble suma se tiene en función del tiempo de duración del sismo que se ha denominados. En este caso, se tiene:

$$\begin{aligned}\epsilon_{ij} &= \frac{W_{ai} - W_{aj}}{\xi'_i W_{ai} + \xi'_j W_{aj}} \\ W_{ai} &= W_{ni} \sqrt{1 - \xi_i^2} \\ \xi'_i &= \xi_i + \frac{2}{s W_{ni}}\end{aligned}\quad (1.34)$$

Este criterio considera la proximidad entre los valores de las frecuencias de los modos que contribuyen a la respuesta, la fracción del amortiguamiento y la duración del sismo.

- *Criterio de la combinación cuadrática completa (CQC)*

El criterio CQC (Complete Quadratic Combination), Chopra (2001), considera la posibilidad de acoplamiento entre los modos de vibración.

$$\begin{aligned}r^2 &= \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j \\ \rho_{ij} &= \frac{8 \xi^2 (1+a) a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi^2 a(1+a)^2} \\ a &= \frac{W_{nj}}{W_{ni}} \\ \rho_{ij} &= \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + a \xi_j) a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi_i \xi_j a(1+a^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) a^2}\end{aligned}\quad (1.35)$$

Cuando las frecuencias están bastante separadas, el criterio de la combinación cuadrática completa, proporciona valores similares al criterio del máximo valor probable.

- *Superposición directa*

La superposición directa de los máximos modales proporciona un límite superior al valor máximo de la respuesta total. Por lo tanto aplicar este criterio

es muy conservador.

$$r = \sum_{i=1}^N |r_i| \quad (1.37)$$

- *Propuesta de Alejandro Gómez*

El criterio propuesto por Alejandro Gómez (2002) integra de alguna manera el criterio directo con el criterio del valor máximo probable, al margen de la cercanía o no de las frecuencias naturales. El criterio es el siguiente:

$$r = \sqrt{r_1^2 + \left(\sum_{i=2}^N |r_i| \right)^2} \quad (1.38)$$

Norma Técnica de Perú 2003

En la Norma Técnica de Perú de 2003 se combinan los resultados obtenidos, en cada uno de los modos de vibración, con la siguiente ecuación:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^N |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (1.39)$$

En la Normativa de Perú se reconoce que el criterio de valor máximo probable reporta valores bajos y que el criterio de superposición directa da valores muy altos por lo que lo más conveniente es combinar estos dos criterios en forma lineal con los coeficientes indicados en la esta última ecuación

Norma Técnica de Guatemala (1996)

Es similar al de la Norma Técnica del Perú (2003) pero ahora la combinación

50% del criterio de la suma directa y 50% del criterio del valor máximo probable. Santana (2008).

$$r = 0.50 \sum_{i=1}^N |r_i| + 0.50 \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (1.40)$$

Laboratorio de Investigación Naval (NRL)

El criterio NRL (Naval Research Laboratory) considera el valor absoluto del modo que más aporta a la respuesta y lo añade al criterio SRSS. (Iberisa, 2008) Normalmente el modo que más aporta es el primero de tal manera que puede escribirse de la siguiente manera:

$$r = |r_1| + \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2 - r_1^2} \quad (1.41)$$

Se han presentado ocho criterios, seis de ellos son relativamente fáciles de evaluar y dos un poco más complejos, porque se debe indicar el valor de ξ .

1.5 Espectros de diseño

En la figura 1.10 se ilustra la forma como se obtiene un espectro de diseño, para el efecto se seleccionan registros sísmicos de una determinada región, que se encuentren registrados sobre el mismo tipo de suelo ya que se ha visto que un mismo sismo puede tener diferentes registros en suelo duro y en suelo blando a pesar de que los dos sitios están muy cercanos.

Es preferible que los registros con los cuales se obtengan los espectros sean de eventos con magnitudes mayores a cuatro o en su defecto que tengan aceleraciones máximas superiores al 10% de la aceleración de la gravedad.

Lamentablemente en América Latina no se dispone de una suficiente cantidad de registros sísmicos, clasificados de acuerdo al tipo de suelo, ni tampoco de registros de sismos fuertes por lo que toca trabajar con los archivos que se disponen o en su defecto se pueden generar registros sísmicos artificiales que sean compatibles con la sismicidad local de una región. Orosco et al (2005

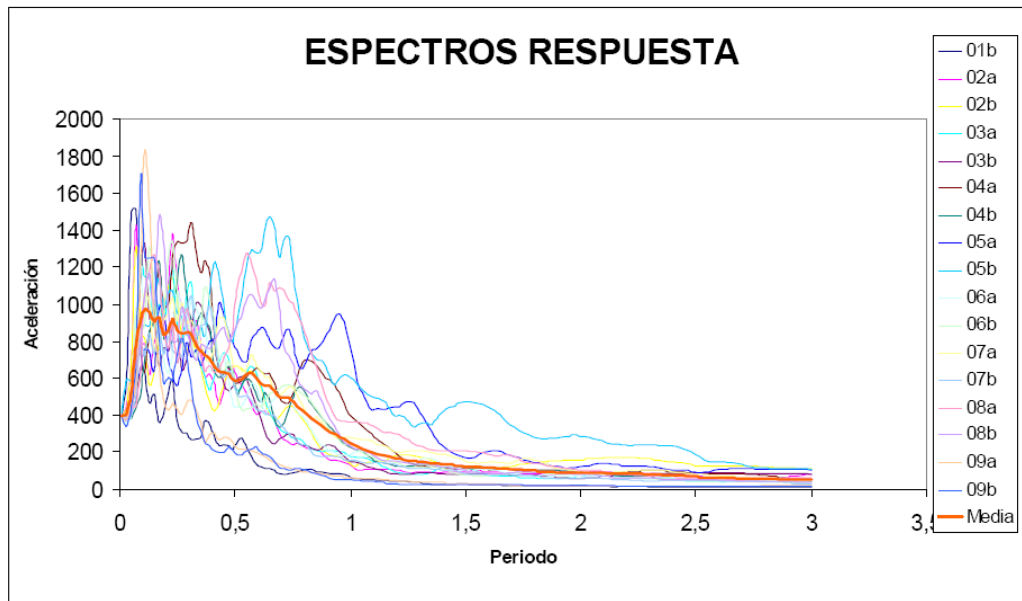


Figura 1. 10 Esquema de obtención de un espectro de diseño.

Una vez definidos los registros con los cuales se va a obtener un espectro de diseño se encuentran los espectros de respuesta de cada uno de ellos, para esto previamente se normalizan a un determinado valor todos los acelerogramas, en el ejemplo indicado en la figura 1.10 se han normalizado de tal manera que la aceleración máxima del registro sea el 40% de la aceleración de la gravedad.

Mediante estadísticas se encuentra el espectro medio, como se ilustra en la figura 2.2 con una línea un poco más gruesa. El espectro medio tiene una probabilidad del 50% de que sus ordenadas sean excedidas lo cual sería inseguro ya que significa que para un determinado período habrán sismos cuya aceleración espectral es mayor que la del espectro medio.

Con el propósito de minimizar la aceleración de excedencia de ciertos sismos, se sube la curva media encontrando la desviación estándar y se puede presentar la curva de valores medios más una desviación estándar. Lo cierto es que se trabaja en forma probabilística y los espectros están asociados a una determinada probabilidad de excedencia.

1.5.1 ESPECTRO ELÁSTICO DEL CEC-2000.

En la figura 1.11 se presenta la forma del espectro de diseño elástico del CEC-2000 que está definido por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 T < T^* & \quad A_d = \alpha \beta A_o \\
 T^* < T < T^+ & \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^S}{T} \\
 T > T^+ & \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2}
 \end{aligned}
 \tag{1.42}$$

Donde α es el coeficiente de importancia de la estructura; β , $*T$, $+T$, parámetros que están definidos en la tabla 1.1 y que dependen del perfil de suelo A_0 . es la aceleración máxima del suelo y está definido en el mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador, indicado en el capítulo anterior, T es el período de vibración de la estructura.

Se recuerda que el valor de A_0 del CEC-2000 fue obtenido para un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10%. Si se considera $\alpha=1$, se mantiene la probabilidad de excedencia, este valor se recomienda para viviendas y oficinas. Para edificaciones esenciales, como hospitales, se considera $\alpha=1.5$, en este caso la probabilidad de excedencia está alrededor de 2% cantidad muy baja considerando el período de retorno. Para edificaciones con ocupación especial como Escuelas o locales que albergan a más de 5000 personas el valor de $\alpha = 1.3$

Es importante que se tenga muy en cuenta que si se trabaja con $\alpha=1.5$ se está incrementando las fuerzas sísmicas en 50% cantidad que es demasiado alta y debido a esto es que se tiene una probabilidad de excedencia muy baja. El valor máximo de la Norma COVENIN 1756-98 es $\alpha =1.3$ para edificaciones esenciales, que es un valor adecuado. Por lo tanto, se recomienda que para edificaciones esenciales como hospitales se calcule con $\alpha =1.3$ y para edificios con ocupación especial se tome $\alpha=1.15$ para que la probabilidad de excedencia no sea tan baja. Valores altos de α implican fuerzas sísmicas altas.

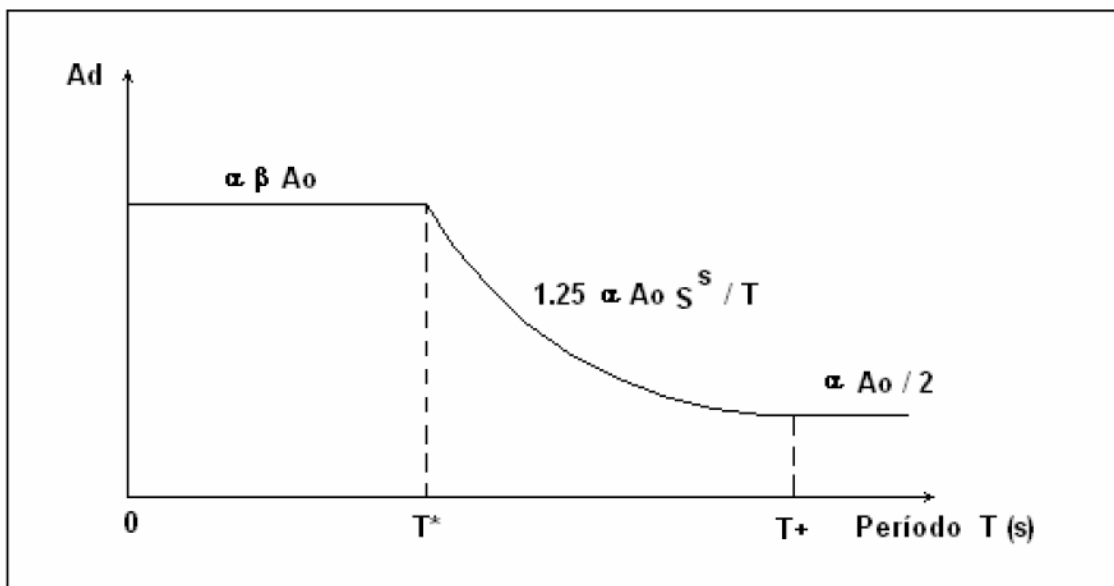


Figura 1.11 Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000

Tabla 1.1 Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000

Perfil de suelo	T^* (s)	T^+ (s)	β	S
S1	0.50	2.50	2.5	1.0
S2	0.52	3.11	3.0	1.2
S3	0.82	4.59	2.8	1.5
S4	2.00	10.00	2.5	2.0

Los cuatro perfiles de suelo del CEC-2000 se determinan de la siguiente manera:

- **Perfil de suelo S1** son suelos cuya velocidad de la onda de corte, V_s es mayor a 750 m/s, con período de vibración menor a 0.2 s. Entre ellos se incluyen:
 - Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa = 5 Kg/cm².
 - Gravas arenosas, limosas o arcillas densas o secas.
 - Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 KPa, con espesores menores a 20 m., y que se encuentran sobre roca u otro material cuyo V_s es mayor a 750 m/s.
 - Arenas densas con número de golpes del SPT: $N > 50$ con espesores menores a 20 m., y que se encuentren sobre roca u otro material cuyo V_s es mayor a 750 m/s.
 - Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: $N > 50$.

- **Perfil de suelo S2** son suelos con características intermedias entre los suelos S1 y S3.

- **Perfil de suelo S3** son aquellos cuyo período fundamental es mayor a 0.6 s., En la tabla 1.2 se indican las características de los suelos blandos o estratos de gran espesor que son

Tabla 1.2 Características de los suelos S3

Suelos Cohesivos	V_s (m/s)	Resistencia al corte no drenada S_u	Espesor del Estrato
Blandos	< 200	< 25 KPa	> 20 m.
Semiblandos	200 – 400	25 KPa – 50 KPa	> 25 m.
Duros	400 – 750	50 KPa – 100 KPa	> 40 m.
Muy duros	> 750	100 KPa – 200 KPa	> 60 m.
Suelos Granulares	V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del Estrato
Sueltos	< 200	4 – 10	> 40 m.
Semidensos	200 – 750	10 – 30	> 45 m.
Densos	> 750	> 30	> 100 m.

Si el sitio donde las propiedades del suelo son poco conocidas, se podrá considerar que el perfil de suelo es S3.

- **Perfil de suelo S4** son suelos con condiciones especiales. En este grupo se incluyen los siguientes:
 - Suelos con alto potencial de licuación, susceptible de colapso y sensitivo.
 - Turbas, lodos y suelos orgánicos.
 - Rellenos colocados sin control técnico.
 - Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
 - Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen a suelos particulares altamente compresibles, donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables y que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

1.6 NEC 2011

1.6.1 ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

1.6.1.1 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 1.12, consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (1.43)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

donde $r=1$, para tipo de suelo A, B o C y $r=1.5$, para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno, Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, $\eta(S_a/Z, \text{ en roca})$, que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), (Provincias del Oriente)

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_L , éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d \quad (1.44)$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de TL se limitarán a un valor máximo de 4 segundos. Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de Sa debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a To.

$$S_a = Z F_s \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_s}$$

(1.45)

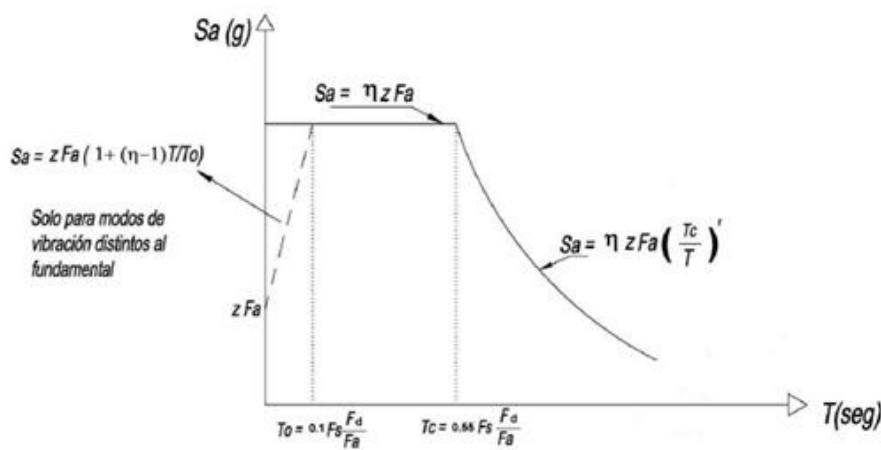


Figura 1. 12 Espectro sísmico Elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

- a) Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos: A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral (Yépez, F. et al., 2000)
- b) Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular

(caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores (Yépez, F et al., 2000).

- c) Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas ASCE 7-10 de los Estados Unidos y la NSR-10 de Colombia, ambas del 2010. Se estudiaron las formas espectrales, los factores de amplificación dinámica de las aceleraciones espectrales, las frecuencias fundamentales de vibración, la meseta máxima, la ecuación de la curva de caída y los factores de comportamiento inelástico de suelos, propuestas por Dickenson, S (1994), Seed et al. (1997 y 2001), Tsang et al. (2006), Tena-Colunga, et al. (2009) y Vera Grunauer, X (2010), Huang et.al., (2010).
- d) Debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para periodos cortos con fines de diseño y, únicamente para el análisis sísmico estático y para el análisis sísmico dinámico del modo fundamental de vibración, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de periodos de vibración cercanos a cero. Para el análisis de modos superiores al fundamental, se deberá considerar el ramal izquierdo del espectro en la zona de periodos cortos.

1.6.1.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN DESPLAZAMIENTOS

Cuando se requiera la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos S_d (en metros) definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 0.05 (Figura 1.13),

$$S_d = 0.38ZF_a T^2 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } 0 \leq T \leq T_0$$

$$S_d = 0.38ZF_a T^2 \text{ para } T_0 < T \leq T_C$$

$$S_d = 0.38ZF_a T \text{ para } T_C < T \leq T_L$$

$$S_d = 0.38ZF_a T_L \text{ para } T > T_L$$

(1.46)

Donde los valores de los periodos límite T_o , T_c y T_L son los mismos que fueran definidos para el espectro elástico de aceleraciones. No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos en los espectros de desplazamientos. La forma espectral y ecuaciones que definen el espectro de diseño elástico de desplazamientos consideran la respuesta dinámica y efectos de sitio (comportamiento no lineal del subsuelo, F_S y respuesta para cada zona geotécnica, F_a y F_y), y no representa a un espectro de pseudodesplazamiento (Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X(2010)).

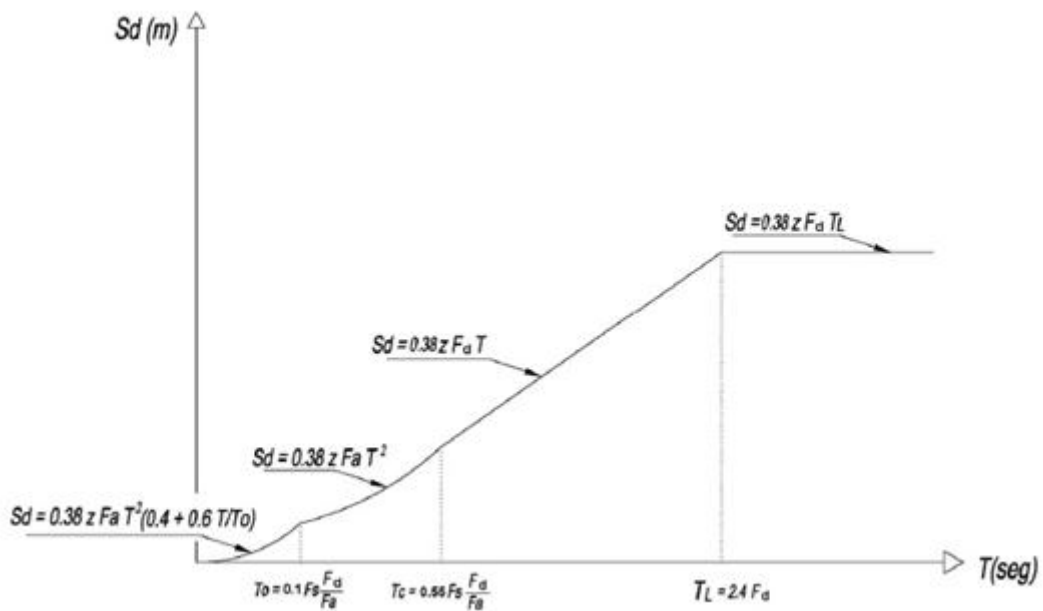


Figura 1.13 Espectro sísmico Elástico de desplazamiento para diseño.

CAPÍTULO 2.

VIVIENDA PREFABRICADA CON FIBROLIT

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Una buena opción de vivienda barata, de un piso, son las construcciones en base a paneles de Fibrolit y estructura de acero de lámina delgada. En efecto las paredes de Fibrolit, son bastante livianas, lo que es positivo desde el punto de vista sísmico, lo propio sucede con el acero.

Si se construye de esta manera, lo importante es tener una estructura de acero de lámina delgada, compuesta por vigas y columnas, de tal manera que al Fibrolit se lo utiliza solo como material de relleno pero si se construye sin columnas de acero, como es el caso de la estructura que se presenta en este capítulo, la estructura es muy vulnerable.

Antes de describir la estructura que se va a analizar se describe brevemente que es el Fibrolit y se presentan sus propiedades mecánicas.

El Fibrolit es un tablero de cemento reforzado con fibras mineralizadas de maderas seleccionadas, es un material impermeable lo que permite colocarlo en las fachadas de una vivienda, es resistente a la intemperie, no se pudre, inmune al ataque de polilla, de tal manera que se trata de un material noble que puede instalarse con facilidad.

El peso específico del Fibrolit está entre 1 y 1.10 g/cm³; el módulo de elasticidad se encuentra entre 3600 a 4000 N/mm²; la resistencia a la flexión en sentido longitudinal es de 9 N/mm² y en sentido transversal de 12 N/mm². El coeficiente de dilatación es 0.0000 12 m/m⁰C. (Eternit Ecuatoriana).

Las planchas de Fibrolit vienen en espesores de 5, 6, 8, 11, 14, 17, 20 y 22 mm., las medidas son variables dependiendo del uso que vayan a tener. Estas

planchas van enmarcadas en perfiles de aluminio, en la estructura que se describe a continuación.

En la Figura 2.1, se presenta la estructura que se analiza, la misma que sirve de aulas, en unos casos y de vivienda en otros, en el Colegio Sucre de la ciudad de Quito. Es una estructura de 7 m., de largo por 5 m., de ancho con una altura total hasta el cumbrero de 3.4 mts.

Esta estructura está constituida por láminas de Fibrolit, sus paredes están enmarcadas con perfiles de aluminio tipo T entre ellos. El problema de esta estructura es que no existen columnas de acero de lámina delgada, en la cubierta existen estos perfiles y son tipo G de 100/50/10/2 mm., pero solo hay en sentido longitudinal, de tal manera que las paredes de Fibrolit van a trabajar como columnas, esta es adecuado para cargas verticales pero para cargas sísmicas no ya que la planchas de Fibrolit enmarcadas en aluminio se van a abrir durante un sismo, su comportamiento es muy similar al de unas barajas colocadas unas al lado de otras, no hay un marco que les impida que se abran. La cimentación de la misma es un contrapiso de hormigón ciclópeo fundido a lo largo de una sola plataforma donde se asienta toda la estructura.



Figura 2.1 Estructura de Fibrolit que se analiza.

2.2 MODELO DE CÁLCULO DE ESTRUCTURA SIN REFORZAMIENTO

En la figura 2.2 se presenta el modelo de cálculo del pórtico transversal de la estructura de la figura 2.1, El Fibrolit ha sido modelado con una diagonal

equivalente la misma que existe en los paneles que no tienen ventana o puerta. Los marcos de las planchas del Fibrolit que son de aluminio han sido modelados como elementos verticales (columnas) y horizontales (vigas). Los elementos inclinados que aparecen en la figura 2.2, también son de aluminio; de tal manera que el pórtico transversal está conformado por las planchas de Fibrolit enmarcadas en aluminio, lo que le convierte en un pórtico muy flexible.

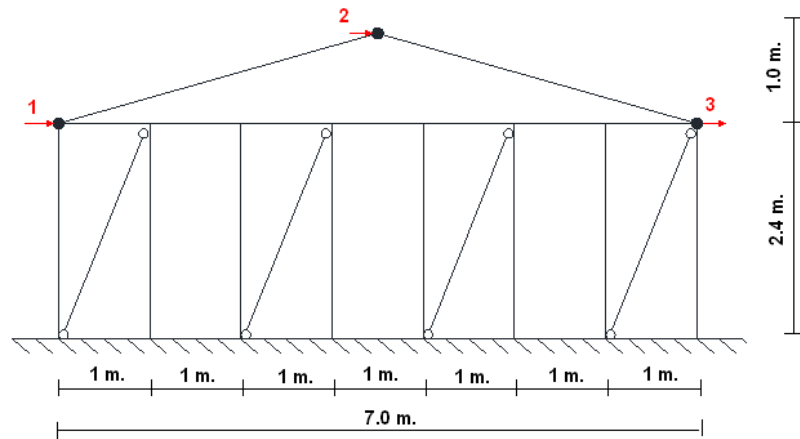


Figura 2. 2 Modelo numérico del Pórtico transversal.

La estructura de la figura 2.1, tiene 2 pórticos en sentido transversal, de las mismas características al indicado en la figura 2.2. Por cierto las 3 coordenadas que se han indicado en la figura 2.2, son las coordenadas principales, se trabajó con un modelo que considera 3 grados de libertad por nudo: dos componentes de desplazamiento horizontal y vertical y una rotación. Se obtuvo la matriz de rigidez completa, asociada a todos los grados de libertad y se condensó a los grados de libertad indicados en la figura 2.2.

En la figura 2.3 se presenta un pórtico en sentido transversal, solo hay 2 pórticos, en los extremos de la estructura, en este caso como no hay ventanas ni puertas las diagonales equivalentes del Fibrolit existen en todos los vanos. Los elementos verticales son los perfiles de aluminio y elemento horizontal es la correa tipo “G” cuyas dimensiones ya fueron indicadas anteriormente.

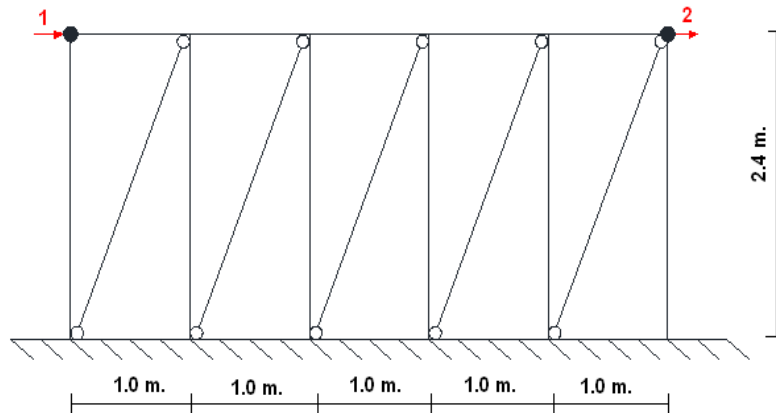


Figura 2. 3 Modelo numérico en sentido transversal de estructura original.

De igual manera se indican las coordenadas laterales, del modelo. Nótese en las figuras 2.2 y 2.3 que las masas se han concentrado en los extremos y en el cumbrero, están representadas con un círculo. En la figura 2.4 se indican estas masas, básicamente se tienen dos masas las de los extremos que se han denominado m_1 y las centrales m_2 que valen: 0.0171 y 0.034 T s²/m., respectivamente.

2.3 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL. SIN REFORZAMIENTO

En la figura 2.5 se presentan los grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido transversal. Se destaca que cada masa tiene 3 grados de libertad y son las componentes de desplazamiento según los ejes X, Y, Z. Con estos grados de libertad se van a trabajar pero se lo hace por separado, cuando actúa el sismo en sentido transversal, en sentido longitudinal y en sentido vertical.

En el sentido transversal la estructura original tiene un período fundamental de 3.65 seg., que demuestra que la estructura es sumamente flexible.

Se realizó un análisis modal espectral, utilizando el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S3, se consideró un valor de $R = 1$ debido a que la estructura no tiene ductilidad, ni sobre resistencia, ni redundancia; se trabajo con un factor de importancia de 1, para el cálculo de los desplazamientos laterales, como lo recomienda la Norma Colombiana NSR-10. El desplazamiento lateral máximo encontrado es 92.43 cm., en sentido transversal, prácticamente se

desplaza 1 m., lo cual es intolerable, con este valor la deriva global que se halló es 27.48 %.

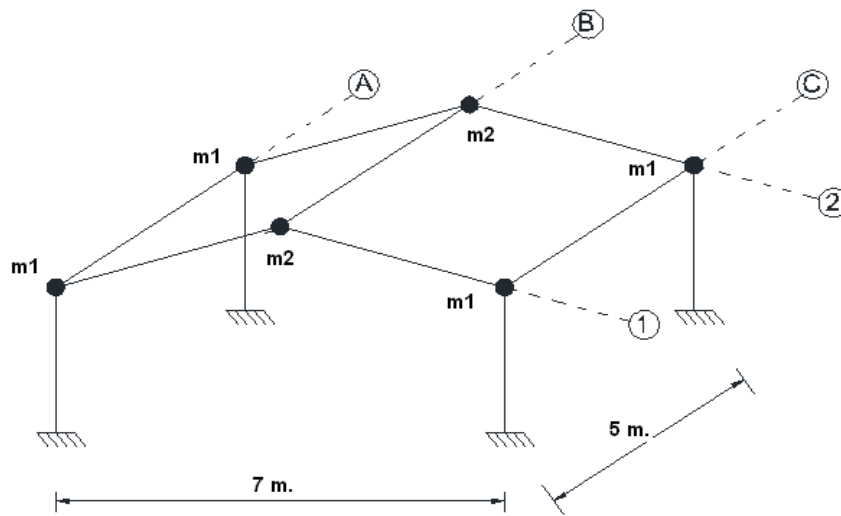


Figura 2.4 Modelo de análisis sísmico de estructura original.

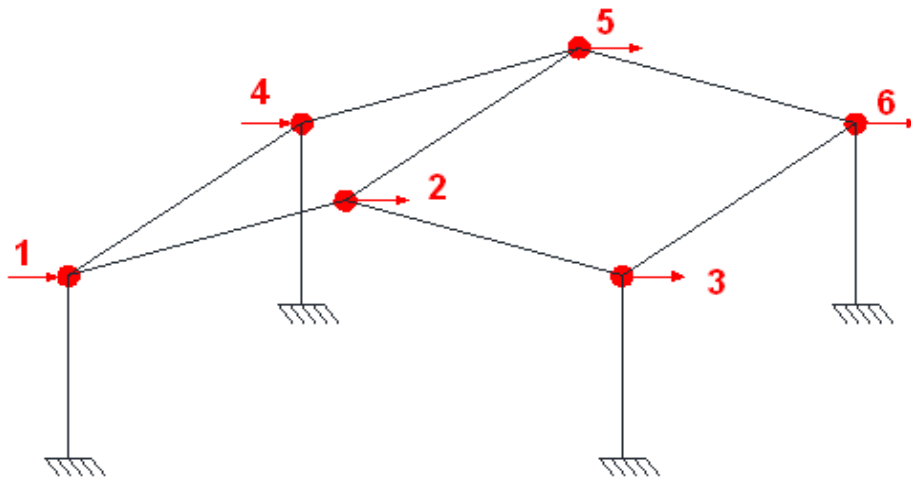


Figura 2.5 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido transversal.

2.4 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL. SIN REFORZAMIENTO

En sentido longitudinal es más crítico debido a que no existen tensores en la cubierta, no existen columnas en el cumbrero. En estas condiciones se realizó

el análisis sísmico para los grados de libertad indicados en la figura 2.6. En este sentido el período fundamental es de 281 seg., es tan alto que no hace más que demostrar que la estructura es inestable sísmicamente en sentido longitudinal; los desplazamientos máximos encontrados son de 3.9 m., que se indican en la figura 2.7. Por lo tanto, la estructura debe ser reforzada.

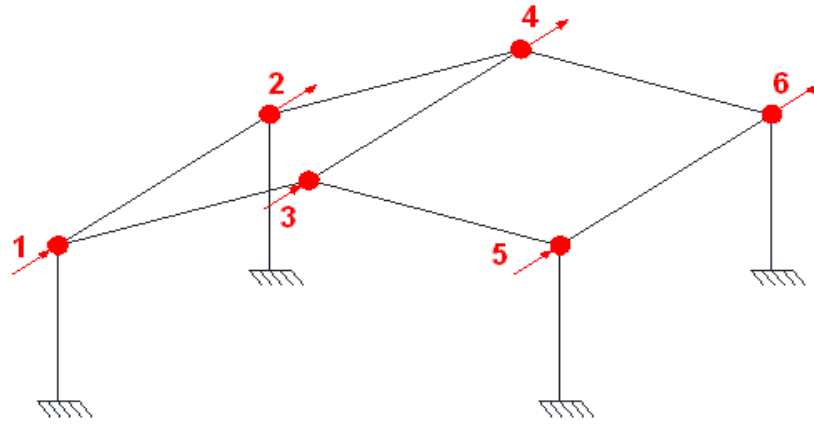


Figura 2.6 Modelo de análisis para el sentido longitudinal.

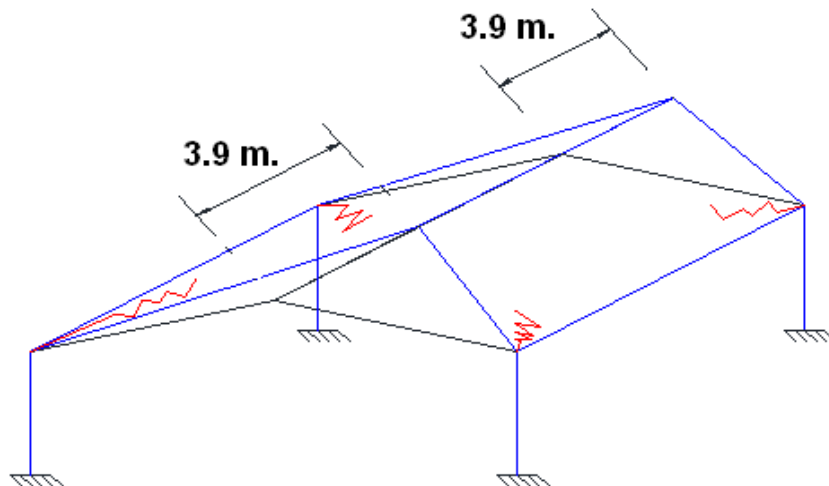


Figura 2.7 Desplazamientos esperados en sentido longitudinal.

2.5 REFORZAMIENTO PROPUESTO

Se deben construir columnas de acero de lámina delgada en los extremos de la estructura, para que tanto los pórticos longitudinales como transversales se apoyen en estas columnas, pero a más de estas columnas, en los pórtico

exteriores se deben construir columnas de acero en la parte interior, como se muestra en la figura 2.8. Estos elementos estructurales a crearse deben ser de 100/100 mm.; se puede trabajar con un perfil tubular de las dimensiones indicadas de 3 mm., de espesor o unir dos perfiles "G" de 100/50/15/3 mm. Nótese que las dimensiones son bastante bajas.



Figura 2.8 Columnas y vigas de acero a colocarse en los pórticos exteriores.

Con las vigas horizontales alrededor de la estructura lo que se consigue es que la misma trabaje en forma de marco, ya no se va a abrir durante un sismo, debido a la presencia de estas vigas colocadas en la parte superior que están abrazando a la estructura, la forma como se van a unir las planchas de Fibrolit a estas vigas y columnas se indica en la figura 2.9, para la unión a las columnas y en la 2.10 para la unión a las vigas.

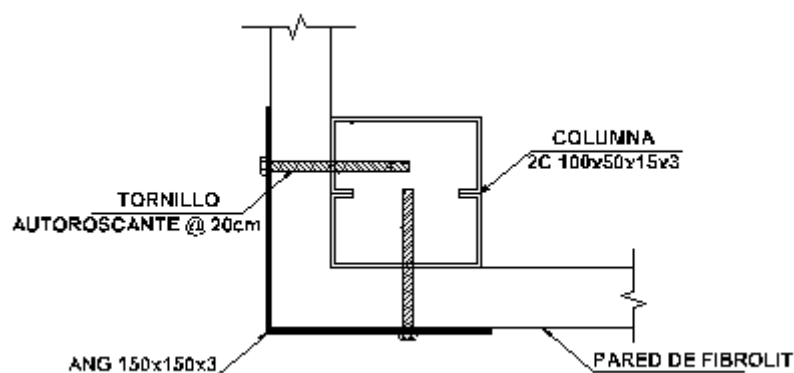


Figura 2.9 Unión del Fibrolit a las columnas de acero.

2.6 MODELO DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURA REFORZADA

En la figura 2.11, se presenta el modelo considerado para el análisis sísmico de la estructura reforzada. Nótese que se está trabajando con un modelo de piso flexible.

En la figura 2.12 se indican todos los grados de libertad de un pórtico en sentido transversal; se halló la matriz de rigidez por ensamblaje directo y posteriormente se condensó a los grados de libertad mostrados en la figura 2.13, la matriz de rigidez que se ha denominado rigidez lateral, es de 4x4.

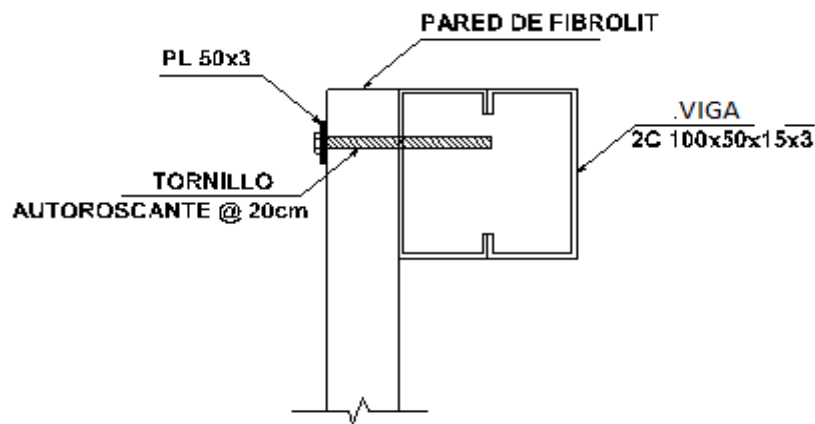


Figura 2.10 Unión del Fibrolit a las vigas de acero.

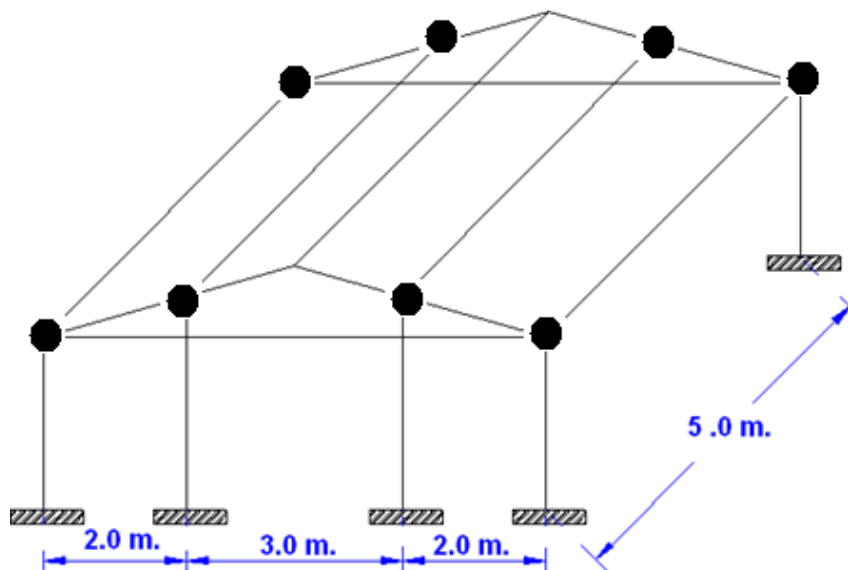


Figura 2.11 Modelo de análisis sísmico de estructura reforzada.

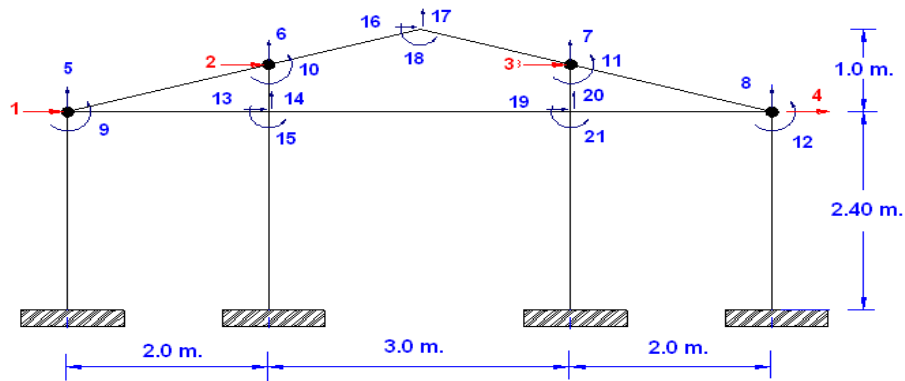


Figura 2.12 Grados de libertad de un pórtico en sentido transversal

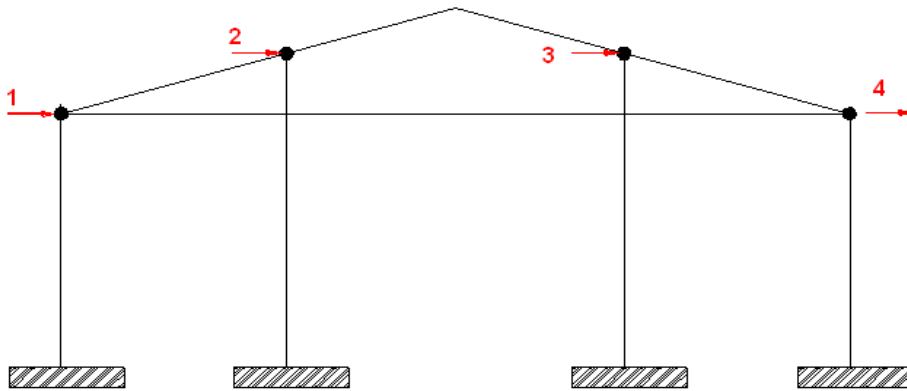


Figura 2.13 Coordenadas laterales para el sentido transversal.

$$KL^{(1)} = 10^3 \begin{bmatrix} 3.6647 & -0.0043 & -0.0019 & -3.6021 \\ -0.0043 & 0.0044 & 0.0001 & -0.0019 \\ -0.0019 & 0.0001 & 0.0044 & -0.0043 \\ -3.6021 & -0.0019 & -0.0043 & 3.6647 \end{bmatrix}$$

2.7 ANÁLISIS SÍSMICO TRANSVERSAL DE ESTRUCTURA REFORZADA

En la figura 2.14 se presentan los grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido transversal de la estructura reforzada.

En el sentido transversal la estructura reforzada tiene un período fundamental de 0.419seg., esto demuestra que la estructura ya no es flexible.

Se realizó un análisis modal espectral, utilizando el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S3, se consideró un valor de $R = 1.5$; se trabajó con un factor de importancia de 1, para el cálculo de los desplazamientos laterales, como lo recomienda la Norma Colombiana NSR-10. El desplazamiento lateral máximo encontrado es 3.57 cm., en sentido transversal, con este valor la deriva global que se halló es 1.23 %.

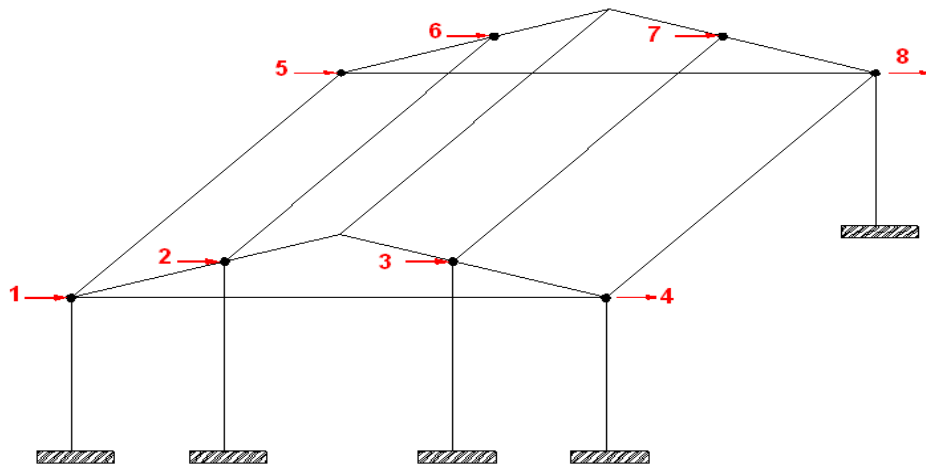


Figura 2. 14 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido transversal.

En la tabla 2.1 y 2.2 se realizan la comparación de los resultados de los periodos, desplazamientos y fuerzas entre la estructura original y la estructura reforzada para el sismo en el sentido transversal.

Tabla 2.1 Comparación de periodos entre estructura original y reforzada para el sentido transversal.

Comparación de periodos entre estructura no reforzada y reforzada.

Modo	1	2	3	4	5	6
Período No reforzada (seg.)	3.65	2.964	1.375	1.333	1.032	0.991
Período reforzada (seg.)	0.419	0.419	0.397	0.397	0.103	0.103

Tabla 2.2 Comparación de desplazamientos y fuerzas estáticas máximas entre estructura original y reforzada para el sentido transversal.

Desplazamientos y Fuerzas estáticas máximas, para análisis sísmico en sentido transversal de estructura reforzada.

Grados de libertad	1 y 5	2 y 6	3 y 7	4 y 8
Desplazamientos (cm)	0.45	3.57	3.57	0.45
Fuerza (T)	0.115	0.139	0.139	0.115
$\gamma_g = 1.23 \%$				

2.8 ANÁLISIS SÍSMICO LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA REFORZADA

En la figura 2.15 se presentan los grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido longitudinal de la estructura reforzada.

En el sentido longitudinal la estructura reforzada tiene un período fundamental de 0.236seg., esto demuestra que la estructura ya no es flexible.

Se realizó un análisis modal espectral, utilizando el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S3, se consideró un valor de $R = 1.5$; se trabajó con un factor de importancia de 1, para el cálculo de los desplazamientos laterales, como lo recomienda la Norma Colombiana NSR-10. El desplazamiento lateral máximo encontrado es 1.03 cm., en sentido longitudinal, con este valor la deriva global que se halló es 0.36 %.

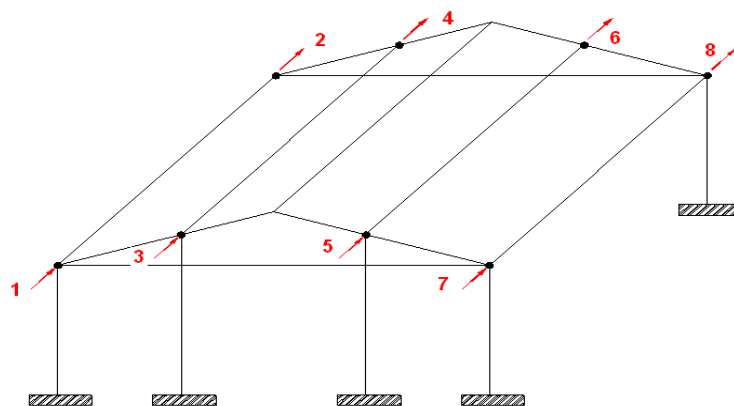


Figura 2.15 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido longitudinal

En la tabla 2.3 y 2.4 se entregan los resultados de los periodos, desplazamientos y fuerzas de la estructura reforzada para el sismo en el sentido longitudinal.

Tabla 2.3 Resultados de los periodos de la estructura reforzada para el sentido longitudinal.

Períodos de vibración de estructura reforzada. Sentido Longitudinal.

Modo	1	2	3	4	5	6	7	8
Período reforzada (seg.)	0.236	0.236	0.183	0.183	0.012	0.012	0.012	0.012

Tabla 2.4 Resultados de desplazamientos y fuerzas estáticas máximas en la estructura reforzada para el sentido longitudinal.

Desplazamientos y Fuerzas estáticas máximas para análisis sísmico longitudinal en estructura reforzada.

Grados de libertad	1, 2, 7 y 8	3, 4, 5 y 6
Desplazamiento (cm)	0.62	1.03
Fuerza (T.)	0.125	0.125
	$\gamma_g = 0.36 \%$	

2.9 ANÁLISIS SÍSMICO VERTICAL DE ESTRUCTURA REFORZADA

En la figura 2.16 se presentan los grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido vertical de la estructura reforzada.

En el sentido vertical la estructura reforzada tiene un período fundamental de 0.07seg. La aceleración vertical se consideró 0.75 veces la aceleración horizontal.

Se realizó un análisis modal espectral, utilizando el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S3, se consideró un valor de $R = 1.5$; se trabajó con un factor de importancia de 1, para el cálculo de los desplazamientos laterales, como lo recomienda la Norma Colombiana NSR-10. El desplazamiento lateral máximo encontrado es 0.006 cm., en sentido vertical.

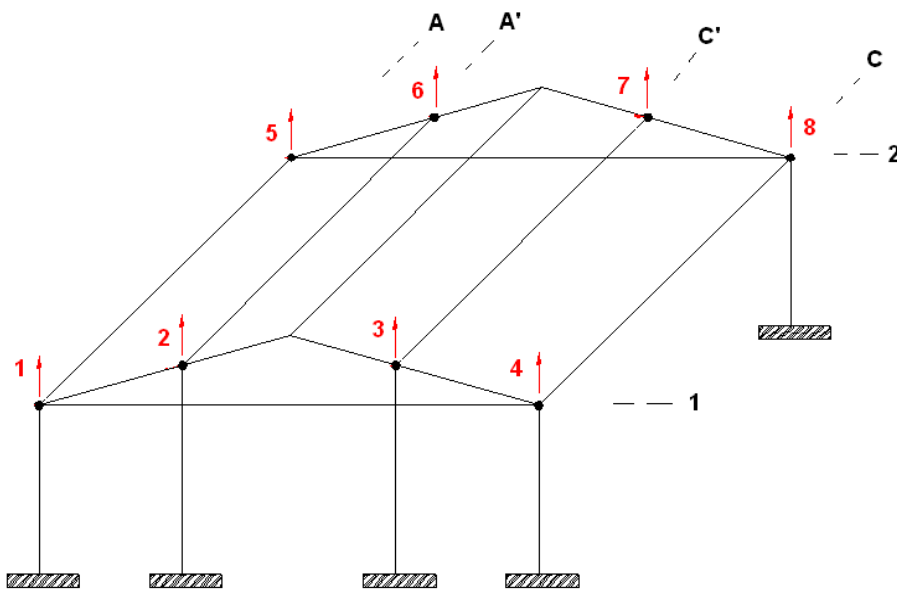


Figura 2.16 Grados de libertad para el análisis sísmico en sentido vertical.

2.10 PLANOS DE REFORZAMIENTOS PROPUESTOS.

En la figura 2.17 se presentan los planos constructivos de detalle de la cimentación para las columnas del reforzamiento propuesto para la estructura de Fibrolit

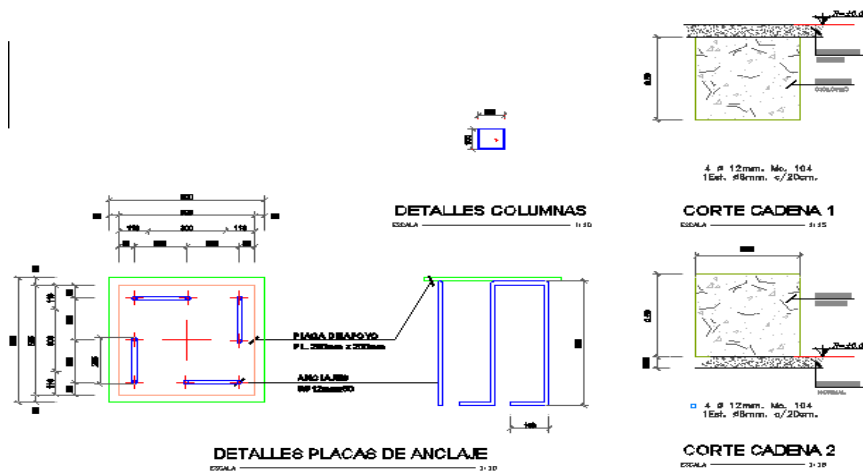


Figura 2.17 Planos constructivos de cimentación para reforzamiento propuesto.

Es muy importante el tipo de anclaje o uniones que se van a utilizar para la estructura de reforzamiento en acero debido a que estas conexiones deben ser realizadas en obra cumpliendo y respetando los detalles constructivos diseñados.

En la figura 2.18 se presentan los planos de conexiones tanto entre vigas y columnas metálicas del reforzamiento como las uniones entre columnas y vigas con las planchas de Fibrolit.

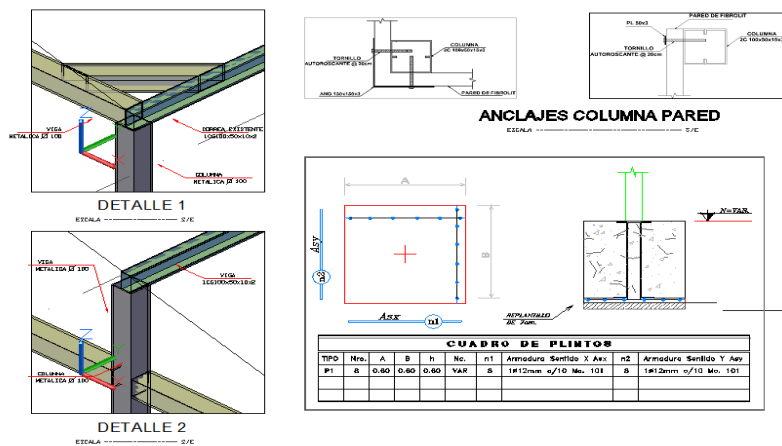


Figura 2. 18 Planos constructivos de conexiones para reforzamiento propuesto.

2.11 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.

2.11.1 Método constructivo de obra civil

- Se realiza el picado del contrapiso existente para que la superficie de unión entre el antiguo hormigón y el nuevo pueda tener mayor sujeción.
- Se fabrica el encofrado de madera con tableros de triplex espesor de 8mm cuyas uniones serán cuarterones de madera con la sección indicada en el diseño.
- Posteriormente se realiza la fabricación de dados de hormigón ciclópeo que tiene las siguientes medidas: 0.60 mts de largo x 0.60 mts de ancho y 0.60 mts de profundidad.
- Se colocaran en estas bases antes de su fundición anclajes metálicos o canastillas metálicas que son elementos soldados entre una placa de anclaje de 20cm x 20 cm de sección y un espesor de 6mm y varillas tipo gancho de 12mm de diámetro.

2.11.2 Método constructivo de obra metálica

- Una vez fundidas las bases de hormigón con sus respectivas placas niveladas se procede a levantar las columnas metálicas con los tubos de acero negro A-36 en cual será cortado con equipo de oxicorte o sierra mecánica en base a los diseños y planos de fabricación.
- Estas columnas son aplomadas en los dos sentidos x-y comprobando su verticalidad con un nivel o plomada de campo.
- Cuando las columnas se encuentran completamente aplomadas se realiza el proceso de unión entre los elementos de anclaje y las mismas con suelda en las placas con un cordón corrido de suelda de electrodo 7018 Ø 1/8", el mismo procedimiento se lo realiza en la cabeza de la columna

metálica y se efectúa la unión entre las correas existentes que sujetan al techado de la estructura con el mismo procedimiento de soldadura y electrodo.

- Después de realizar esta actividad se procede a colocar los tornillos autorroscantes entre la columna metálica y los tableros de Fibrolit cada 20 cm en el sentido vertical.
- Posteriormente se colocan las vigas de reforzamiento que tienen la misma sección y características físicas de las columnas que nos permiten formar un pórtico entre las columnas metálicas y las vigas, esta unión se la realiza con un cordón continuo de suelda alrededor de toda la sección de la viga con electrodo 7018 Ø 1/8".
- Para tener una mayor rigidez en el pórtico metálico se colocan tensores a los cuatro vértices del pórtico entre las columnas y vigas manteniendo el mismo procedimiento de unión con soldadura.
- Cuando toda la estructura se encuentra armada completamente se realiza una limpieza de los cordones de suelda con amoladora y disco para hierro con lo cual se evita la porosidad entre las uniones y se evita la corrosión posterior.

2.11.3 Método constructivo para pintura

- Se realiza la limpieza integral de toda la estructura.
- Se realiza el masillado de los elementos para no tener hundimientos y para que no se note la unión de soldadura entre los mismos.
- Se procede a pintar la base con pintura anticorrosiva.
- Se coloca dos capas de pintura esmalte como acabo final.

En la figura 2.19 se indican los equipos que se utilizaran para el proceso constructivo del reforzamiento.



Figura 2.19 Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento propuesto.

2.12 PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.

Para realizar el presupuesto real del reforzamiento propuesto se realizó el análisis de precios unitarios (APU) en cada una de las actividades que se necesitan para ejecutar el reforzamiento, para dicho análisis se considera el costo de material, equipos, herramientas y mano de obra esta última considerando los salarios reales hasta la elaboración de este análisis.

En la tabla 2.5 en la parte superior se indica un ejemplo del rubro de estructura metálica con los valores de costos directos e indirectos, en la parte inferior de la figura se muestra el resumen de los costos totales de cada uno de los rubros analizados.

Para el reforzamiento de vivienda prefabricada con Fibrolit se necesita la cantidad de 1349.39 US\$ por cada unidad de vivienda.

Tabla 2.5 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de reforzamiento.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE:
 OBRA: Aulas Escuela Sucre Fecha: Feb 8/12
 RUBRO: UNIDAD: kg
 DETALLE: Estructura de acero A36 para reforzamiento (sólo estructura).

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD Δ	TARIFA \$	COSTO HORAS C*Δ*H	REND. R	COSTO D=C*H/R
Soldadora	0,040	2,000	0,080	1,000	0,080
Compresor	0,015	0,500	0,008	1,000	0,008
Cizalla	0,000	0,400	0,000	1,000	0,000
Pesete	0,015	0,200	0,003	1,000	0,003
SUBTOTAL M					0,093
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD Δ	JORNAL HR \$	COSTO HORAS C*Δ*H	REND. R	COSTO D=C*H/R
Soldador Cat IV	0,160	2,553	0,408	1,000	0,408
Ayudante Cat II	0,160	2,553	0,408	1,000	0,408
Peon Cat I	0,030	2,553	0,076	1,000	0,076
SUBTOTAL N					0,892
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD Δ	P. UNITARIO \$	COSTO C*Δ*U	
Tubos cuadrados 100x100 mm e=3mm	kg	1,450	0,91	1,320	
Soldadura	kg	0,042	2,87	0,121	
Gasos e insumos	gl	0,009	5,00	0,045	
Pintura anticorrosiva	gl	0,016	10,50	0,168	
SUBTOTAL O					1,654
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD Δ	TARIFA \$	COSTO C*Δ*U	
SUBTOTAL P					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,639
INDIRECTOS Y UTILIDADES:					10,00%
OTROS INDIRECTOS					0,264
COSTO TOTAL DE RUBRO:					2,903
VALOR OPERATIVO:					\$4,54

NOTA:

OBRA: REFORZAMIENTO AULAS ESCUELA MUNICIPAL SUCRE
 LOCALIZACIÓN: QUITO
 ELABORACION: PATRICIO RAMOS

TRABAJOS PRELIMINARE S

COD	RUBRO	UND.	CANTIDAD	P. UNIF	TOTAL
1	Estructura Metalica Acero A36	Kg	409,90	s/. 2,90	1.188,71
2	Hormigon Ciclopeo para base de columnas	m3	1,73	s/. 62,63	108,22
3	Acero de refuerzo 8a 32 [mm], para elementos estructurales,	Kg	21,12	s/. 1,83	38,65
4	Replanteo hormigon simple f'c 140 [kg/cm2] para muros, muretes y vigas de cimentación	m3	0,14	s/. 95,90	13,81
					s/. 1.349,39

CAPÍTULO 3.

ESTRUCTURAS DE LÁMINA DELGADA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Con una buena estructuración sísmica, las estructuras de acero de lámina delgada son muy apropiadas para viviendas o centros de educación de un piso o dos pisos pero para ello se debe tener especial cuidado de que la estructura tenga similares rigideces en sentido X, como en sentido Y., si esto no ocurre la estructura será muy rígida en un determinado sentido y flexible en el sentido ortogonal.

La estructura que se analiza, de lámina delgada de acero, se encuentra sobre una estructura de hormigón armado y es la presentada en la figura 3.1. La mayor fuente de vulnerabilidad sísmica de las estructuras se debe a las ampliaciones, como en el presente caso en que se diseña una estructura de hormigón armado de un piso y posteriormente se decide construir un nuevo piso, con una estructura muy liviana pero sin mayor técnica. Lo que se consigue con este procedimiento es tener 2 estructuras vulnerables, la existente por que se incrementan las cargas y la ampliación por que ha sido realizada sin mayor técnica.



Figura 3.1 Estructura de lámina delgada sobre una de acero.

En la figura 3.2, se presenta la estructura de lámina delgada que está sobre la construcción de hormigón armado indicada en la figura 3.1. Se aprecia que en sentido transversal se tienen 5 pórticos, cada uno de ellos tiene unas vigas de aceptables dimensiones para cubrir la luz de 8 m., a más de ello existe un pequeño tensor que ayuda al comportamiento sísmico. En cambio en el sentido longitudinal solo existen dos pórticos, que son los exteriores; en el cumbrero debió colocarse un par de columnas más con esto se tenían tres pórticos en sentido longitudinal y además de ello se habría confinado la mampostería, su omisión ocasiona que la estructura sea muy rígida en sentido transversal y muy vulnerable en sentido longitudinal, como se verá posteriormente.

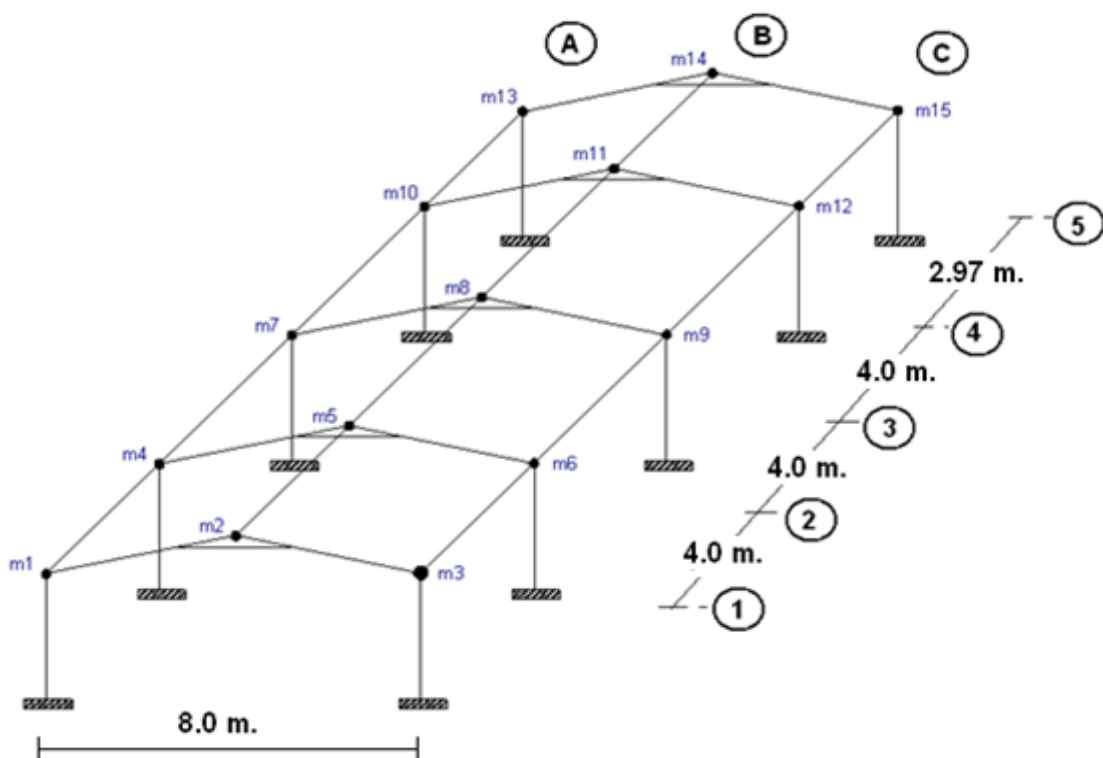


Figura 3.2 Modelo de análisis sísmico de estructura de lámina delgada.

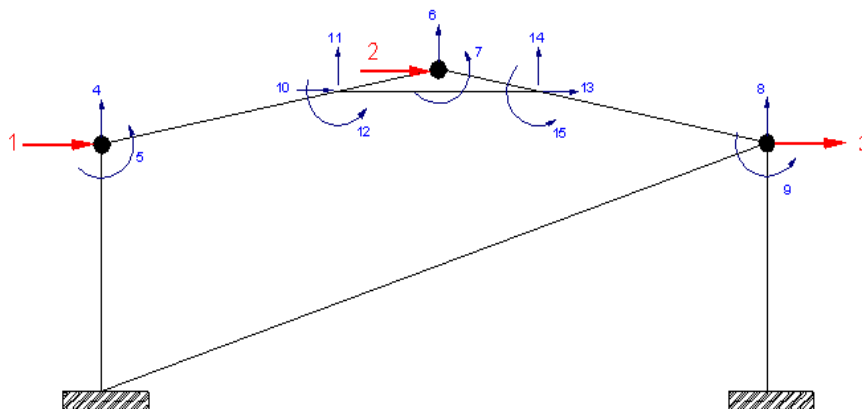
3.2 ANÁLISIS SÍSMICO TRANSVERSAL DE ESTRUCTURA ORIGINAL

En el sentido transversal se tienen dos tipos de pórticos, que son el exterior que tiene mampostería y los interiores que no la tienen. En la parte superior de la figura 3.3, se presenta una fotografía del pórtico exterior en donde se ve el elemento horizontal que trabaja como tensor y por supuesto la mampostería; en la parte central aparece en cambio el modelo con todos los grados de libertad de la

estructura, nótese que a la mampostería se ha modelado con una diagonal equivalente.

Finalmente, en la parte inferior de la figura 3.3 se presenta el modelo considerado para el análisis sísmico. En la figura 3.2 se mostró que para el análisis sísmico se va a trabajar con un modelo de masas puntuales y en sentido transversal existen 3 masas por este motivo las coordenadas principales son las indicadas en la parte inferior de la figura 3.3. La matriz de rigidez en coordenadas principales, para los pórticos exteriores, es la siguiente:

$$KL^{(1)} = KL^{(5)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 2.1442 & -4.0946 & 2.0317 \\ -4.0946 & 8.1880 & -4.2400 \\ 2.0317 & -4.2400 & 5.4436 \end{bmatrix}$$



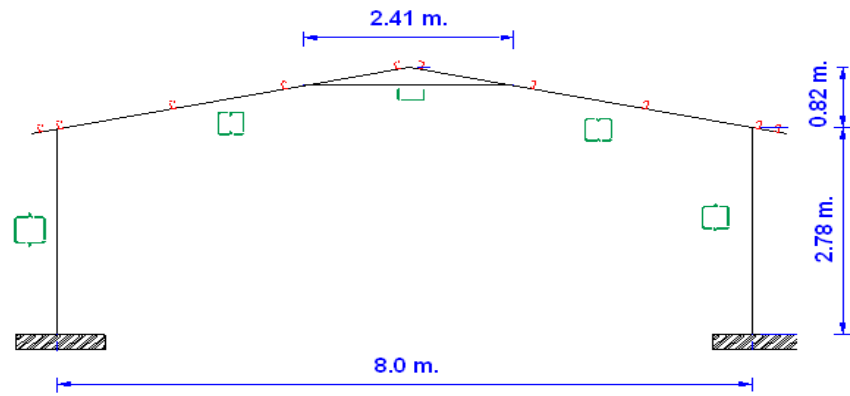


Figura 3.3 Pórtico exterior en sentido transversal.

Como se indicó para los pórticos interiores, lo que cambia es que no existe mampostería, como se observa en la parte superior de la figura 3.4; en la parte inferior se presenta las secciones de los perfiles de acero de lámina delgada, tanto de columnas como de vigas y tensor; en la figura inferior de 3.3 se ve el tipo de perfil utilizado.

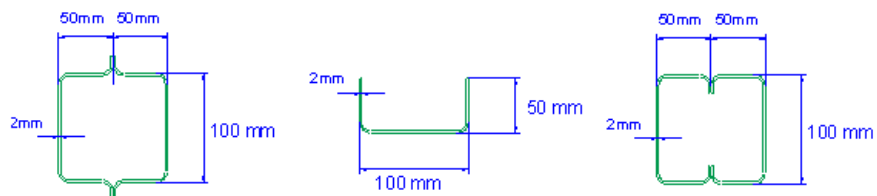


Figura 3.4 Pórticos Interiores y elementos estructurales.

La matriz de rigidez de un pórtico interior es la siguiente:

$$KL^{(2)} = KL^{(3)} = KL^{(4)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 2.2276 & -4.0920 & 1.8817 \\ -4.0920 & 8.1815 & -4.0920 \\ 1.8817 & -4.0920 & 2.2276 \end{bmatrix}$$

Como se aprecia los pórticos exteriores son más rígidos que los pórticos interiores por la presencia de la mampostería.

En la figura 3.5 se presentan los grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido transversal, utilizando el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S3, en la ciudad de Quito, con un factor de importancia de 3.

Por cierto las formas espectrales del NEC-11 son muy parecidas a las del CEC-2000, lo que se debe tener muy en cuenta para compararlas es la clasificación de los suelos. En el CEC-2000 un perfil de suelo S1 es comparable con un perfil de suelo tipo "B" del NEC-11. Para estos dos tipos de suelos los espectros para Quito son muy parecidos tanto del CEC-2000 como del NEC-11.

Retomando el tema, en el análisis sísmico en sentido transversal con un modelo de masas puntuales, que corresponde a piso flexible, el período de vibración que se obtuvo es 0.34 seg., que es un valor aceptable. El desplazamiento lateral máximo inelástico es 1.28 cm., y la deriva global es 0.46 %. De tal manera que la estructura tiene un muy buen comportamiento sísmico en sentido transversal. En el longitudinal es crítico como se ve en el siguiente apartado.

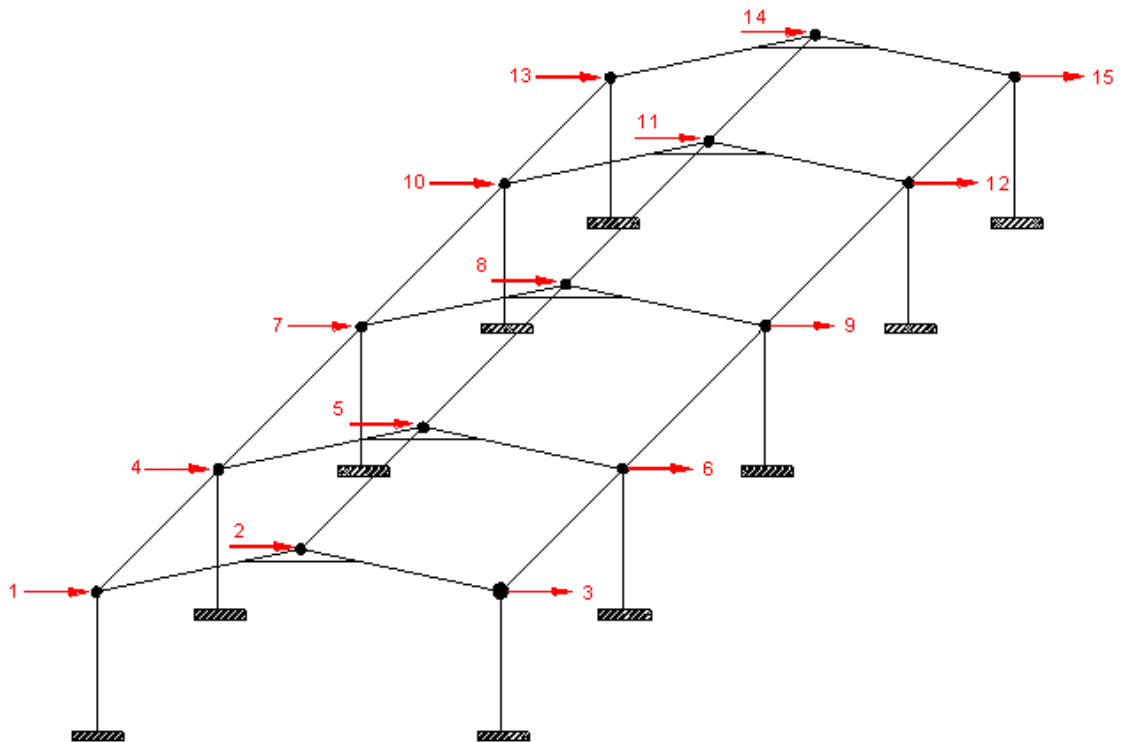


Figura 3.5 Grados de libertad para el análisis sísmico transversal.

3.3 ANÁLISIS SÍSMICO LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA ORIGINAL

En la fotografía superior de la figura 3.6 se observa la fachada lateral que viene a ser el pórtico exterior longitudinal; la mampostería no es completa en cada uno de los vanos por lo que no se considera en el análisis sísmico.

En la parte central de la figura 3.6 se presentan los perfiles de la estructura de acero y se observa que en sentido longitudinal, la viga es la correa, esto es insuficiente para cubrir una luz de 4.0 m. Por este motivo en el reforzamiento se propone colocar otra correa de las mismas características.

Por lo tanto, una de las fuentes de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de acero de lámina delgada es que no existe una viga, lo que se deja es la simple correa que está más pensada para soportar la cubierta trabaje como viga y esto es insuficiente.

Para terminar con la descripción del pórtico en sentido longitudinal, en la parte inferior de la figura 3.6 se presenta los grados de libertad considerado, primero se han numerado del 1 al 5, las coordenadas principales. Se obtuvo la matriz de rigidez para todos los grados de libertad y se condensó a las coordenadas principales, la matriz resultante es:

$$K_L^{(A)} = K_L^{(C)} = 10^3 \begin{bmatrix} 2.2855 & -2.2776 & -0.0001 & 0.0000 & -0.0000 \\ -2.2776 & 4.5658 & -2.2777 & -0.0001 & 0.0000 \\ -0.0001 & -2.2777 & 4.5659 & -2.2778 & -0.0001 \\ 0.0000 & -0.0001 & -2.2778 & 5.6635 & -3.3744 \\ -0.0000 & 0.0000 & -0.0001 & -3.3744 & 3.3835 \end{bmatrix}$$

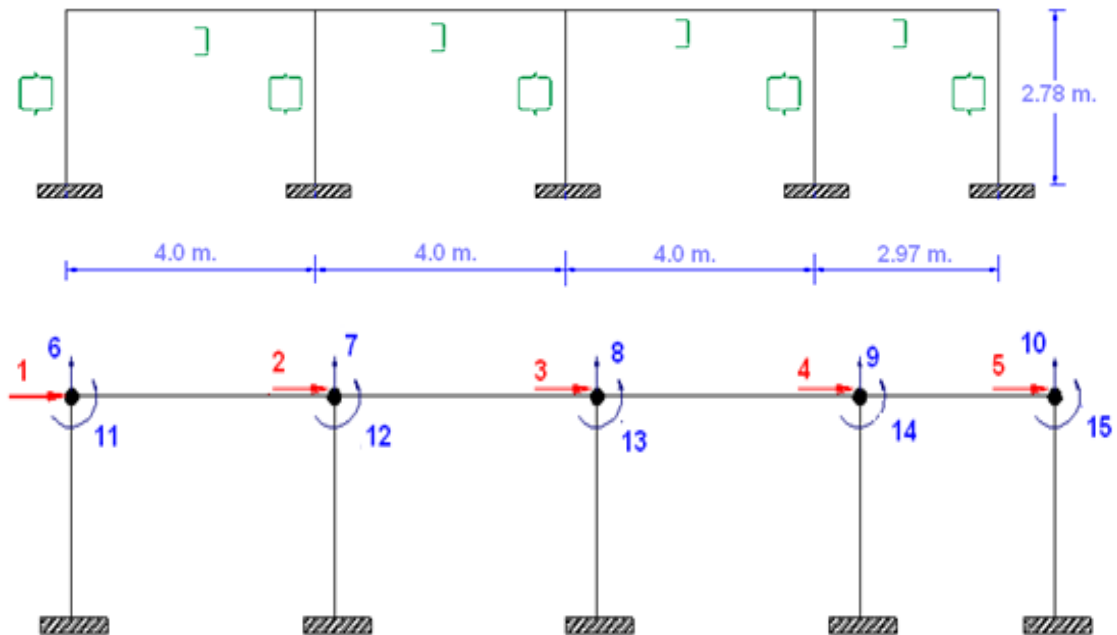


Figura 3.6 Pórtico exterior en sentido longitudinal.

En la parte central también se tiene un pórtico que es el indicado en la figura 3.7, que no tiene columnas en los extremos. La matriz de rigidez lateral en coordenadas principales para este pórtico es:

$$K_L^{(B)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 0.4554 & -0.4554 & 0 & 0 & 0 \\ -0.4554 & 0.9108 & -0.4554 & 0 & 0 \\ 0 & -0.4554 & 0.9108 & -0.4554 & 0 \\ 0 & 0 & -0.4554 & 1.0687 & -0.6133 \\ 0 & 0 & 0 & -0.6133 & 0.6133 \end{bmatrix}$$

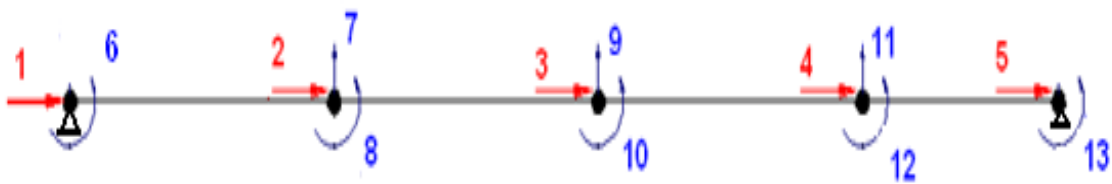


Figura 3.7 Pórtico central en sentido longitudinal.

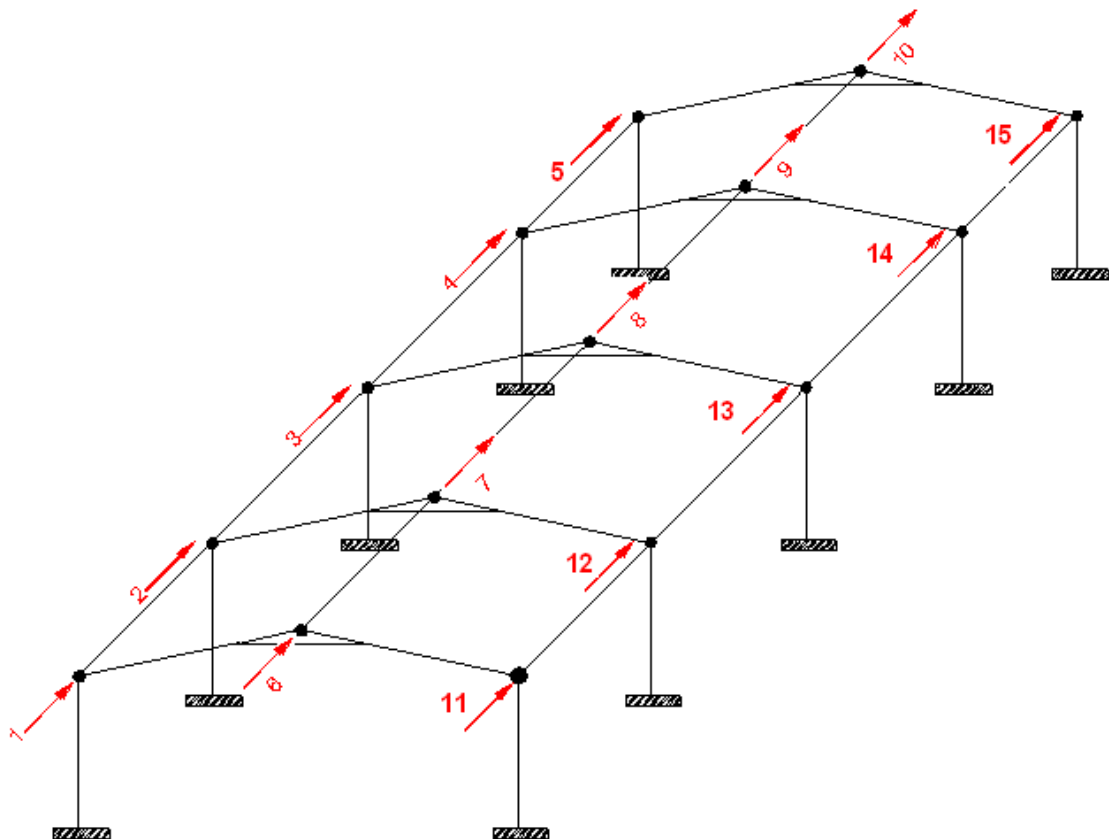


Figura 3.8 Modelo de análisis sísmico en sentido longitudinal de estructura sin reforzamiento.

En la figura 3.8 se presenta el modelo de análisis sísmico en sentido longitudinal con sus respectivos grados de libertad. La estructura experimenta desplazamiento laterales muy grandes que colapsa.

Es muy importante destacar que en la cubierta no existen tensores que ayudaría notablemente a resistir las fuerzas sísmicas.

3.4 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Se estudiaron varias alternativas de reforzamiento sísmico, la primera se indica en la figura 3.9 y consisten en colocar una columna en la parte central de los pórticos exteriores en sentido transversal como se observa en la parte superior de la figura 3.9 y rellenar con hormigón todas las columnas de acero, por este motivo es que los perfiles de acero de las columnas se han sombreado.

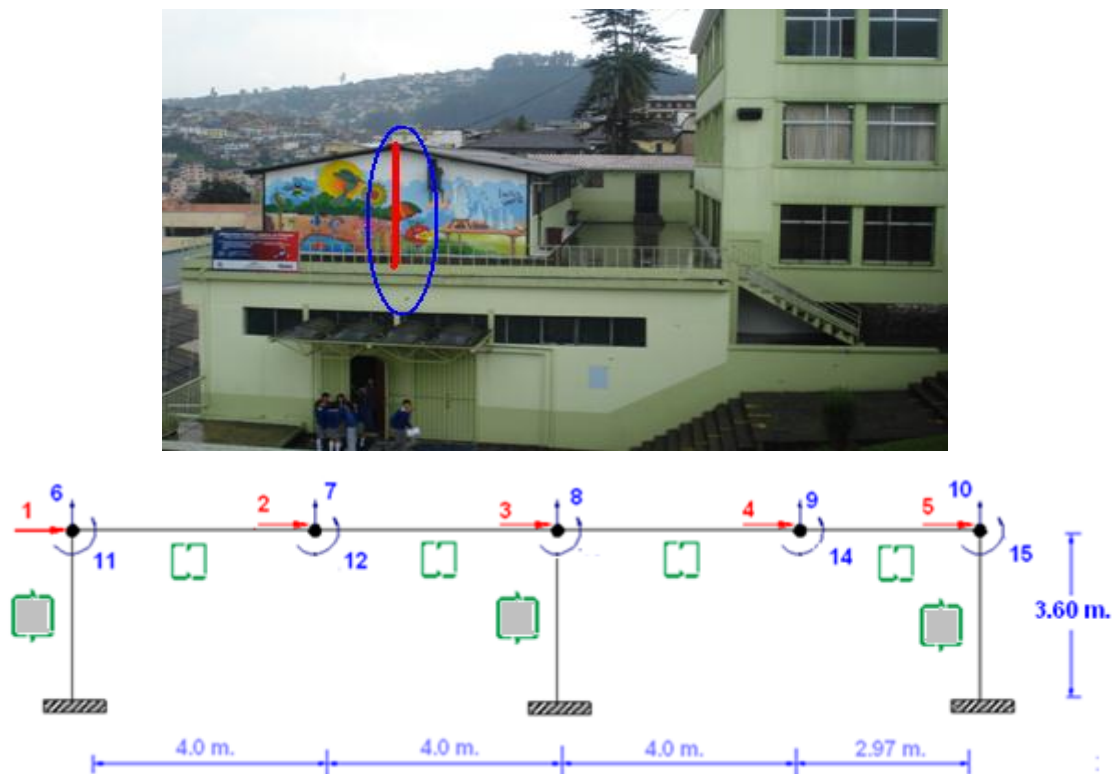


Figura 3.9 Primera Opción de reforzamiento sísmico

Una buena opción de reforzamiento de las estructuras de acero de lámina delgada es rellenarlas de hormigón, de esta manera se tiene un material compuesto en el que se incrementa las dimensiones de las columnas por la presencia del hormigón. Este hormigón va a trabajar como un hormigón confinado con lo que también existe un incremento de la resistencia máxima del hormigón.

La parte crítica es que no es tan fácil colocar este hormigón, para su colocación se debe realizar una perforación en la parte superior de las columnas, colocar el hormigón que debe ser bastante fluido sin la presencia de agregados de grandes dimensiones y procurando que el agregado grueso no llegue al fondo por un mal vibrado. Es difícil vibrar este hormigón por lo que se recomienda golpear las columnas cuando se esté colocando el hormigón.

Con esta opción de reforzamiento, el desplazamiento lateral máximo, en sentido longitudinal que es el crítico, en el pórtico del cumbrero fue de 14.40 cm., y la deriva global que se obtuvo es del 4 %.

La deriva global es muy alta por lo que se debió buscar otras alternativas de reforzamiento.

Luego de varios intentos, La alternativa propuesta es la siguiente: colocar tres columnas de acero, de las mismas dimensiones de las existentes, en los dos pórticos transversales, como se observa en la figura 3.10.



Figura 3.10 Reforzamiento Final Propuesto.

En total se van a construir 6 columnas de acero, además de ello las correas tipo “G” que actualmente es una sola se deben colocar dos correas tipo “G”, es decir se debe colocar otra para tener 2 perfiles tipo “G”, como correa.

Con la opción propuesta no es necesario rellenar con hormigón las columnas de acero, con esta nueva opción el período de vibración de la estructura es 0.69 seg., en sentido longitudinal. La estructura reforzada con la opción anterior tenía un período de 1.895 seg. Sin reforzamiento tiene un período extremadamente alto.

De tal manera que con el nuevo período de 0.69 seg. Se ha rigidizado notablemente la estructura, sin embargo de ello el desplazamiento lateral máximo en el cumbreiro es 3.19 cm., que produce una deriva global de 1.39 %.

La deriva global de 1.39% es mayor al 1% que es recomendable tener para Centros de Educación, cuando se utiliza un espectro con un período de retorno de 475 años. El NEC-11 permite una deriva máxima del 2%. De tal manera que la deriva obtenida es aceptable por el NEC-11

3.5 PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.

En la figura 3.11 se presentan los planos constructivos de detalle de la estructura metálica del reforzamiento propuesto en la parte superior se indica una elevación frontal del pórtico tipo reforzado, y en la parte intermedia de la figura se presenta una isometría completa de la estructura del reforzamiento y en la parte inferior se indica un detalle de junta entre conexión viga columna así como el tipo de cimentación diseñada para la estructura del reforzamiento.

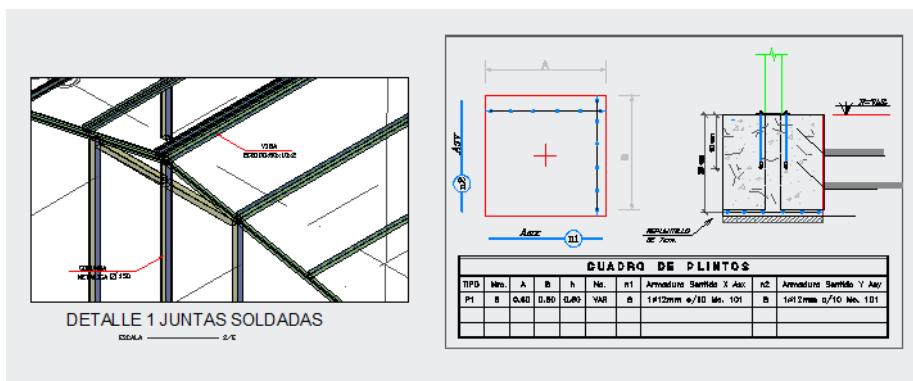
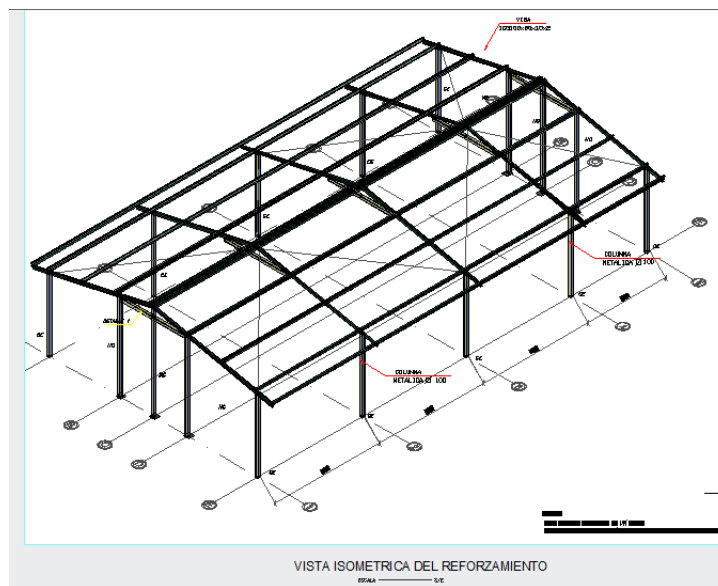
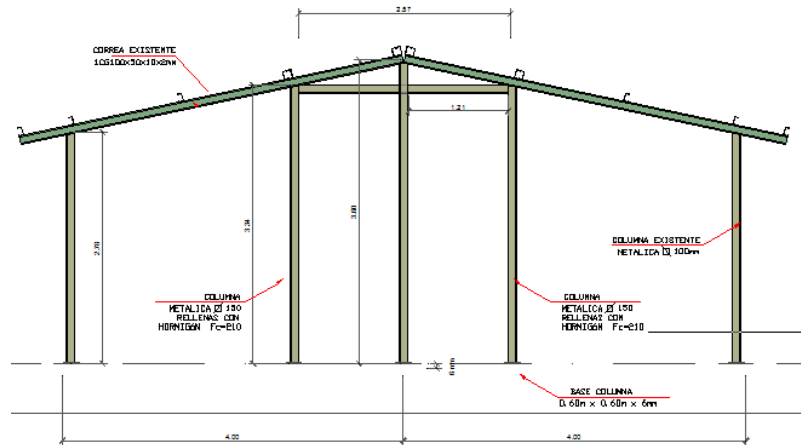


Figura 3.11 Planos constructivos para reforzamiento propuesto.

3.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.

3.6.1 Método constructivo obra civil

- Se realiza el picado del contrapiso existente para que la superficie de unión entre el antiguo hormigón y el nuevo pueda tener mayor sujeción.
- Se realiza la perforación de la losa en los lugares donde colocaran los anclajes para la estructura.
- Se procede a picar la mampostería de bloque en los tramos donde se colocaran las columnas de reforzamiento en las dos fachadas tanto frontal como posterior.
- Se colocaran anclajes metálicos que son elementos entre una placa de anclaje de 20cm x 20 cm de sección y un espesor de 6mm y pernos de expansión hasta llegar a la losa armada existente.
- Se nivelan dichas placas y se realiza un replanteo de las columnas perimetrales que sirven para esta opción de reforzamiento.

3.6.2 Método constructivo estructura metálica

- Una vez realizado el replanteo en las placas niveladas se procede a levantar las columnas metálicas con los tubos de acero negro A-36 en cual será cortado con equipo de oxicorte o sierra mecánica en base a los diseños y planos de fabricación.
- Para la unión entre las placas de anclaje y las bases de las columnas se realizara un cordón de soldadura entre la sección de las columnas y la placa.
- Para este tipo de reforzamiento vamos a tener dos tipos de columnas las columnas centrales (unión con las correas del cumbrero) se las forma de la unión entre dos correas tipo G de 200 x 75 x 5 x 4 (mm) para obtener una sección rectangular de 200 x 150 (mm) con espesor de 4mm.
- Las otras columnas (unión con las correas después del cumbrero) se las

forma de la unión entre dos correas tipo G de 150 x 75 x 5 x 2 (mm) para obtener una sección cuadrada de 150 x 150 (mm) con espesor de 2mm.

- La unión de las correas se lo realiza con cordones de suelda de 25 cm de longitud corridos con electrodo 7018 Ø 1/8 plg para los dos tipos de columnas.
- Posteriormente se realiza la unión entre las correas que sujetan la cubierta sector del cumbrero, estas correas existentes son de 100 x 50 x 5 x 2 (mm) formando unas vigas de sección cuadrada con mayor rigidez de 100 x 100 x 2 mm.
- La unión de estas correas es con el mismo proceso de soldadura de las columnas y con el mismo tipo de electrodo.
- Este trabajo se lo realiza de la misma manera con los mismos métodos en las correas que se encuentran a continuación del cumbrero.
- La unión entre las vigas reforzadas y las columnas perimetrales son de cordón corrido de soldadura en todo el perímetro de unión.
- Antes de colocar las columnas en el sitio dispuesto se realiza un corte en una de las caras de la cabeza de las columnas con una sección mínima de 10x10 cm lo cual nos servirá para verter el hormigón al interior de las mismas.
- Estas columnas son aplomadas en los dos sentidos x-y comprobando su verticalidad con un nivel o plomada de campo.
- Cuando las columnas se encuentran completamente aplomadas se realiza el proceso de unión entre los elementos de anclaje y las mismas con suelda en las placas con un cordón corrido de suelda de electrodo 7018 Ø 1/8", el mismo procedimiento se lo realiza en la cabeza de la columna metálica y se efectúa la unión entre las correas existentes que sujetan al techado de la estructura con el mismo procedimiento de soldadura y electrodo.
- Una vez realizado estos trabajos se procede a verter el hormigón $f_c=210$ Kg/cm² y a realizar el vibrado interno, se le dan pequeños golpes en las columnas para que el agregado del hormigón no se quede en las paredes internas de las mismas.

- Cuando se ha terminado de verter el hormigón en las columnas perimetrales se realiza la unión entre el elemento cortado en la parte superior de la columna con la columna propiamente dicha.

Cuando toda la estructura se encuentra armada completamente se realiza una limpieza de los cordones de solda con amoladora y disco para hierro con lo cual se evita la porosidad entre las uniones y se evita la corrosión posterior.

3.6.3 Método constructivo para pintura

- Se realiza la limpieza integral de toda la estructura.
- Se realiza el masillado de los elementos para no tener hundimientos y para que no se note la unión de soldadura entre los mismos.
- Se procede a pintar la base con pintura anticorrosiva.
- Se coloca dos capas de pintura esmalte como acabo final.

En la figura 3.12 se indican los equipos que se utilizaran para el proceso constructivo del reforzamiento.





Figura 3. 12 Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento propuesto.

3.7 PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.

Para realizar el presupuesto real del reforzamiento propuesto se realizo el análisis de precios unitarios (APU) en cada una de las actividades que se necesitan para ejecutar el reforzamiento, para dicho análisis se considera el costo de material, equipos, herramientas y mano de obra esta ultima considerando los salarios reales hasta la elaboración de este análisis.

En la tabla 3.1 en la parte superior se indica un ejemplo del rubro de estructura metálica con los valores de costos directos e indirectos, en la parte inferior de la figura se muestra el resumen de los costos totales de cada uno de los rubros analizados.

Para el reforzamiento de las estructuras de lámina delgada desarrollado en este estudio se necesita la cantidad de 1802.55 us \$ por cada unidad.

Tabla 3.1 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de reforzamiento

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NUMERO DEL PROPONENTE:
 OBRA: Laboratorio CCNN Liceo Fernandez Madrid Fecha: Mar 5/12
 RUBRO: UNIDAD kg
 DETALLE: Estructura de acero AS6 para reforzamiento (al de estructura).

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	UNIDAD	UNIDAD	UNIDAD
Generador	0.04	2000	0.08	1.000	0.080
Compresor	0.016	6500	0.001	1.000	0.000
Carre	0.000	0.400	0.000	1.000	0.000
Plante	0.016	0.200	0.000	1.000	0.000
SUBTOTAL III					0.080
MATERIALES					
DESCRIPCION (CATED)	CANTIDAD	UNIDAD	UNIDAD	UNIDAD	UNIDAD
Acero Cati	0.176	2.923	0.40	1.000	0.040
Acuete Cati	0.190	2.923	0.404	1.000	0.404
Pitor Cati	0.000	2.923	0.076	1.000	0.076
SUBTOTAL IV					0.520
MATERIAS PRIMAS					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD	UNIDAD	UNIDAD
PERO 0 200/18 6+mm	kg	0.720	0.91	0.910	0.910
PERO 10/18 6+mm	kg	0.40	0.91	0.910	0.910
Boladora	kg	0.040	2.17	0.12	0.12
Resaca Plante	g	0.000	9.00	0.045	0.045
Resaca estructural	g	0.040	10.00	0.160	0.160
SUBTOTAL V					1.850
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD	UNIDAD	UNIDAD
					0.000
SUBTOTAL VI					0.000
TOTAL					2.630
FRUA					0.000
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2.630
VALOR DE BENEFICIO:					65.50

NOTA: COSTO DE BENEFICIO: 2.5%
 VALOR DE BENEFICIO: 2.5%
 OTRO BENEFICIO: 0.000
 COSTO TOTAL DEL RUBRO: 2.630
 VALOR DE BENEFICIO: 65.50

OBRA: REFORZAMIENTO LABORATORIO CCNN LICEO FERNANDEZ MADRID TERCERA OPCION
 LOCALIZACION: QUITO
 ELABORACION: PATRICIO RAMOS

TRABAJOS PRELIMINARES

COD	RUBRO	UNID.	CANTIDAD	P. UNIT.	TOTAL
1	Estructura Metálica Acero AS6	Kg	573.60	\$/ 2.90	\$/ 1.663.45
2	Acero de refuerzo 8a 32 (mm) para elementos estructurales.	Kg	21.12	\$/ 1.83	\$/ 38.66
3	Hormigon f'c=210(kg/cm2) para elementos estructurales in situ y encofrado y vibrado	m3	0.70	\$/ 123.41	\$/ 86.53
4	Repartido hormigon simple f'c 140 (kg/cm2) para muros, muretes y vigas de cimentación	m3	0.14	\$/ 95.90	\$/ 13.81
					\$/ 1.802.55

CAPÍTULO 4.

REFORZAMIENTO DE LA PISCINA DEL COLEGIO BENALCAZAR

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La Piscina del Colegio Municipal “Benalcazar”, ubicado en el centro Norte de Quito, es bastante rígida en el sentido transversal, debido a que está conformada por una celosía de acero de lámina delgada y varios pórticos con vigas y columnas de dimensiones considerables.

En el sentido longitudinal, la estructura de la piscina es muy flexible, debido a que solo existen dos pórticos, los exteriores. Además de ello se tiene correas, conformadas por un perfil “G” de 200/50/30/3 mm, únicamente en el cumbrero existe una doble “G”. Las estructuras de acero de lámina delgada son muy apropiadas para coliseos, piscinas con estructura tipo galpón de un piso o dos pisos pero para ello se debe tener especial cuidado de que la estructura tenga similares rigideces en sentido X, como en sentido Y., si esto no ocurre la estructura será muy rígida en un determinado sentido y flexible en el sentido ortogonal.



Figura 4.1 Estructura tipo cercha original antes del reforzamiento.

Un problema adicional que presenta esta estructura es que las columnas de hormigón armado que existen en el pórtico transversal, que se observa en la figura 4.1, no llegan hasta la cubierta. Si llegaran se tendría más pórticos en sentido longitudinal y por consiguiente mejor comportamiento sísmico.

Para tratar el agua de las Piscinas, en general, se coloca cloro y si a esto se considera que se las calienta para tener agua agradable, esto ocasiona vapores que dañan a los perfiles de acero. Por este motivo es importante que tengan mantenimiento lo más regular posible.

En el 2011, las correas de la cubierta de la Piscina del Colegio Benalcazar presentaban una gran corrosión, a tal punto que estaban muy próximas a colapsar solo por carga muerta; en el 2012, todas las correas fueron cambiadas pero no se pensó en reforzar la estructura.

En la figura 4.2 se presenta el modelo de análisis sísmico de la estructura sin reforzamiento. Se debe destacar, que en los Pórticos exteriores transversales los 4 elementos verticales son miembros mixtos, compuestos por una columna de hormigón hasta la viga y por los perfiles de las ventanas hasta la cubierta.

Se aprecia que en sentido transversal se tienen 7 pórticos, cada uno de ellos tiene unas vigas de aceptables dimensiones para cubrir la luz de 22.9 m., a más de ello las columnas están orientadas de tal manera que tengan gran inercia en el sentido transversal pero poca en sentido longitudinal.

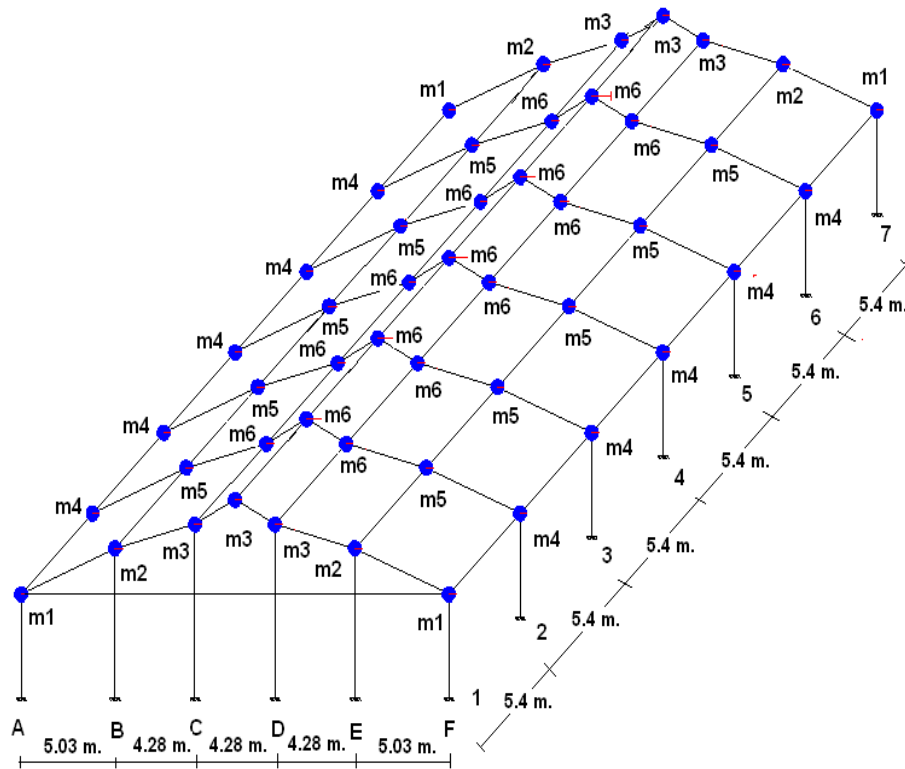


Figura 4.2 Modelo de análisis sísmico de estructura de lámina delgada.

En el sentido longitudinal se tienen los dos pórticos exteriores conformados por columnas de acero intercaladas con columnas de hormigón, como se verá posteriormente.

El análisis sísmico que se realiza con un **modelo de piso flexible**, concentrando las masas en puntos discretos de la cubierta y con tres grados de libertad, dos componentes de desplazamiento horizontal en dirección X, Y, para considerar la acción sísmica en los dos sentidos y una componente vertical en la dirección Z, aunque no se realizó el análisis sísmico en este sentido, debido a que no es crítico como se vio en la estructura estudiada en el capítulo 2.

Con el modelo, se desprecia el momento de inercia de las masas. De paso se indica que se trabajó con el Método de Superposición Modal, empleando un espectro inelástico reducido por un factor de disipación de energía de 4.

4.2 ANÁLISIS SÍSMICO TRANSVERSAL DE ESTRUCTURA ORIGINAL

En el sentido transversal se tienen tres tipos de pórticos, que son el exterior, identificado con el número 1 en la figura 4.2; los interiores que no tienen mampostería, y el exterior que es similar al del eje 1; cada uno de ellos presenta distintas características individuales y por lo tanto diferentes matrices de rigidez.



PÓRTICO TRANSVERSAL 1

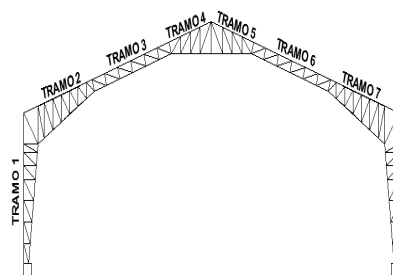
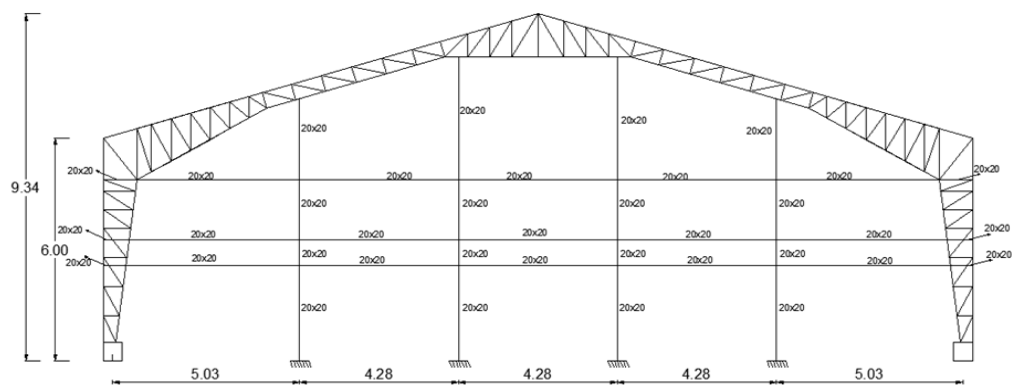


Figura 4.3 Pórtico exterior 1 en sentido transversal

En la parte superior de la figura 4.3 se presenta la fotografía del pórtico exterior 1 en donde se puede apreciar los elementos de hormigón armado, la mampostería que son parte del mismo.

En la parte central de la figura se presenta el dimensionamiento del portico exterior 1 asi como las secciones de los elementos de hormigon y su ubicación tanto en los sentidos verticales como horizontales.

En la parte inferior de la figura se indica los tramos de estructura metalica asi como una fotografia de los elementos de las columnas principales del portico, en cada tramo del portico se tiene distintos tipos de elementos de lamina delgada que forman las cerchas del portico que esta siendo analizado, a continuacion la figura 4.4 se detalla en cada tramo el tipo de elemento, su modelo equivalente, su inercia y area que serviran para el analisis sismico del portico.

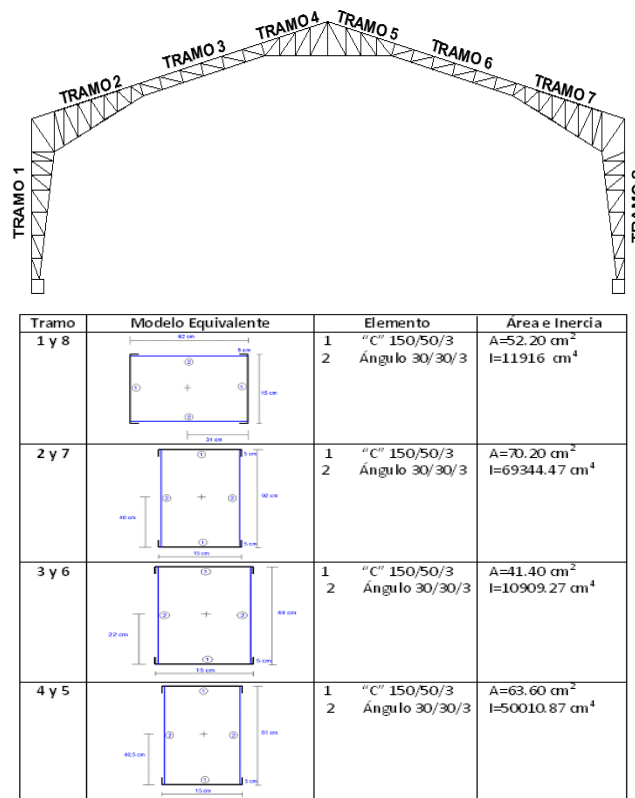


Figura 4.4 Características del tipo de elementos del pórtico 1 exterior.

En la figura 4.5, se presenta el modelo de análisis con mampostería y las coordenadas principales que son la 1, 2 y 3. La mampostería fue modelada como una diagonal equivalente, utilizando el modelo de Paulay y Priestley (1992), que ha sido acogida por la Norma de Perú de Albañilería E070, como se indica en la figura 4.5.

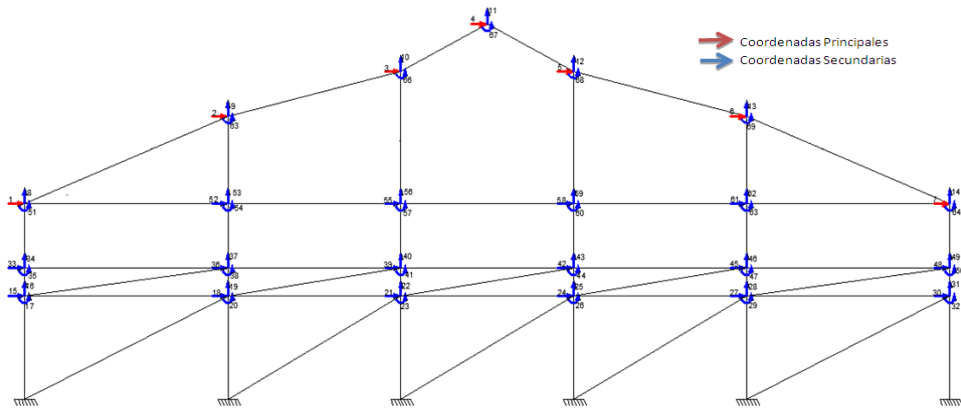


Figura 4.5 Pórtico exterior 1 y modelo de cálculo

Nótese que también se han indicado las coordenadas secundarias (3 grados de libertad en cada nudo). El módulo de elasticidad del hormigón considerado es de 1200000 T/m² y de la mampostería 100000 T/m². La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales es:

$$KL^{(1)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 1.8650 & -1.2407 & -0.1472 & -0.1400 & 0.0279 & 0.0203 & -0.2349 \\ -1.2407 & 2.3777 & -1.1010 & -0.2708 & 0.1301 & 0.0402 & 0.0190 \\ -0.1472 & -1.1010 & 2.3445 & -1.2098 & -0.0358 & 0.1305 & 0.0261 \\ -0.1400 & -0.2708 & -1.2098 & 3.2408 & -1.2100 & -0.2702 & -0.1438 \\ 0.0279 & 0.1301 & -0.0358 & -1.2100 & 2.3449 & -1.1016 & -0.1434 \\ 0.0203 & 0.0402 & 0.1305 & -0.2702 & -1.1016 & 2.3781 & -1.2396 \\ -0.2349 & 0.0190 & 0.0261 & -0.1438 & -0.1434 & -1.2396 & 1.8848 \end{bmatrix}$$

Los pórticos interiores de la Piscina son de acero de lámina delgada, como se aprecia en la parte superior de la figura 4.6. En la parte inferior se indica el modelo de cálculo y las coordenadas principales consideradas, las mismas que tienen que estar en concordancia con las coordenadas principales de los pórticos exteriores que son de hormigón armado.

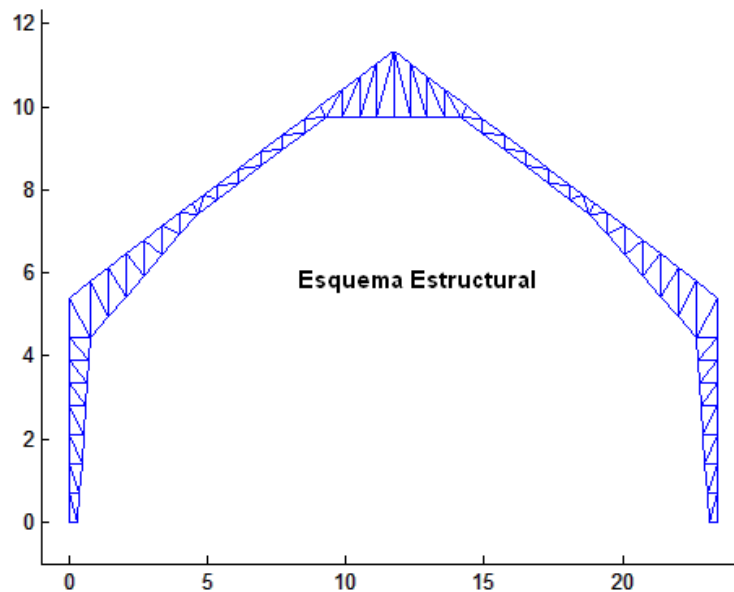


Figura 4.6 Pórticos internos y modelo de cálculo

Las columnas son metálicas, doble “G” que fueron rellenas con hormigón y tienen una dimensión de 20/30 cm. El perfil de la viga inferior y superior de la armadura es una “G” de 200/100/3 mm. La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales indicada en la figura 4.6 es la siguiente

$$KL^{(2)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 0.4781 & -0.1384 & -0.0243 & -0.4745 & -0.1460 & 0.0850 & 0.2816 \\ -0.1384 & 0.5847 & -0.5991 & 0.0259 & -0.0260 & 0.0249 & 0.0850 \\ -0.0243 & -0.5991 & 1.1529 & -0.0105 & -0.3371 & -0.0260 & -0.1460 \\ -0.4745 & 0.0259 & -0.0105 & 0.9238 & -0.0105 & 0.0259 & -0.4745 \\ -0.1460 & -0.0260 & -0.3371 & -0.0105 & 1.1529 & -0.5991 & -0.0243 \\ 0.0850 & 0.0249 & -0.0260 & 0.0259 & -0.5991 & 0.5847 & -0.1384 \\ 0.2816 & 0.0850 & -0.1460 & -0.4745 & -0.0243 & -0.1384 & 0.4781 \end{bmatrix}$$

En la figura 4.7 se presenta el pórtico que se halla en el otro extremo de la Piscina, es similar al pórtico 1, con la diferencia que no existe mampostería en varios vanos como se aprecia en la parte superior de la figura, en la parte inferior se muestra el modelo de cálculo

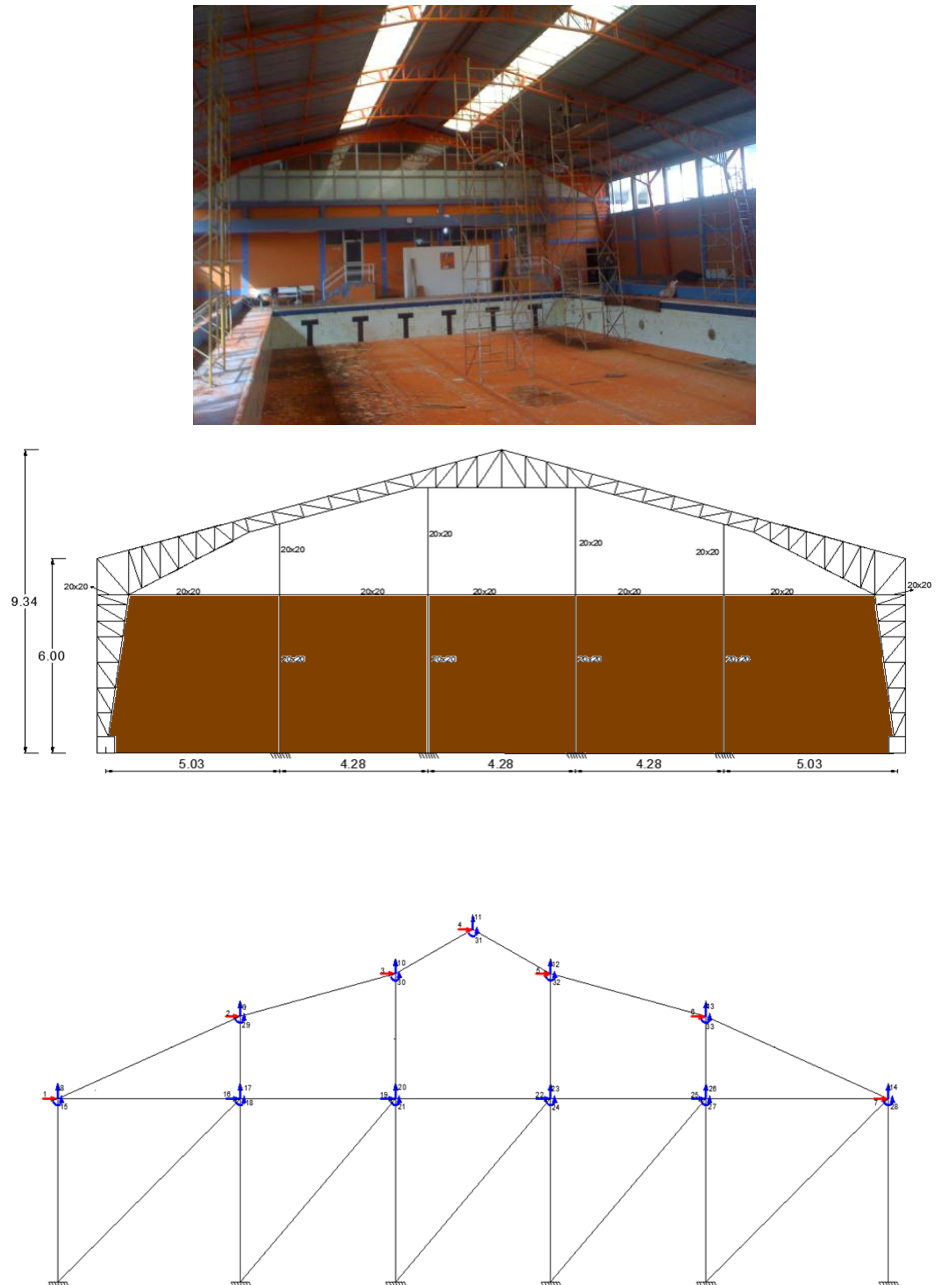


Figura 4.7 Pórtico exterior 7 en sentido transversal y modelo de cálculo.

En la parte inferior de la figura 4.7, se presenta el modelo de análisis con mampostería y las coordenadas principales que son la 1, 2 y 3. La mampostería fue modelada como una diagonal equivalente, utilizando el modelo de Paulay y Priestley (1992), que ha sido acogida por la Norma de Perú de Albañilería E070, como se indica en la figura.

Para los dos pórticos externos el modelo utilizado es el mismo ya que las características de los dos pórticos son similares.

La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales 1,2 y 3 es la siguiente.

$$K_L^{(7)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 1.9055 & -1.2685 & -0.1555 & -0.1148 & 0.0297 & 0.0111 & -0.1306 \\ -1.2685 & 2.4102 & -1.1132 & -0.2743 & 0.1321 & 0.0409 & 0.0090 \\ -0.1555 & -1.1132 & 2.3723 & -1.2497 & -0.0148 & 0.1320 & 0.0308 \\ -0.1148 & -0.2743 & -1.2497 & 3.3147 & -1.2504 & -0.2743 & -0.1569 \\ 0.0297 & 0.1321 & -0.0148 & -1.2504 & 2.3736 & -1.1120 & -0.1485 \\ 0.0111 & 0.0409 & 0.1320 & -0.2743 & -1.1120 & 2.4171 & -1.2170 \\ -0.1306 & 0.0090 & 0.0308 & -0.1569 & -0.1485 & -1.2170 & 1.9433 \end{bmatrix}$$

Las matrices de rigidez de los pórticos exteriores son comparables en valores, lógicamente la del pórtico que tiene la mampostería llena será mayor. La de los pórticos interiores, tienen valores que son menos de la mitad con respecto a los pórticos exteriores.

En la figura 4.8 se presentan los pesos y masas que actúan considerados para el análisis sísmico en sentido transversal, utilizando el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S2, en la ciudad de Quito, con un factor de importancia de 1.

El peso de los elementos de lámina delgada, más cubierta de asbesto cemento, más correas transversales se consideran igual a 60 kg/m². En los pórticos exteriores (tanto en sentido longitudinal como transversal) se considera además el peso de las vigas y columnas de hormigón armado y de la mampostería. Las masas asociadas al modelo de la figura 4.8 son:

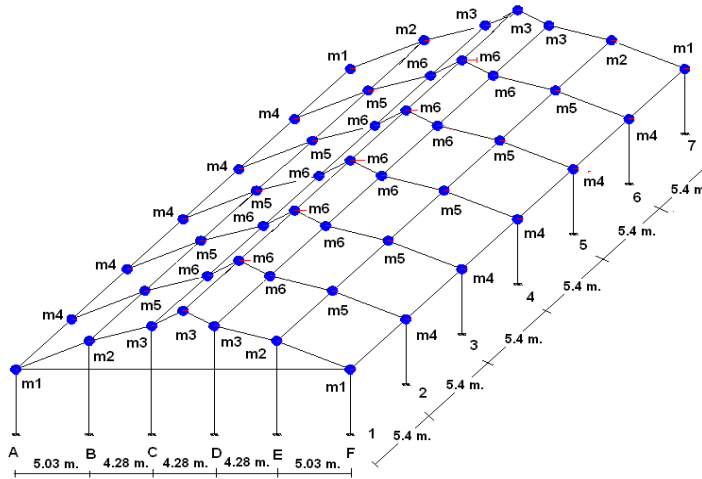


Figura 4.8 Modelo de masas puntuales para el análisis sísmico espacial en sentido transversal.

Tabla 4.1. Pesos y masas actuantes en la estructura de la piscina.

W_1 (T.)	W_2 (T.)	W_3 (T.)	W_4 (T.)	W_5 (T.)	W_6 (T.)
5.52	4.51	4.10	6.85	1.32	1.20
$\frac{m_1}{m}$ ($\frac{T s^2}{m}$)	$\frac{m_2}{m}$ ($\frac{T s^2}{m}$)	$\frac{m_3}{m}$ ($\frac{T s^2}{m}$)	$\frac{m_4}{m}$ ($\frac{T s^2}{m}$)	$\frac{m_5}{m}$ ($\frac{T s^2}{m}$)	$\frac{m_6}{m}$ ($\frac{T s^2}{m}$)
0.56	0.46	0.42	0.70	0.13	0.12

Tabla 4.2 Desplazamientos y derivas encontrados para sismo transversal.

Desplazamientos y derivas encontrados para sismo transversal.

<i>gdl.</i> 1	<i>gdl.</i> 2	<i>gdl.</i> 3	<i>gdl.</i> 4	<i>gdl.</i> 5	<i>gdl.</i> 6	<i>gdl.</i> 7
0.41 cm.	0.44 cm.	0.44 cm.	0.44 cm.	0.44 cm.	0.44 cm.	0.41 cm.
<i>gdl.</i> 8,15,22, 29,36	<i>gdl.</i> 9,16,23, 30,37	<i>gdl.</i> 10,17,24, 31,38	<i>gdl.</i> 11,18,25, 32,39	<i>gdl.</i> 12,19,26, 33,40	<i>gdl.</i> 13,20,27, 34,41	<i>gdl.</i> 14,21,28, 35,42
1.48 cm.	1.95 cm.	1.82 cm.	1.46 cm.	1.82 cm.	1.95 cm.	1.48 cm.
<i>gdl.</i> 43	<i>gdl.</i> 44	<i>gdl.</i> 45	<i>gdl.</i> 46	<i>gdl.</i> 47	<i>gdl.</i> 48	<i>gdl.</i> 49
0.19 cm.	0.22 cm.	0.22 cm.	0.22 cm.	0.22 cm.	0.22 cm.	0.19 cm.
$\gamma_g = \frac{1.95}{705} = 0.0028 \rightarrow \gamma_g = 0.28 \%$						

Para el cálculo de la deriva global se utilizó un factor de importancia de 1. Los resultados del análisis sísmico se indican en la tabla 4.2, con un $R=4$. **La deriva global máxima es 0.28%**, en la tabla 4.2 se presenta los desplazamientos y las derivas encontradas para el sismo transversal.

4.3 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL

En la parte superior de la figura 4.9 se presenta la fachada lateral de la estructura en la cual se encuentra la piscina. Inicialmente se construyó toda la estructura de acero de lámina delgada; posteriormente se relleno con hormigón hasta el nivel donde existe mampostería. Adicionalmente existen columnas de hormigón que van hasta la cubierta, intercaladas con las columnas de acero.

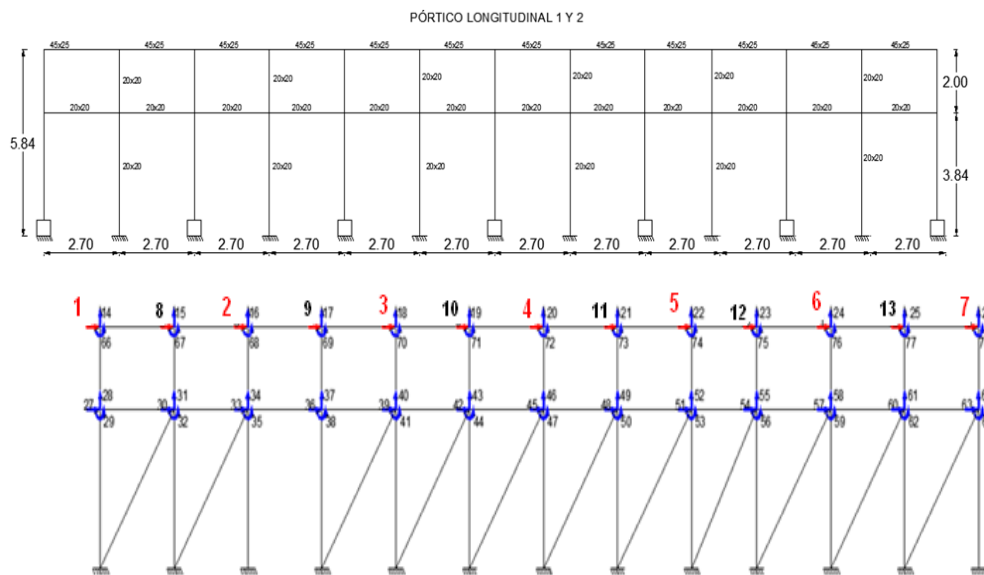


Figura 4.9 Pórtico exterior en sentido longitudinal.

En la parte central de la figura 4.9 se tiene el dimensionamiento de los pórticos longitudinales así como las secciones de los elementos de hormigón armado. Las columnas en el sentido de análisis son de 20/20 cm. (b/h), la viga superior de 45/25 cm., todos estos elementos son de hormigón armado; la viga sobre la cual están las ventanas es de 20 cm, de base y 20 cm., de alto, se aprecia además que existen elementos inclinados que son las columnas de lamina delgada, finalmente, en la parte inferior de la figura, se presenta el modelo de cálculo con la incorporación de la mampostería. NÓTESE LA FORMA DE NUMERAR LAS COORDENADAS PRINCIPALES, DEBIDO A QUE HAY COLUMNAS DE HORMIGÓN Y DE ACERO, LAS DE HORMIGÓN NO FORMAN PÓRTICO EN SENTIDO TRANSVERSAL. Las coordenadas principales, son las horizontales, identificadas con los números 1 al 7 y la matriz de rigidez asociada a estas coordenadas es la siguiente.

$$KL^{(A)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 2.5089 & -2.4961 & -0.0002 & -0.0002 & -0.0001 & -0.0001 & -0.0000 \\ -2.4961 & 5.0134 & -2.4963 & -0.0003 & -0.0002 & -0.0001 & -0.0001 \\ -0.0002 & -2.4963 & 5.0134 & -2.4963 & -0.0004 & -0.0002 & -0.0001 \\ -0.0002 & -0.0003 & -2.4963 & 5.0135 & -2.4964 & -0.0003 & -0.0002 \\ -0.0001 & -0.0002 & -0.0004 & -2.4964 & 5.0134 & -2.4965 & -0.0003 \\ -0.0001 & -0.0001 & -0.0002 & -0.0003 & -2.4965 & 5.0071 & -2.4961 \\ -0.0000 & -0.0001 & -0.0001 & -0.0002 & -0.0003 & -2.4961 & 2.5094 \end{bmatrix}$$

4.4 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Las columnas interiores de los pórticos transversales exteriores son de hormigón armado de 20/20 cm. Estas columnas deben ser encamisadas con el mismo material para que la sección final de esta sea de 40/40, las mismas que deben llegar a la viga de cubierta como se presenta en la fotografía 4.10.



Figura 4. 10 Propuesta de reforzamiento.

Adicionalmente la viga de acero transversal de los dos pórticos exteriores transversales, será rellena con hormigón para que tenga un mejor anclaje de los hierros longitudinales de las columnas. Se destaca que este reforzamiento se realiza únicamente en los dos pórticos exteriores.

En las correas existentes conformadas por un solo perfil “G” se colocará otro perfil de las mismas dimensiones para que se tengan 2 perfiles “G”, las mismas que van a trabajar como vigas en el análisis sísmico en sentido longitudinal.

4.5 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL. ESTRUCTURA REFORZADA

Como se indicó anteriormente, en el sentido transversal no hay problema sísmico, el problema se presenta en el sentido longitudinal, por este motivo en este apartado se presenta el análisis sísmico en sentido longitudinal, teniendo en cuenta el reforzamiento descrito en el apartado anterior.

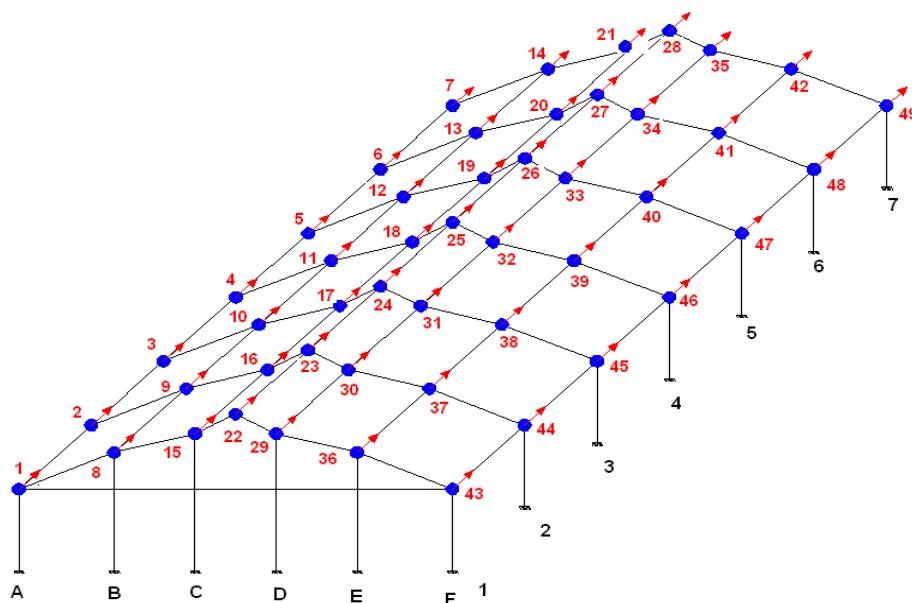
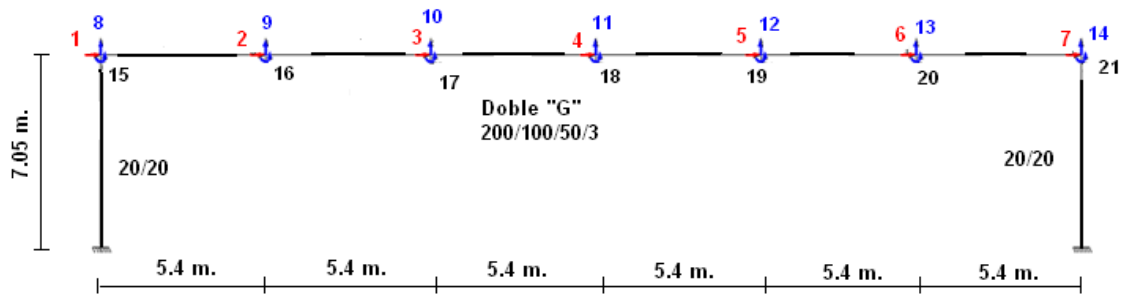


Figura 4.11 Modelo de análisis sísmico de estructura reforzada.

En la figura 4.11 se presenta el modelo de análisis sísmico en sentido longitudinal de la estructura reforzada. Las matrices de rigidez en coordenadas

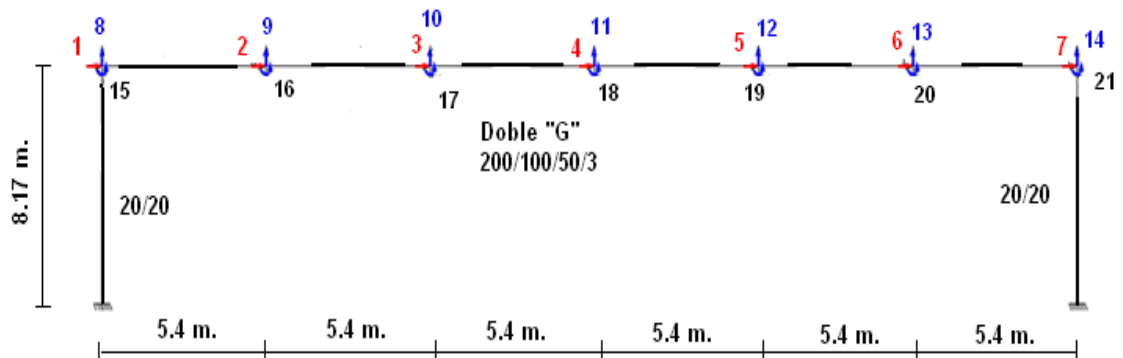
principales de los pórticos "A" y "F", son las mismas de la estructura sin reforzamiento por este motivo solo se presenta a continuación el modelo de cálculo y las matrices de rigidez del Pórtico "B" que es igual a la del Pórtico "E" y del Pórtico "C" que es igual a la del Pórtico "D"

- Pórtico B



$$KL^{(B)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 1.0677 & -1.0674 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.0000 \\ -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 \\ 0.0000 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.0674 & 1.0677 \end{bmatrix}$$

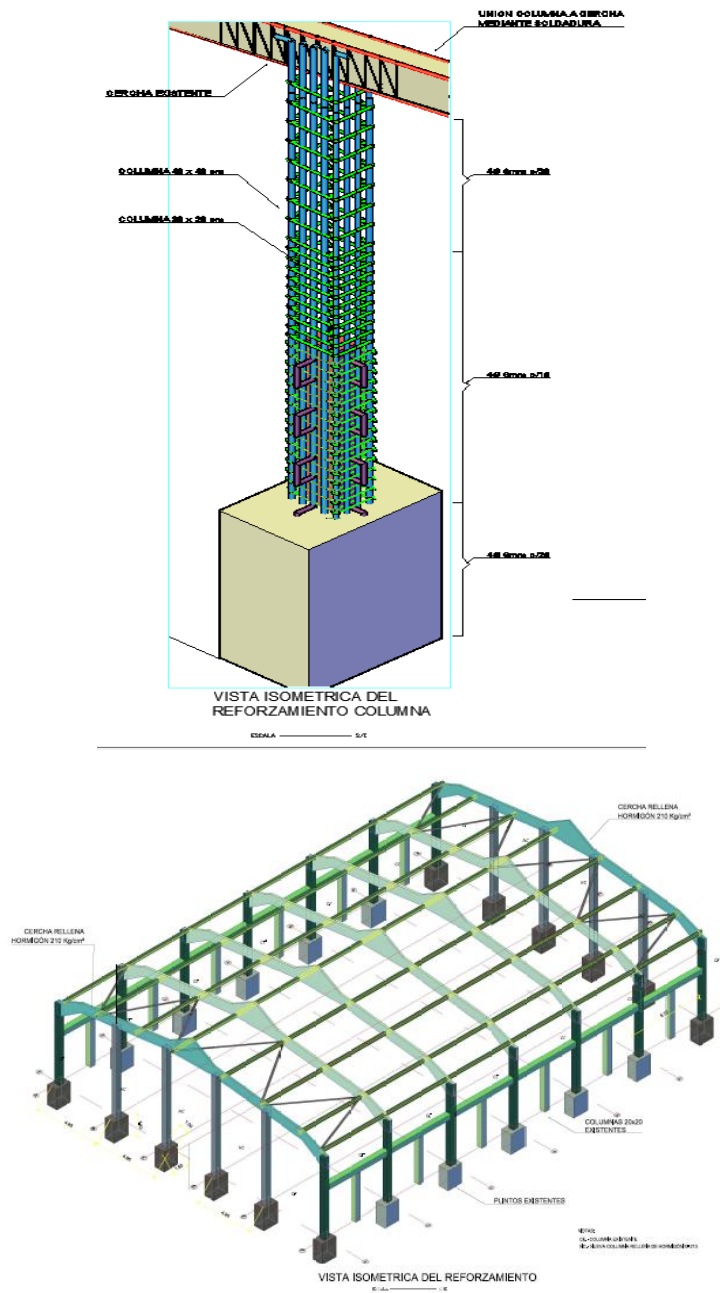
- Pórtico C



$$KL^{(C)} = 10^{(4)} \begin{bmatrix} 1.0676 & -1.0674 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.0000 \\ -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.0674 & 2.1348 & -1.0674 \\ 0.0000 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.0674 & 1.0676 \end{bmatrix}$$

4.6 PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.

En la figura 4.12 se presentan los planos constructivos de detalle de la estructura metálica del reforzamiento propuesto en la parte superior se indica una vista isométrica en detalle de la columna reforzada y en la parte intermedia de la figura se presenta una isometría completa de la estructura del reforzamiento y en la parte inferior se indica un detalle del tipo de cimentación diseñada para la estructura del reforzamiento para sus dos tipos de columnas.



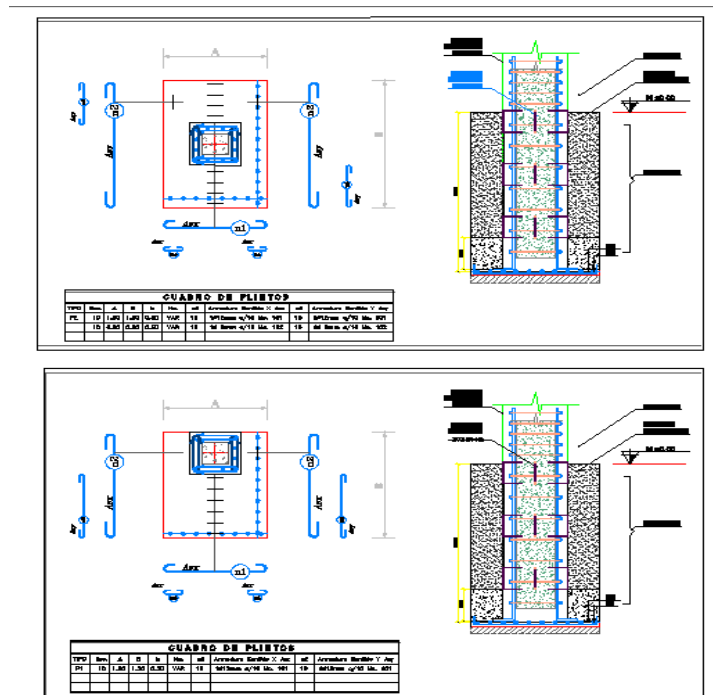


Figura 4.12 Planos constructivos para reforzamiento propuesto.

4.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.

4.7.1 Método constructivo obra civil.

- Se realiza el picado del contrapiso existente para que la superficie de unión entre el antiguo hormigón y el nuevo pueda tener mayor sujeción.
- Se fabrica el encofrado de madera con tableros de triplex espesor de 8mm cuyas uniones serán cuarterones de madera con la sección indicada en el diseño.
- Se realiza también un picado perimetral en las columnas existentes tanto en los ejes 1 y 7 en toda la superficie de las mismas para que exista una mejor adherencia entre el nuevo hormigón y el antiguo.
- La unión de la mampostería con las columnas a ser reforzadas se cortara y picara para poder colocar el acero de refuerzo y encofrado de madera.
- Posteriormente se realiza la fabricación de plintos aislados de hormigón que tiene las siguientes medidas: 1.00 mts de largo x 0.80 mts de ancho y 1.50 mts de profundidad para los plintos del eje 7 esto debido a la posición de las columnas y para las columnas del eje 1 se realizaran plintos aislados de 1.20 mtrs de largo x 1.00 mts de ancho y 1.50 mts de profundidad.

- Una vez realizadas las otras actividades se procede a realizar el armado de las columnas las cuales tendrán una armadura longitudinal de 12 varillas de 16 mm de diámetro y armadura transversal (estribos) con varillas de 8 mm de diámetro , para llegar a tener una nueva columna de hormigón armado de sección de 0.40 x 0.40 mts de sección, en el tramo donde se encuentra la columna existente de 20x20 cm adicional a la armadura longitudinal y estribos se colocaran juntas de corte, que son elementos tipo C formados con varilla de Ø 12 mm de 50 cm de desarrollo que se introducen en el interior de la columna de 20 x30 con un epoxico (sikadur) que ayuda a unir la estructura vieja con la nueva.
- En la cabeza de las columnas de reforzamiento las varillas longitudinales vienen soldadas con la armadura existente de las cerchas transversales del pórtico de la piscina.
- Una vez realizado el armado de las columnas se procede a encofrar las mismas con tableros metálicos y con cuarterones de madera hasta llegar a la sección establecida en los diseños (0.40 x 0.40).
- Finalmente se procede a verter el hormigón en las columnas en tres secciones para que con eso la adherencia del hormigón nuevo con el antiguo sea la mejor, el hormigón tendrá una resistencia de 210 kg/cm².
- A los siete días de la fundición se realizara el desencofrado de las columnas y se procederá a levantar la mampostería perimetral.
- En las cerchas metálicas de los ejes 1 y 7 se realiza un encofrado de madera con tableros triplex con la misma forma de la misma, posteriormente se procede a verter el hormigón de resistencia de 210 Kg/cm² vibrado para que no exista porosidad entre los elementos estructurales existentes.

4.7.2 Método constructivo estructura metálica

- Se colocaran torres de andamios a lo largo de las correas longitudinales para proceder a unir con una correa metálica tipo G de 200x50x15x 3 (mm) a cada una de las correas formando una viga tipo cajón de 200x100 (mm).

- El cordón de suelda será de 20 cm de largo cada metro de cercha a ser instalada con electrodo 7018 Ø 1/8 plg.
- Se realizara la limpieza de la escoria de la soldadura.

En la figura 4.13 se indican los equipos que se utilizarán para el proceso constructivo del reforzamiento.



Figura 4.13 Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento propuesto.

4.8 PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.

Para realizar el presupuesto real del reforzamiento propuesto se realizó el análisis de precios unitarios (APU) en cada una de las actividades que se necesitan para ejecutar el reforzamiento, para dicho análisis se considera el costo de material, equipos, herramientas y mano de obra esta última considerando los salarios reales hasta la elaboración de este análisis.

En la tabla 4.3 en la parte superior se indica un ejemplo del rubro de estructura metálica con los valores de costos directos e indirectos, en la parte inferior de la figura se muestra el resumen de los costos totales de cada uno de los rubros analizados.

Para el reforzamiento de las estructuras de lámina delgada desarrollado en este estudio se necesita la cantidad de 19535.78 us \$ por cada unidad.

Tabla 4.3 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de reforzamiento

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE:

OBRA: Piscina Colegio Benalcazar

Fecha: Mar 25 / 12

RUBRO:

UNIDAD: kg

DETALLE: Estructura de acero A36 para reforzamiento (solo estructura).

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RIBO	COSTO
	A	B	C=AxB	R	D=CxR
Soldadora	0,040	2,000	0,080	1,000	0,080
Compresor	0,015	0,500	0,008	1,000	0,008
Cizalla	0,020	0,400	0,008	1,000	0,008
Plasma	0,015	0,300	0,005	1,000	0,005
SUBTOTAL M					0,099
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CAYES)	CANTIDAD	JORNAL (P/R)	COSTO HORA	RIBO	COSTO
	A	B	C=AxB	R	D=CxR
Soldador Cat IV	0,160	2,5253	0,404	1,000	0,404
Ayudante Cat II	0,160	2,5253	0,404	1,000	0,404
Plator Cat I	0,030	2,5253	0,076	1,000	0,076
SUBTOTAL N					0,884
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C=AxB	
Perfil G 200 x50 e=2mm	kg	1,520	0,91	1,383	
Soldadura	kg	0,044	2,87	0,125	
Sesos e Insulmas	gl	0,008	5,00	0,040	
Pintura anticorrosiva	gl	0,016	10,50	0,168	
SUBTOTAL O					1,717
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=AxB	
SUBTOTAL P					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,699
INDIRECTO Y UTILIDADES: 10,00%					0,270
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,969
VALOR OFERTADO:					\$2,97

FIRMA

NOTA:

OBRA: REFORZAMIENTO PISCINA COLEGIO BENALCAZAR
 LOCALIZACIÓN: QUITO
 ELABORACION: PATRICIO RAMOS

TRABAJOS PRELIMINARES

COD	RUBRO	UND.	CANTIDAD	P. UNIT	TOTAL
1	Estructura Metalica Acero A36	Kg	3789,51	\$/ 2,97	\$/ 11.254,84
2	Acero de refuerzo Ba 32 [mm], para elementos estructurales.	Kg	2532,56	\$/ 1,83	\$/ 4.634,58
3	Hormigón f'c=210[kg/cm2]para elementos estructurales incluye encofrado y vibrado	m3	24,06	\$/ 123,41	\$/ 2.969,24
4	Mampostería bloque 20 cm	m2	14,40	\$/ 10,19	\$/ 146,74
5	Replanteo hormigón simple f'c 140 [kg/cm2] para muros, muretes y vigas de cimentación	m3	0,30	\$/ 95,90	\$/ 28,77
6	Conectores de corte	u	15,00	\$/ 33,44	\$/ 501,60
					\$/ 19.535,78

CAPÍTULO 5.

REFORZAMIENTO DE LA PISCINA DEL CEMQ SUCRE

5.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La Piscina del Centro de Educación Municipal “Sucre”, ubicado en el centro histórico de Quito, es bastante rígida en el sentido transversal, debido a que está conformada por una celosía de acero de lámina delgada y varios pórticos con vigas y columnas de dimensiones considerables.

En el sentido longitudinal, la estructura de la piscina es muy flexible, debido a que solo existen correas, conformadas por un perfil “G” de 200/50/30/3 mm, únicamente en el cumbrero existe una doble “G”. Las estructuras de acero de lámina delgada son muy apropiadas para coliseos , piscinas con estructura tipo galpón de un piso o dos pisos pero para ello se debe tener especial cuidado de que la estructura tenga similares rigideces en sentido X, como en sentido Y., si esto no ocurre la estructura será muy rígida en un determinado sentido y flexible en el sentido ortogonal.

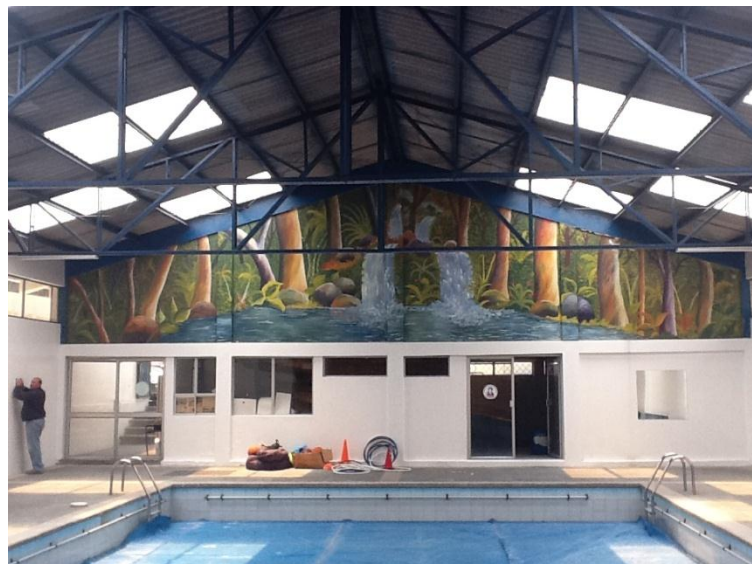


Figura 5.1 Estructura tipo cercha original antes del reforzamiento.

Para tratar el agua de las Piscinas, en general, se coloca cloro y si a esto se considera que se las calienta para tener agua agradable, esto ocasiona

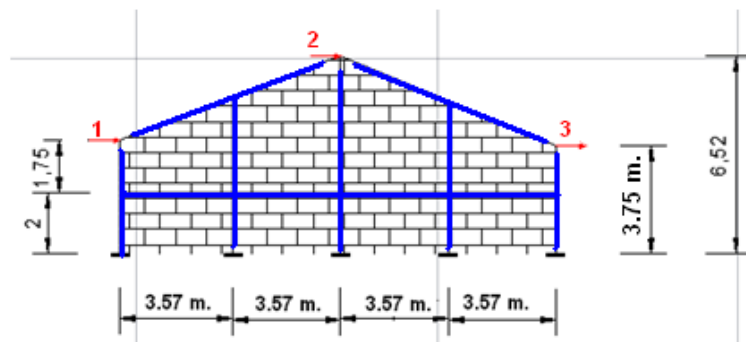
vapores que dañan a los perfiles de acero. Por este motivo es importante que tengan mantenimiento lo más regular posible.

El análisis sísmico se lo presentara con un **modelo de piso flexible**, concentrando las masas en puntos discretos de la cubierta y con tres grados de libertad, dos componentes de desplazamiento horizontal en dirección X, Y, para considerar la acción sísmica en los dos sentidos y una componente vertical en la dirección Z.

Con el modelo, se desprecia el momento de inercia de las masas. De paso se indica que se trabajó con el Método de Superposición Modal, empleando un espectro inelástico.

5.2 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL

En la figura 5.2 se presenta en la parte superior el pórtico transversal, exterior de la fachada de la Piscina del CEMQ, Sucre; en la parte intermedia el modelo de cálculo, los elementos estructurales son de hormigón armado de 20/30; la mampostería es de 20 cm., de ancho. Aguiar (2008).



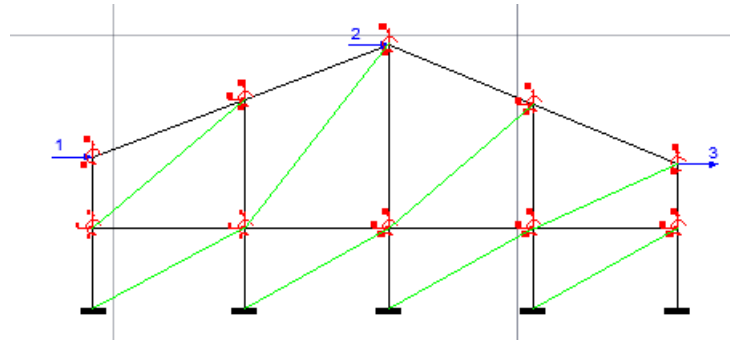


Figura 5.2 Pórtico exterior y modelo de cálculo

En la parte intermedia de la figura 5.2, se presenta el modelo de análisis con mampostería y las coordenadas principales que son la 1, 2 y 3. La mampostería fue modelada como una diagonal equivalente, utilizando el modelo de Paulay y Priestley (1992), que ha sido acogida por la Norma de Perú de Albañilería E070, como se indica en la parte inferior de la figura 1. Nótese que también se han indicado las coordenadas secundarias (3 grados de libertad en cada nudo). El módulo de elasticidad del hormigón considerado es de 1200000 T/m² y de la mampostería 100000 T/m². La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales es:

$$K^{(1)} = \begin{bmatrix} 8203 & -7035 & 151 \\ -7035 & 17896 & -8369 \\ 151 & -8369 & 12455 \end{bmatrix}$$

Los pórticos interiores de la Piscina son de acero de lámina delgada, como se aprecia en la parte superior de la figura 5.3. En la parte inferior se indica el modelo de cálculo y las coordenadas principales consideradas, las mismas que tienen que estar en concordancia con las coordenadas principales de los pórticos exteriores que son de hormigón armado.

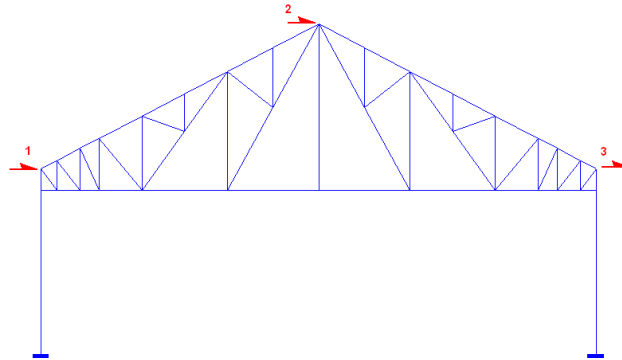


Figura 5.3 Pórtico interior en sentido transversal.

Las columnas son metálicas, doble “G” que fueron rellenas con hormigón y tienen una dimensión de 20/30 cm. El perfil de la viga inferior y superior de la armadura es una “G” de 200/100/3 mm. La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales indicada en la figura 2 es la siguiente.

$$K^{(2)} = \begin{bmatrix} 3162.5 & -2457.6 & -691 \\ -2457.6 & 5017.9 & -2473 \\ -691 & -2473 & 3178.1 \end{bmatrix}$$

En la figura se presenta el pórtico que se halla en el otro extremo de la Piscina, es similar al pórtico 1, con la diferencia que no existe mampostería en varios vanos como se aprecia en la parte superior de la figura 5.4, en la parte inferior se muestra el modelo de cálculo.

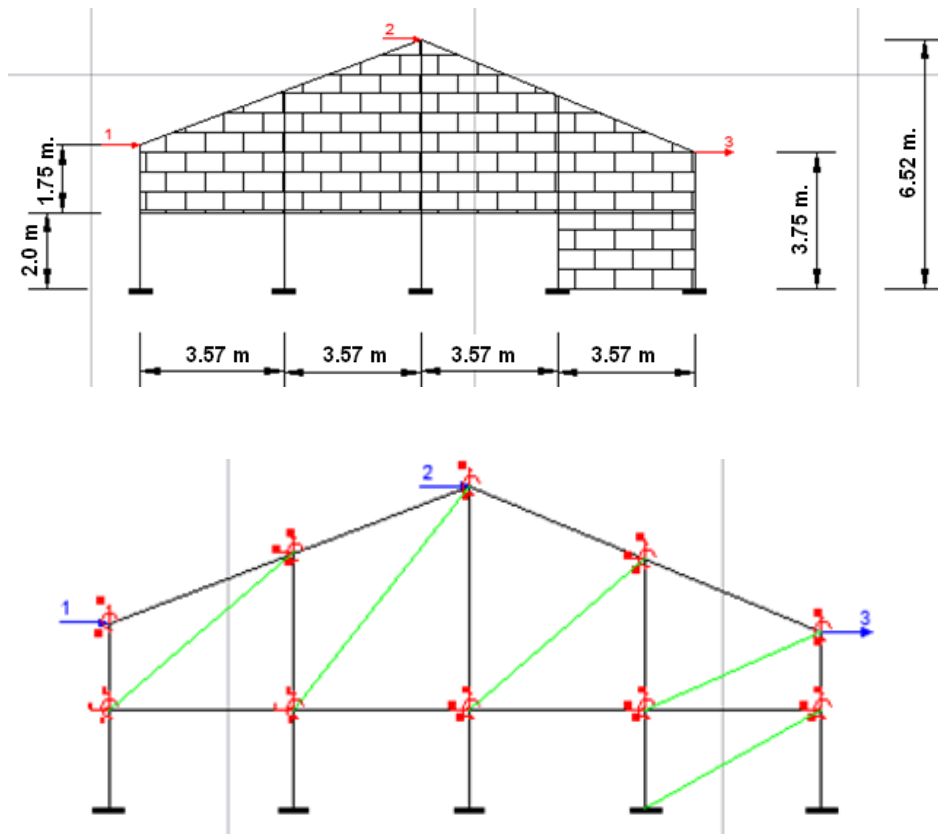


Figura 5.4 Pórtico 5, exterior de hormigón armado.

La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales 1,2 y 3 es la siguiente.

$$K^{(5)} = \begin{bmatrix} 7992 & -7349 & -145 \\ -7349 & 17149 & -8870 \\ -145 & -8870 & 11720 \end{bmatrix}$$

Las matrices de rigidez de los pórticos exteriores son comparables en valores, lógicamente la del pórtico que tiene la mampostería llena será mayor. La de los pórticos interiores, tienen valores que son menos de la mitad con respecto a los pórticos exteriores.

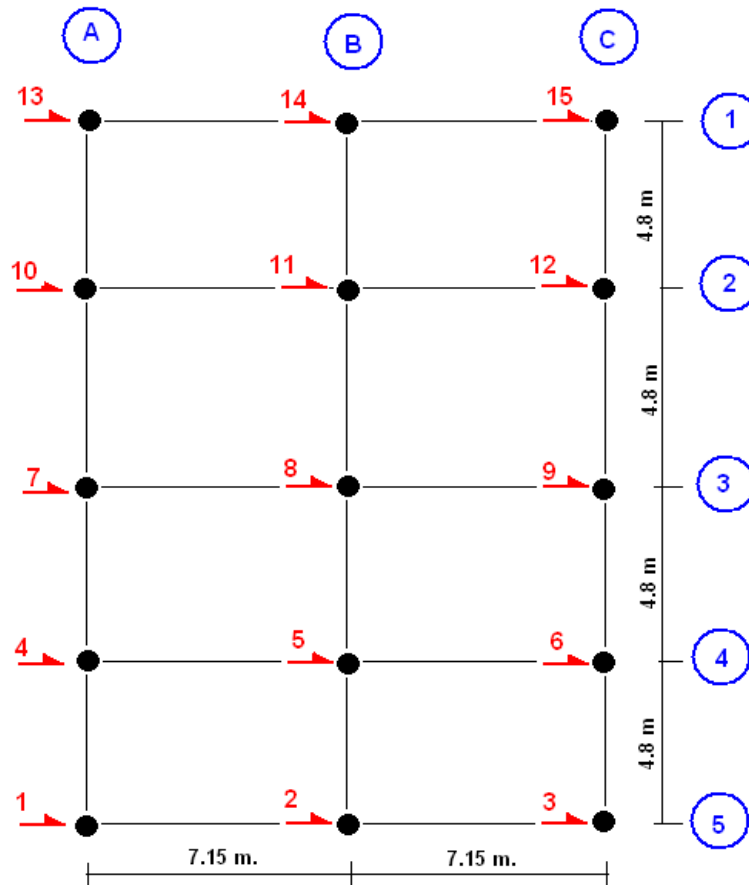


Figura 5.5 Modelo de masas puntuales para el análisis sísmico espacial en sentido transversal.

El peso de los elementos de lámina delgada, más cubierta de asbesto cemento, más correas transversales se consideran igual a 60 kg/m^2 . En los pórticos exteriores (tanto en sentido longitudinal como transversal) se considera además el peso de las vigas y columnas de hormigón armado y de la mampostería. Las masas asociadas al modelo de la figura 5.5, son:

Tabla 5.1 Masas puntuales

m_1, m_3, m_{13}, m_{15} (T seg ² /m)	m_2, m_{14} (T seg ² /m)	m_5, m_8, m_{11} (T seg ² /m)	Restantes masas (T seg ² /m)
0.3409	0.5339	0.2102	0.2531

En la figura 5.6 se presentan los tres primeros modos de vibración, a la izquierda se observa que el pórtico de acero 4, es el que se desplaza

lateralmente; al centro el pórtico 3 es que se mueve lateralmente y a la derecha el pórtico 2. Los períodos de estos tres modos es de 0.50 seg. El cuarto modo tiene un período de 0.118 seg., en este caso es el pórtico 5 el que se desplaza lateralmente; el quinto modo tiene un período de 0.08 seg., siendo el pórtico 1 el que se desplaza lateralmente.

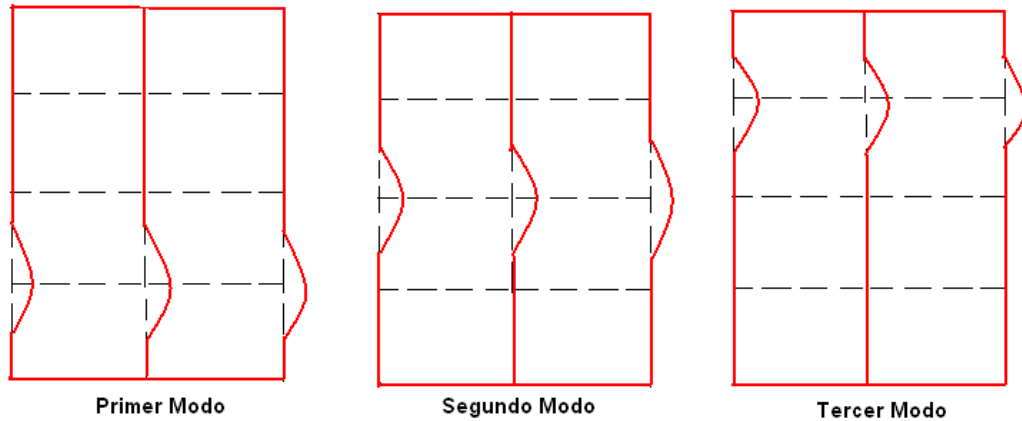


Figura 5.6 Tres primeros modos de vibración.

Para el cálculo de la deriva global se utilizó un factor de importancia de 1. Los resultados del análisis sísmico se indican en la tabla 2, con un R=4. **La deriva global máxima es 1.06%. Cantidad aceptable.**

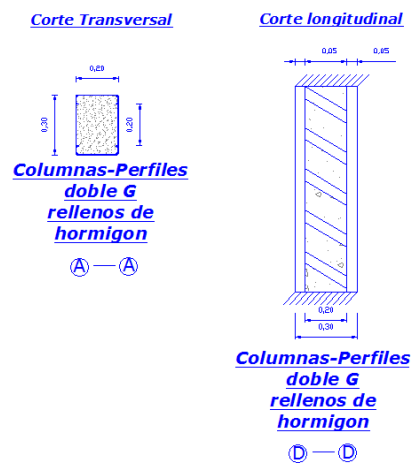
Tabla 5.2 Desplazamientos y Fuerzas estáticas equivalentes

Grado de libertad	Desplazamiento (m.)	Fuerza (T.)
1	0.0038	1.06
2	0.0035	1.51
3	0.0030	0.84
4	0.0688	0.70
5	0.0688	0.57
6	0.0688	0.70
7	0.0688	0.70
8	0.0688	0.57
9	0.0688	0.70

10	0.0688	0.70
11	0.0688	0.57
12	0.0688	0.70
13	0.0020	1.11
14	0.0018	1.51
15	0.0014	0.80

5.3 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL

En la parte superior de la figura 5.7 se presenta la fachada lateral de la estructura en la cual se encuentra la piscina. Inicialmente se construyó toda la estructura de acero de lámina delgada; posteriormente se relleno con hormigón las columnas y vigas de los pórticos exteriores.



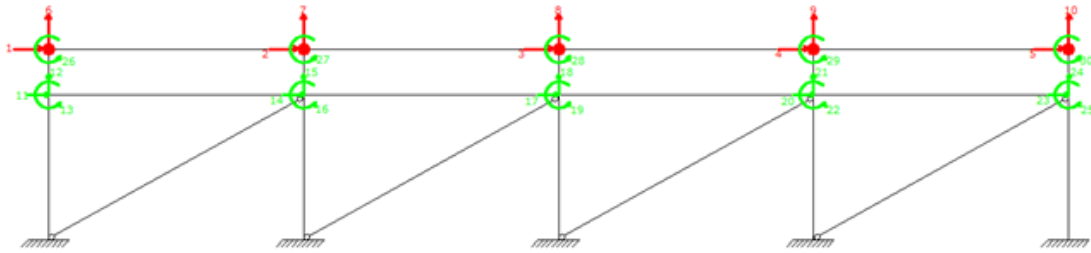


Figura 5.7 Pórtico exterior en sentido longitudinal.

En la parte central de la figura 5.7 se tiene a la izquierda un corte de la columna doble “G” que ha sido rellenada de hormigón y a la derecha la columna vista en elevación, se aprecia que existen unos elementos inclinados.

Finalmente, en la parte inferior de la figura 5.7, se presenta el modelo de cálculo con la incorporación de la mampostería. Las columnas en el sentido de análisis son de 30/20 cm. (b/h), la viga superior de 20/30 cm., todos estos elementos son de hormigón armado; la viga sobre la cual están las ventanas se consideró como un perfil doble “G” de 20 cm, de base y 10 cm., de alto.

Las coordenadas principales, son las horizontales, identificadas con los números 1 al 5 y la matriz de rigidez asociada a estas coordenadas es la siguiente.

$$K^{(A)} = K^C = \begin{bmatrix} 15584 & -15004 & -72 & -30 & -17 \\ -15004 & 30815 & -14997 & -61 & -24 \\ -72 & -14997 & 30859 & -14986 & -55 \\ -30 & -61 & -14986 & 30844 & -14962 \\ -17 & -24 & -55 & -14962 & 15642 \end{bmatrix}$$

En la figura 5.8 se presenta el pórtico B, el mismo que está compuesto por dos columnas de hormigón armado de 30/20 cm., y una viga de acero de lámina delgada, doble “G” de 200/50/30/3 mm. El modelo considera grado de libertad vertical en los puntos interiores de la viga de acero.

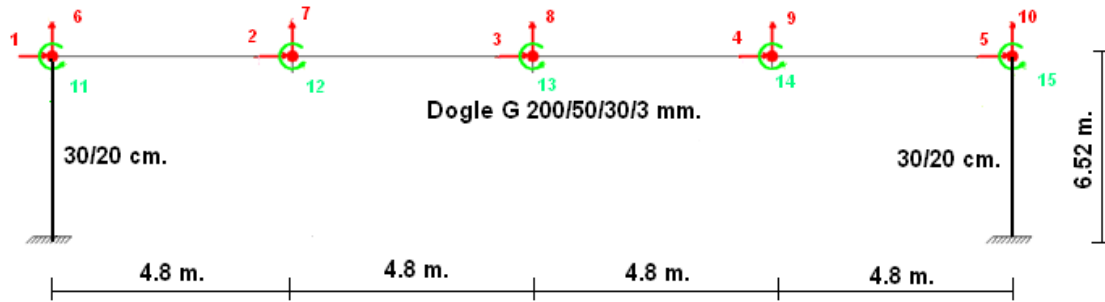


Figura 5.8 Modelo de análisis de pórtico B.

Las coordenadas principales del pórtico B, van de la 1 a la 5 y las restantes son las coordenadas secundarias. La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales, es:

$$K^{(B)} = \begin{bmatrix} 8938 & -8934 & 0 & 0 & 0 \\ -8934 & 17868 & -8934 & 0 & 0 \\ 0 & -8934 & 17868 & -8934 & 0 \\ 0 & 0 & -8934 & 17868 & -8934 \\ 0 & 0 & 0 & -8934 & 8938 \end{bmatrix}$$

En la figura 5.9 se presentan los grados de libertad, para el análisis sísmico en sentido longitudinal. **El período fundamental de vibración en este sentido es 2.54 seg., cantidad demasiado alta, lo que demuestra que la estructura es muy flexible en este sentido.** El período de vibración asociado al segundo modo es 0.1310 seg., el tercero es igual. El cuarto 0.0723 seg., etc.

La forma de los modos es similar a los indicados en la figura 5.7 pero en sentido Y, el primer modo es el desplazamiento lateral del pórtico B, el segundo modo al desplazamiento lateral del pórtico A, el tercero del pórtico C.

En la tabla 5.3 se presentan los desplazamientos máximos y fuerzas máximas, para los grados de libertad presentados en la figura 5.9.

El desplazamiento máximo encontrado es de 57.92 cm., por lo que la deriva global es 8.88 %. Cantidad inaceptable por lo que debe reforzarse la estructura.

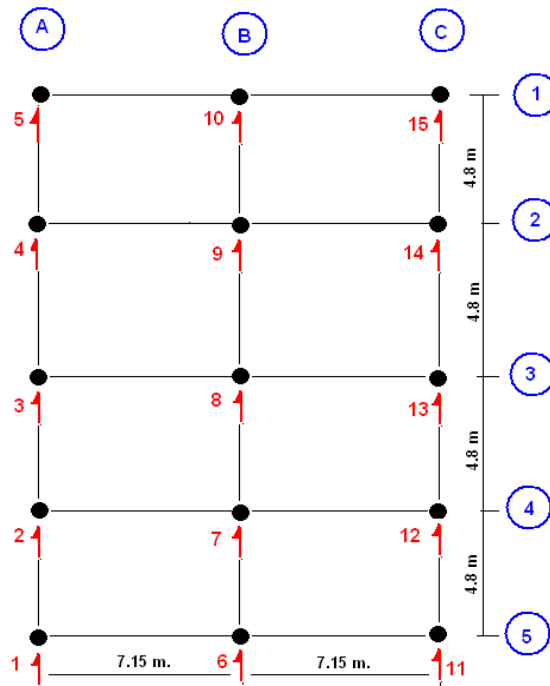


Figura 5.9 Grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido longitudinal.

Tabla 5.3 Desplazamientos y Fuerzas estáticas equivalentes en sentido longitudinal

Grado de libertad	Desplazamiento (m.)	Fuerza (T.)
1	0.0049	0.96
2	0.0048	0.69
3	0.0047	0.69
4	0.0047	0.69
5	0.0048	0.94
6	0.5792	0.47
7	0.5792	0.19
8	0.5792	0.19
9	0.5792	0.19
10	0.5792	0.47
11	0.0049	0.96

12	0.0048	0.69
13	0.0047	0.69
14	0.0047	0.69
15	0.0048	0.94

5.4 REFORZAMIENTO PROPUESTO

Se realizó el análisis sísmico, únicamente reforzando las vigas de acero en sentido longitudinal, pero la deriva de piso inelástica es muy alta. En la figura 5.10, se muestra la estructura; actualmente todas las columnas son de hormigón armado de 20/30. En el eje C (figura 5.10) se tiene una doble “G” en el cumbrero, en los ejes B y D, se tiene una “G”. La primera opción fue solo colocar doble “G” en los ejes B y D pero con las columnas actuales la deriva es muy alta (más del 7%), el período fundamental es de 1.80 seg.

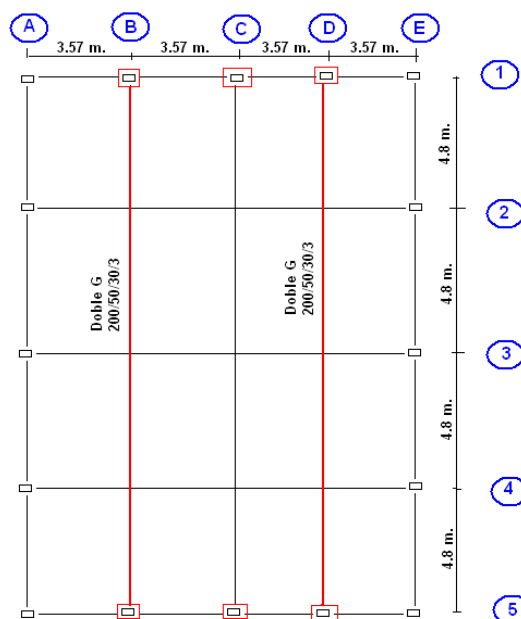


Figura 5.10 Reforzamiento Propuesto.

La solución propuesta a la que se llegó, consiste en encamisar las columnas centrales de los pórticos 1 y 5, que son de 20/30; se necesita encamisar para tener una dimensión de 40/50 cm., con estas dimensiones es fácil realizar el encamisado y además de ello colocar una “G” adicional en los ejes B y D. La “G” adicional es de 200/50/30/3 mm. Con esta opción, el período de vibración en

sentido longitudinal es de 0.59 seg.; los cuatro siguientes períodos son: 0.36 seg; 0.36 seg; 0.13 seg; 0.13 seg.

En la figura 5.11 se muestra los grados de libertad considerados para el análisis sísmico en sentido longitudinal y en la tabla 5.4, los resultados máximos para el sismo del CEC-2000, para Quito, sobre un suelo S3 y calculado con un factor de reducción de las fuerzas sísmicas de 4.

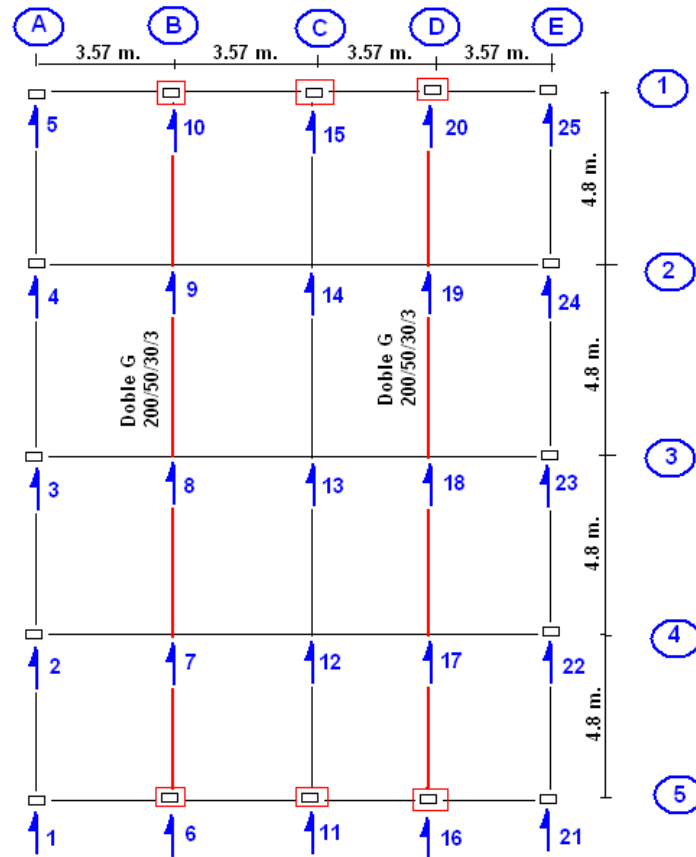


Figura 5.11 Grados de libertad de estructura reforzada para análisis sísmico en sentido longitudinal.

Tabla 5.4 Desplazamientos y Fuerzas estáticas equivalentes en sentido longitudinal

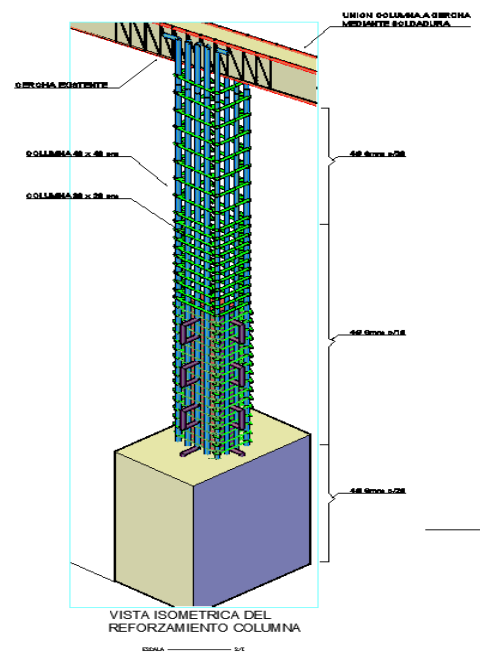
Grado de libertad	Desplazamiento (m.)	Fuerza (T.)
1	0.0049	0.96
2	0.0048	0.69

3	0.0047	0.69
4	0.0047	0.69
5	0.0048	0.94
6	0.0036	0.43
7	0.0036	0.17
8	0.0036	0.17
9	0.0036	0.17
10	0.0036	0.43
11	0.0972	0.58
12	0.0974	0.23
13	0.0975	0.23
14	0.0974	0.23
15	0.0972	0.58
16	0.0036	0.43
17	0.0036	0.17
18	0.0036	0.17
19	0.0036	0.17
20	0.0036	0.43
21	0.0049	0.96
22	0.0048	0.69
23	0.0047	0.69
24	0.0047	0.69
25	0.0048	0.94

El desplazamiento lateral máximo es de 9.75 cm., y la deriva global máxima es de 1.57 %, cantidad aceptable que está dentro de lo permisible por las normativas sísmicas CEC-2000 y NEC-11.

5.5 PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.

En la figura 5.12 se presentan los planos constructivos de detalle de la estructura metálica del reforzamiento propuesto en la parte superior se indica una vista isométrica en detalle de la columna reforzada y en la parte intermedia de la figura se presenta una isometría completa de la estructura del reforzamiento y en la parte inferior se indica un detalle del tipo de cimentación diseñada para la estructura del reforzamiento para sus dos tipos de columnas.



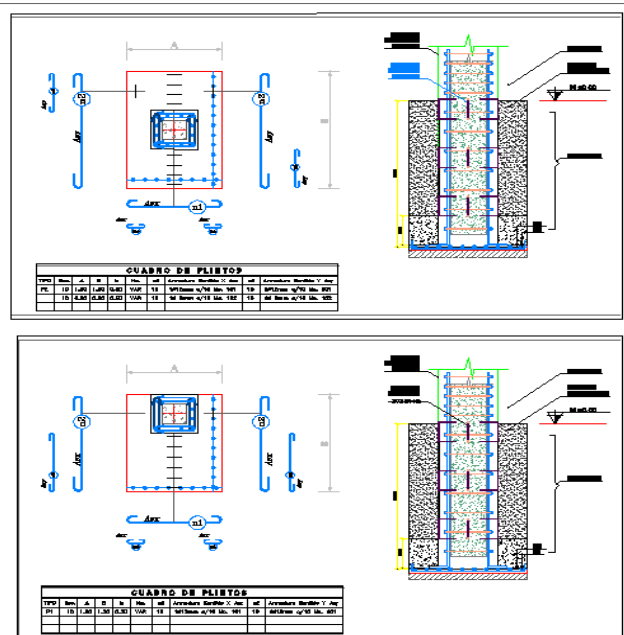


Figura 5.12 Planos constructivos para reforzamiento propuesto.

5.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.

5.6.1 Método constructivo obra civil.

- Se realiza el picado del contrapiso existente para que la superficie de unión entre el antiguo hormigón y el nuevo pueda tener mayor sujeción.
- Se fabrica el encofrado de madera con tableros de triplex espesor de 8mm cuyas uniones serán cuarterones de madera con la sección indicada en el diseño.

- Se realiza también un picado perimetral en las columnas existentes tanto en los ejes 1 y 7 en toda la superficie de las mismas para que exista una mejor adherencia entre el nuevo hormigón y el antiguo.
- La unión de la mampostería con las columnas a ser reforzadas se cortara y picara para poder colocar el acero de refuerzo y encofrado de madera.
- Posteriormente se realiza la fabricación de plintos aislados de hormigón que tiene las siguientes medidas: 1.00 mts de largo x 0.80 mts de ancho y 1.50 mts de profundidad para los plintos del eje 7 esto debido a la posición de las columnas y para las columnas del eje 1 se realizaran plintos aislados de 1.20 mtrs de largo x 1.00 mts de ancho y 1.50 mts de profundidad.
- Una vez realizadas las otras actividades se procede a realizar el armado de las columnas las cuales tendrán una armadura longitudinal de 14 varillas de 16 mm de diámetro y armadura transversal (estribos) con varillas de 8 mm de diámetro , para llegar a tener una nueva columna de hormigón armado de sección de 0.50 x 0.40 mts de sección, en el tramo donde se encuentra la columna existente de 20x30 cm adicional a la armadura longitudinal y estribos se colocaran juntas de corte, que son elementos tipo C formados con varilla de Ø 12 mm de 50 cm de desarrollo que se introducen en el interior de la columna de 20 x30 con un epoxico (sikadur) que ayuda a unir la estructura vieja con la nueva.
- En la cabeza de las columnas de reforzamiento las varillas longitudinales vienen soldadas con la armadura existente de las cerchas transversales del pórtico de la piscina.
- Una vez realizado el armado de las columnas se procede a encofrar las mismas con tableros metálicos y con cuarterones de madera hasta llegar a la sección establecida en los diseños (0.40 x 0.50).
- Finalmente se procede a verter el hormigón en las columnas en tres secciones para que con eso la adherencia del hormigón nuevo con el antiguo sea la mejor, el hormigón tendrá una resistencia de 210 kg/cm².
- A los siete días de la fundición se realizara el desencofrado de las columnas y se procederá a levantar la mampostería perimetral.

5.6.2 Método constructivo estructura metálica

- Se colocaran torres de andamios a lo largo de las correas longitudinales para proceder a unir con una correa metálica tipo G de 200x50x15x 3 (mm) a cada una de las correas formando una viga tipo cajón de 200x100 (mm).
- El cordón de suelda será de 20 cm de largo cada metro de cercha a ser instalada con electrodo 7018 Ø 1/8 plg.
- Se realizara la limpieza de la escoria de la soldadura.

En la figura 5.13 se indican los equipos que se utilizarán para el proceso constructivo del reforzamiento.



Figura 5.13 Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento propuesto.

5.7 PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.

Para realizar el presupuesto real del reforzamiento propuesto se realizo el análisis de precios unitarios (APU) en cada una de las actividades que se necesitan para ejecutar el reforzamiento, para dicho análisis se considera el costo de material, equipos, herramientas y mano de obra esta ultima considerando los salarios reales hasta la elaboración de este análisis.

En la tabla 5.5 en la parte superior se indica un ejemplo del rubro de estructura metálica con los valores de costos directos e indirectos, en la parte inferior de la figura se muestra el resumen de los costos totales de cada uno de los rubros analizados.

Para el reforzamiento de las estructuras de lamina delgada desarrollado en este estudio se necesita la cantidad de 7126.60 us \$ por cada unidad.

Tabla 5.5 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de reforzamiento.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPON

OBRA: Piscina Escuela Municipal Sucre

Fecha: May08 / 12

RUBRO:

UNIDAD:

kg

DETALLE: Estructura de acero A36 para reforzamiento (sólo estructura).

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	REND.	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Soldador Ia	0,040	2,000	0,080	1,000	0,080
Compresor	0,015	0,500	0,008	1,000	0,008
Cizalla	0,020	0,400	0,008	1,000	0,008
Pasma	0,015	0,200	0,003	1,000	0,003
SUBTOTAL M					0,099
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO/HORA	REND.	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Soldador Cat IV	0,160	2,525,3	0,404	1,000	0,404
Ayudante Cat II	0,160	2,525,3	0,404	1,000	0,404
Pintor Cat I	0,030	2,525,3	0,076	1,000	0,076
SUBTOTAL N					0,884
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Perril G 200 x50 e=2mm	kg	1,520	0,91	1,383	
Soldador Ia	kg	0,042	2,87	0,121	
Gases e Insumos	g	0,008	5,00	0,040	
Pintura anti oxidante	g	0,016	10,50	0,168	
SUBTOTAL O					1,717
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,699
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				10,00%	0,270
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,969
VALOR OFERTADO:					\$2.971

FIRMA

NOTA:

OBRA: REFORZAMIENTO PISCINA ESCUELA MUNICIPAL SUCRE
LOCALIZACION: QUITO
ELABORACION: PATRICIO RAMOS

TRABAJOS PRELIMINARES

COD	RUBRO	UND.	CANTIDAD	P. UNIT	TOTAL
1	Acero de refuerzo Ba 32 [mm], para elementos estructurales.	Kg	983,26	s/. 1,83	s/. 1.799,37
2	Hormigón f _c =210[kg/cm ²]para elementos estructurales incluye encofrado y vibrado	m ³	8,40	s/. 123,41	s/. 1.038,84
3	Mampostería bloque 20 cm	m ²	17,25	s/. 10,19	s/. 175,78
4	Replanteo hormigón simple f _c 140 [kg/cm ²] para muros, muretes y vigas de cimentación	m ³	0,30	s/. 95,90	s/. 28,77
5	Conectores de Corte	u	10,00	s/. 33,44	s/. 334,40
6	Estructura Metalica Acero A36	Kg	1283,18	s/. 2,97	s/. 3.751,84
				s/.	7.126,60

CAPÍTULO 6.

REFORZAMIENTO DE LA PISCINA DEL COLEGIO MUNICIPAL FERNANDEZ MADRID.

6.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La Piscina del Centro de Educación Municipal “Fernández Madrid”, ubicado en el centro histórico de Quito, tiene las características muy parecidas a las otras dos estructuras que hemos venido desarrollando es decir que en el sentido transversal es bastante rígida debido a que está conformada por una celosía pero la diferencia es el tipo de material de la estructura en este caso el material es acero de refuerzo (varillas de acero corrugado) de varios pórticos con vigas y columnas de dimensiones considerables pero todas de este mismo material.

En el sentido longitudinal, la estructura de la piscina es muy flexible, debido a que solo existen correas, conformadas por acero de refuerzo en forma de vigas triangulares con varillas de 12 mm, únicamente en el cumbrero existe una doble viga armada del mismo material .



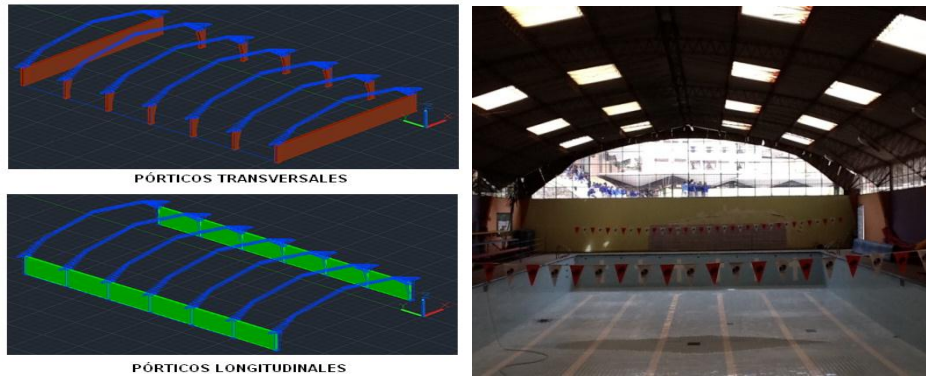


Figura 6.1 Estructura tipo cercha original antes del reforzamiento.

Para tratar el agua de las Piscinas, en general, se coloca cloro y si a esto se considera que se las calienta para tener agua agradable, esto ocasiona vapores que dañan a las varillas de acero corrugado. Por este motivo es importante que tengan mantenimiento lo más regular posible.

El análisis sísmico se lo presentara con un **modelo de piso flexible**, concentrando las masas en puntos discretos de la cubierta y con tres grados de libertad, dos componentes de desplazamiento horizontal en dirección X, Y, para considerar la acción sísmica en los dos sentidos y una componente vertical en la dirección Z.

Con el modelo, se desprecia el momento de inercia de las masas. De paso se indica que se trabajó con el Método de Superposición Modal, empleando un espectro inelástico. En la figura 6.1 se presenta la estructura a ser analizada en este estudio.

6.2 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL

En la figura 6.2 se presenta en la parte superior el pórtico transversal, exterior de la fachada de la Piscina del Colegio Fernández Madrid ; en la parte intermedia el modelo de cálculo, los elementos estructurales son de hormigón armado de 20/30; la mampostería es de 20 cm., de ancho. Aguiar (2008).

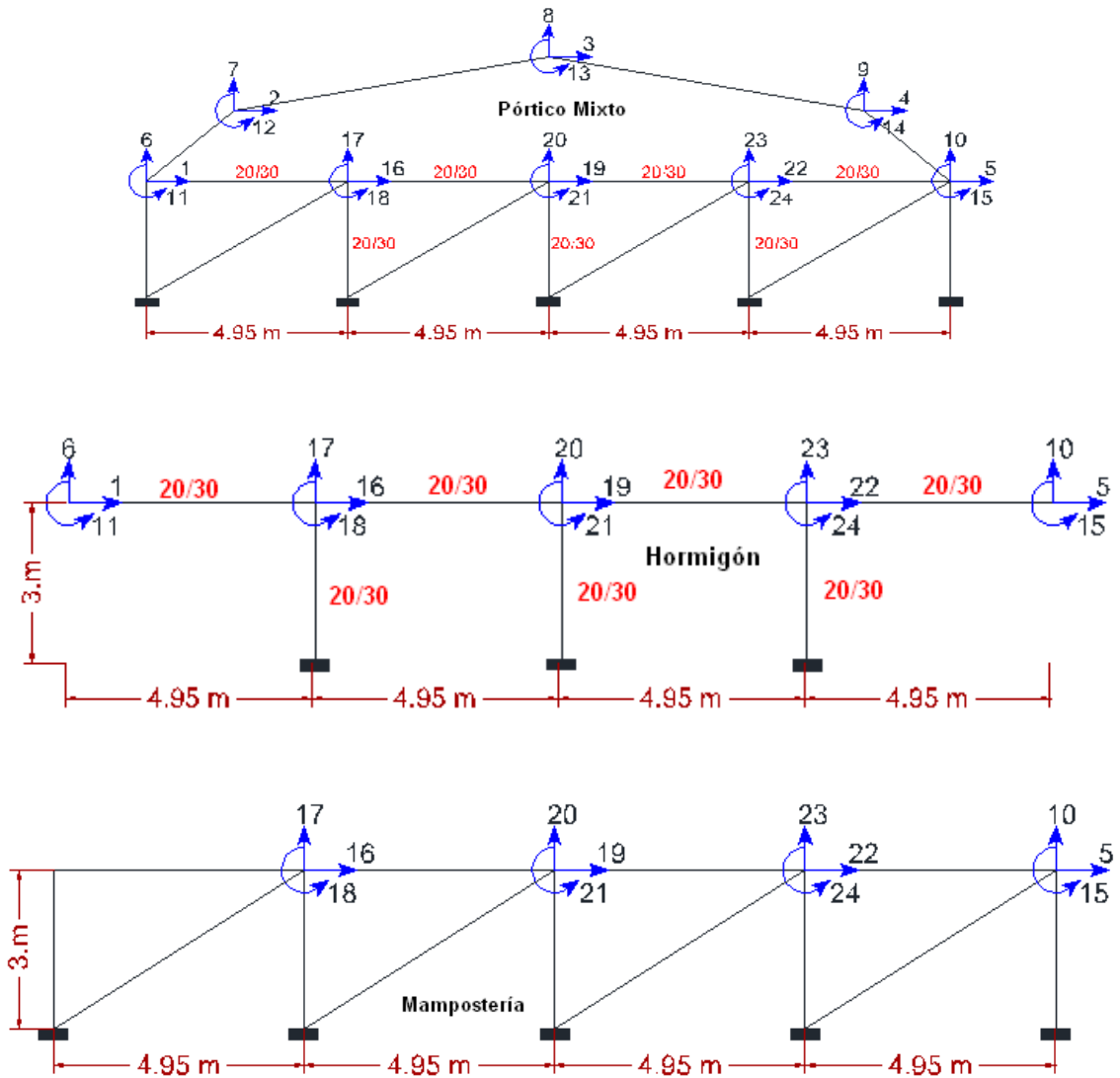


Figura 6.2 Pórtico exterior y modelo de cálculo

En la parte inferior de la figura 6.2, se presenta el modelo de análisis con mampostería y las coordenadas principales. La mampostería fue modelada como una diagonal equivalente, utilizando el modelo de Paulay y Priestley (1992), que

ha sido acogida por la Norma de Perú de Albañilería E070, como se indica en la parte inferior de la figura 1. Nótese que también se han indicado las coordenadas secundarias (3 grados de libertad en cada nudo). El módulo de elasticidad del hormigón considerado es de 1200000 T/m^2 y de la mampostería 100000 T/m^2 . La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales es:

$$KL^{(1)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 8.3857 & -0.6933 & -0.6221 & 0.3777 & -4.4764 \\ -0.6933 & 2.1826 & -2.5757 & 0.4650 & 0.3784 \\ -0.6221 & -2.5757 & 6.4216 & -2.5762 & -0.6216 \\ 0.3777 & 0.4650 & -2.5762 & 2.1940 & -0.7057 \\ -4.4764 & 0.3784 & -0.6216 & -0.7057 & 9.7469 \end{bmatrix}$$

Los pórticos interiores de la Piscina son de acero corrugado, como se aprecia en la parte superior de la figura 6.3. En la parte inferior se indica el modelo de cálculo y las coordenadas principales consideradas, las mismas que tienen que estar en concordancia con las coordenadas principales de los pórticos exteriores que son de hormigón armado.



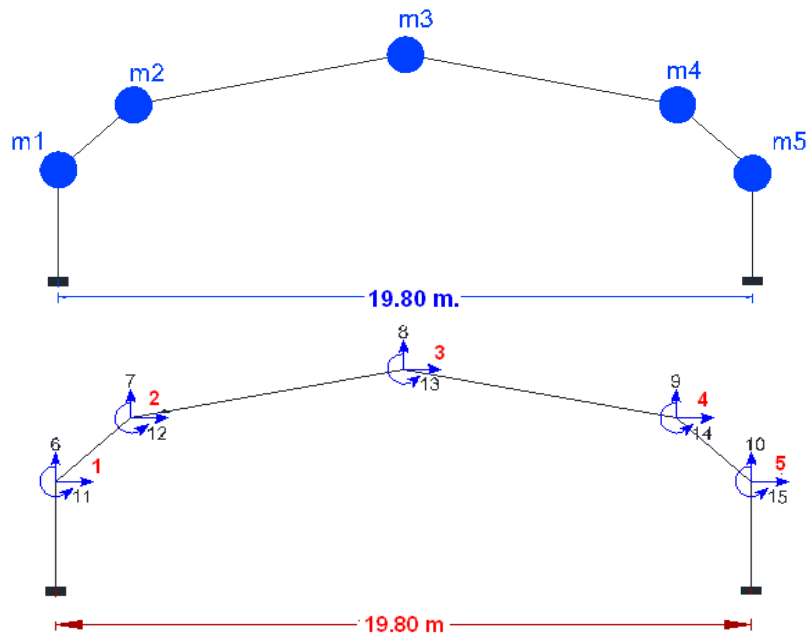
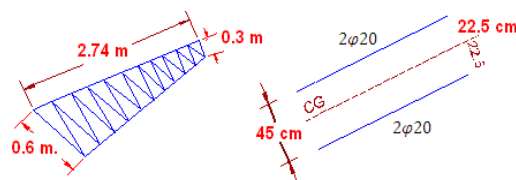


Figura 6.3 Pórtico interior en sentido transversal.

En el siguiente apartado se presenta un ejemplo de cálculo de Inercia y Áreas de acero de uno de los tramos de los pórticos intermedios los cuales nos servirán para el cálculo de la matriz de rigidez lo cual analizaremos más adelante.



$$1\varphi 20 \rightarrow I = \frac{\pi D^4}{64} = 7854 \text{ mm}^4 \quad A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$I = 0.7854 \text{ cm}^4$$

$$2\varphi 20 \rightarrow I = 1.5708 \text{ cm}^4$$

$$I_{cg} = 0.7854 * 2 + (22.5)^2 * 6.28 * 2 = 6360.1 \text{ cm}^4$$

$$A_{cg} = 6.28 * 2 = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$I_{cg} = 0.00006360 \text{ m}^4$$

$$A_{cg} = 0.001256$$

Analizando cada uno de los tramos de los pórticos intermedios y realizando el respectivo calculo de inercias y áreas de acero a cada elemento de dichos tramos obtenemos los resultados que se presentan en la figura 6.4. La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales indicada en la figura 6.2 es la siguiente.

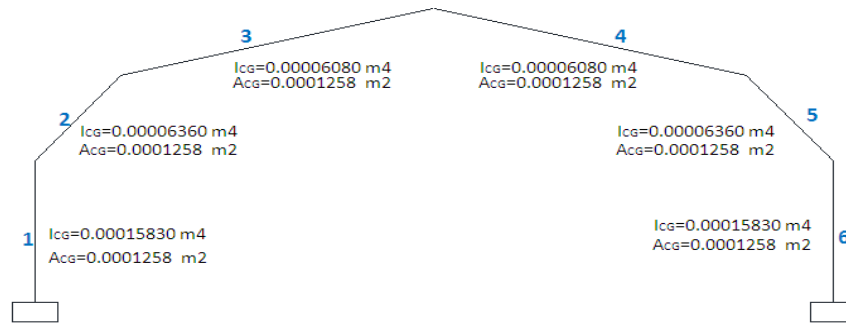
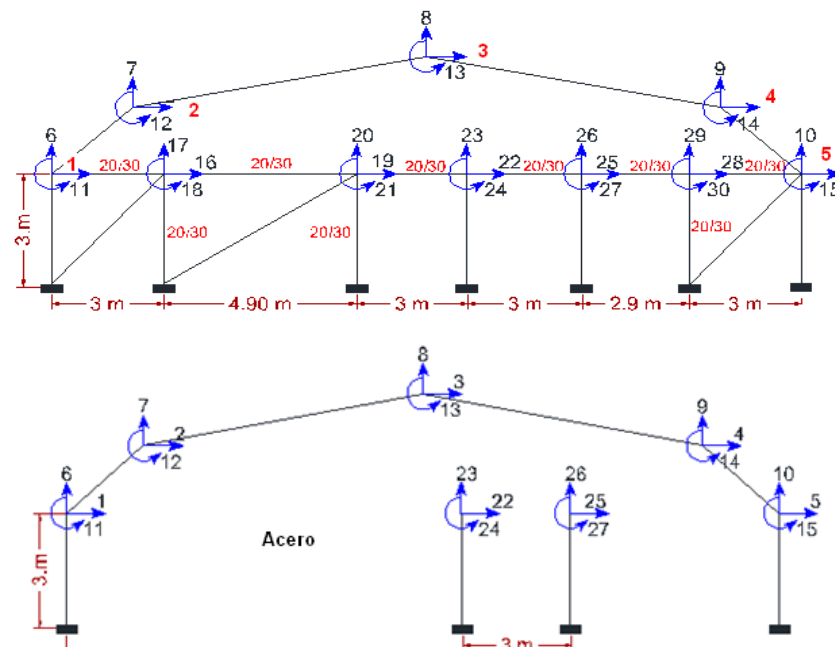


Figura 6.4 Inercias y áreas de los tramos de los pórticos intermedios.

$$K_L^{(2)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 1.6521 & -0.7174 & -0.6167 & 0.3749 & 0.0969 \\ -0.7174 & 2.1584 & -2.5719 & 0.4656 & 0.3756 \\ -0.6167 & -2.5719 & 6.4202 & -2.5723 & -0.6162 \\ 0.3749 & 0.4656 & -2.5723 & 2.1694 & -0.7298 \\ 0.0969 & 0.3756 & -0.6162 & -0.7298 & 1.6669 \end{bmatrix}$$

En la figura se presenta el pórtico que se halla en el otro extremo de la Piscina, es similar al pórtico 1, con la diferencia que no existe mampostería en varios vanos como se aprecia en la parte superior de la figura 6.5, en la parte intermedia se presenta el modelo de cálculo de los elementos de acero de lamina delga y de hormigón así como sus respectivas secciones y en la parte inferior se muestra el modelo de cálculo del otro tramo donde existe mampostería.



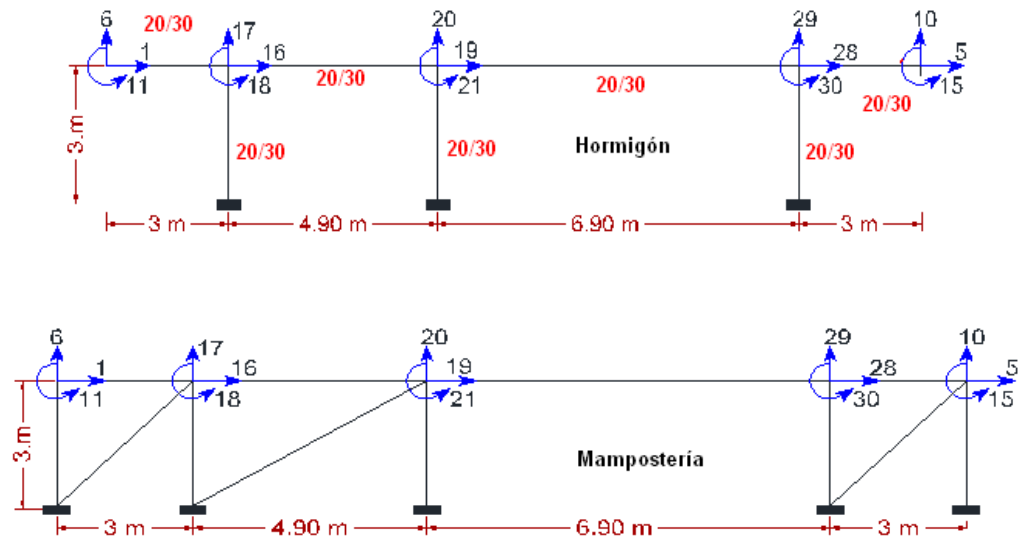


Figura 6.5 Pórtico exterior de hormigón armado, mampostería y elementos de acero

La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales 1,2 y 3 es la siguiente.

$$\mathbf{KL}^{(7)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 9.9637 & -0.6819 & -0.5483 & 0.3753 & -5.2172 \\ -0.6819 & 2.1951 & -2.5795 & 0.4659 & 0.3779 \\ -0.5483 & -2.5795 & 7.4768 & -2.5790 & -0.7103 \\ 0.3753 & 0.4659 & -2.5790 & 2.2039 & -0.7103 \\ -5.2172 & 0.3779 & -0.7103 & -0.7103 & 8.3404 \end{bmatrix}$$

Las matrices de rigidez de los pórticos exteriores son comparables en valores, lógicamente la del pórtico que tiene la mampostería llena será mayor. La de los pórticos interiores, tienen valores que son menos de la mitad con respecto a los pórticos exteriores.

Para el análisis sísmico sentido transversal se ha utilizado el espectro del CEC-2000 para un perfil de suelo S3, en la ciudad de Quito, para el cálculo de la deriva global se utilizó un factor de importancia de 1. Los resultados del análisis sísmico se indican en la tabla 6.1, con un $R=3.5$. **La deriva global máxima es 0.06%**, en la tabla 6.1 se presenta los desplazamientos y las derivas encontradas para el sismo transversal.

Tabla 6.1 Desplazamientos, períodos y derivas encontrados para sismo transversal.

Periodos						
Modo	1	2	3	4	5	6
Período (s)	0.279	0.206	0.206	0.206	0.206	0.206

Desplazamientos y fuerzas estáticas máximas.

Fachada Principal					
Grado de libertad	1	2	3	4	5
Desplazamiento (cm)	0.15	0.68	0.61	0.67	0.23
Fuerza (T.)	0.72	1.94	2.66	1.90	0.63

Pórticos Intermedios					
Grado de libertad	6	7	8	9	10
Desplazamiento (cm)	0.41	0.38	0.41	0.23	0.23
Fuerza (T.)	0.31	0.27	0.39	0.27	0.31

Fachada Secundaria					
Grado de libertad	31	32	33	34	25
Desplazamiento (cm)	0.06	0.30	0.23	0.30	0.06
Fuerza (T.)	0.66	1.97	1.44	1.98	0.75

$\gamma_g = \frac{0.41}{600} = 0.000683$
 $\rightarrow \gamma_g = 0.06\%$

6.3 ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL

En la parte superior de la figura 5.7 se presenta la fachada lateral de la estructura en la cual se encuentra la piscina. Se indica además como las columnas de los pórticos están rellenas de hormigón hasta un altura de 4m y de ahí se tiene la estructura tipo cercha con acero corrugado.



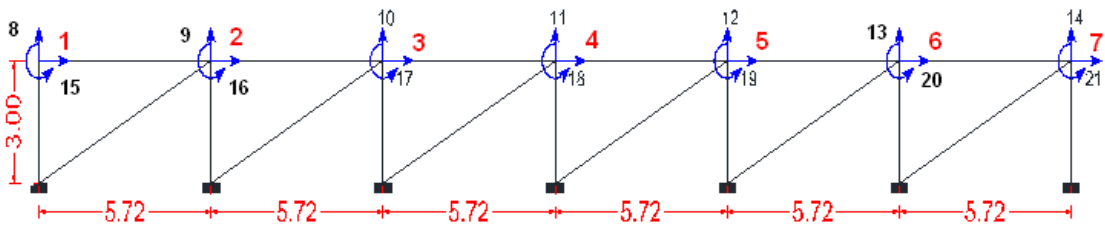
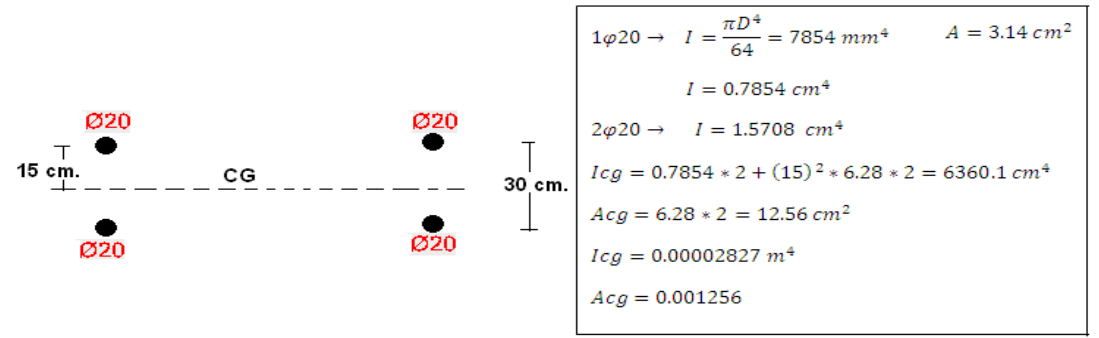
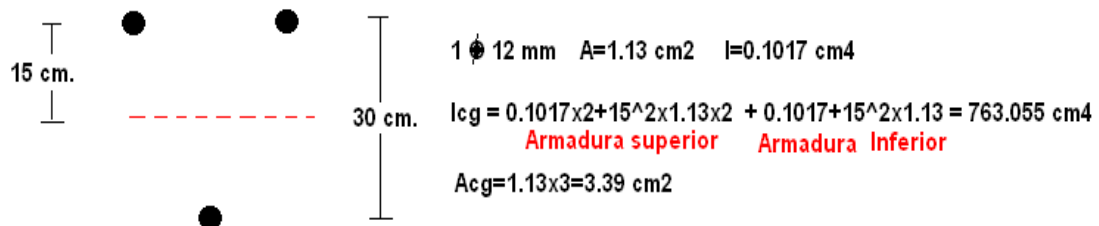


Figura 6.6 Pórtico exterior en sentido longitudinal.

En la parte central de la figura 6.6 se tiene un corte de la viga y su armadura tanto superior como inferior con el respectivo cálculo de inercia y área de acero, además se tiene el corte de la columna con su respectiva armadura y el cálculo de inercia y área de acero que servirá para el cálculo de la matriz de rigidez.

Finalmente, en la parte inferior de la figura 6.6, se presenta el modelo de cálculo con la incorporación de la mampostería., todos estos elementos son de hormigón armado.

Las coordenadas principales, son las horizontales, identificadas con los números 1 al y la matriz de rigidez asociada a estas coordenadas es la siguiente.

$$KL^{(A)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 1.3314 & -1.2359 & -0.0003 & -0.0003 & -0.0000 & 0.0000 & -0.0000 \\ -1.2359 & 3.6752 & -1.2402 & 0.0044 & 0.0001 & -0.0000 & 0.0000 \\ -0.0003 & -1.2402 & 3.7348 & -1.3227 & -0.0011 & 0.0001 & -0.0000 \\ -0.0003 & 0.0044 & -1.3227 & 3.7348 & -1.2457 & 0.0001 & -0.0000 \\ -0.0000 & 0.0001 & -0.0011 & -1.2457 & 3.6735 & -1.2367 & -0.0005 \\ 0.0000 & -0.0000 & 0.0001 & 0.0001 & -1.2367 & 3.6750 & -1.2359 \\ -0.0000 & 0.0000 & -0.0000 & -0.0000 & -0.0005 & -1.2359 & 2.4131 \end{bmatrix}$$

En la figura 6.7 se presenta el pórtico interior que tiene una altura de 4 m de alto, el mismo que está compuesto por dos columnas de hormigón armado de 30/30 cm., El modelo considera grado de libertad vertical en los puntos interiores de la viga de acero.

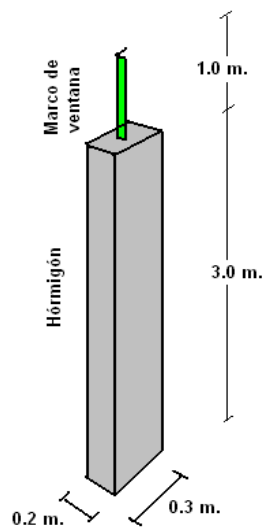
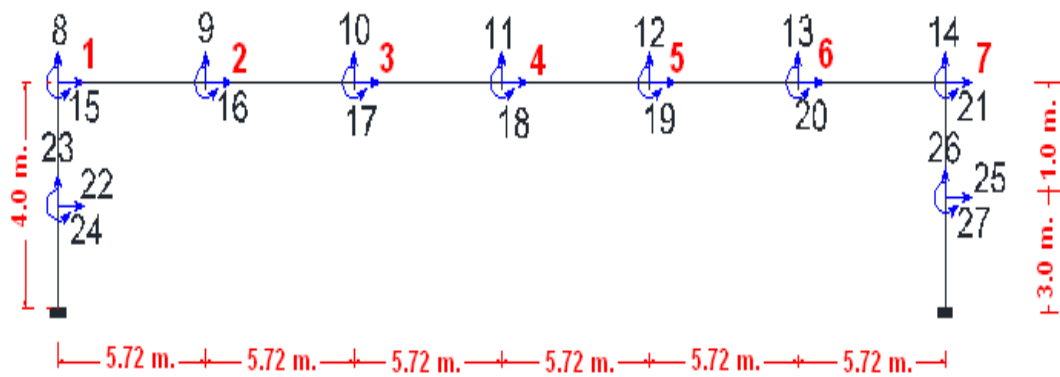


Figura 6.7 Modelo de análisis de pórtico interno de 4 m de alto.

Las coordenadas principales del pórtico interno de 4 m de alto, van de la 1 a la 7 y las restantes son las coordenadas secundarias. La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales, es:

$$KL^{(B)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 1.2466 & -1.2446 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.0000 \\ -1.2446 & 2.4892 & -1.2446 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.2446 & 2.4892 & -1.2446 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.2446 & 2.4892 & -1.2446 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.2446 & 2.4892 & -1.2446 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.2446 & 2.4892 & -1.2446 \\ 0.0000 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.2446 & 1.2466 \end{bmatrix}$$

En la figura 6.8 se presenta el pórtico interior que tiene una altura de 6 m de alto, el mismo que está compuesto por dos columnas de hormigón armado de 30/30 cm., El modelo considera grado de libertad vertical en los puntos interiores de la viga de acero.

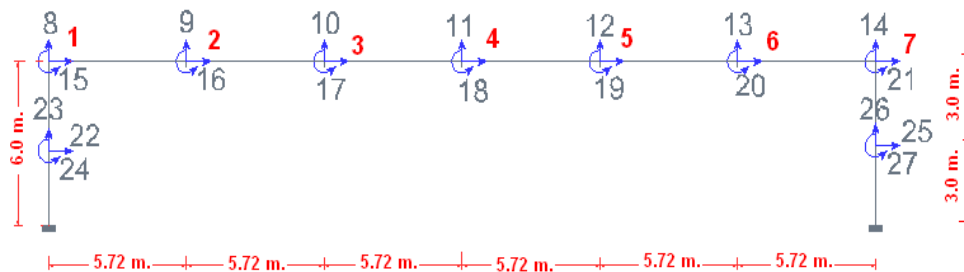


Figura 6.8 Modelo de análisis de pórtico interno de 6 m de alto.

Las coordenadas principales del pórtico interno de 6 m de alto, van de la 1 a la 7 y las restantes son las coordenadas secundarias. La matriz de rigidez asociada a las coordenadas principales, es:

$$KL^{(C)} = 10^{(3)} \begin{bmatrix} 2.4892 & -2.4892 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.0000 \\ -2.4892 & 4.9783 & -2.4892 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2.4892 & 4.9783 & -2.4892 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2.4892 & 4.9783 & -2.4892 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2.4892 & 4.9783 & -2.4892 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2.4892 & 4.9783 & -2.4892 \\ 0.0000 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2.4892 & 2.4892 \end{bmatrix}$$

6.4 REFORZAMIENTO PROPUESTO

La solución propuesta a la que se llegó, consiste en colocar tres columnas centrales de los pórticos 1 y 7, que son de 20/30; se necesita encamisar para

tener una dimensión de 40/50 cm., con estas dimensiones es fácil realizar el encamisado. Con esta opción, el período de vibración en sentido longitudinal es de 0.722 seg.

En la figura 6.9 se muestra una fotografía en donde se colocaron las columnas de reforzamiento con sus respectivas secciones, los resultados máximos para el sismo del CEC-2000, para Quito, sobre un suelo S3 y calculado con un factor de reducción de las fuerzas sísmicas de 3.5.

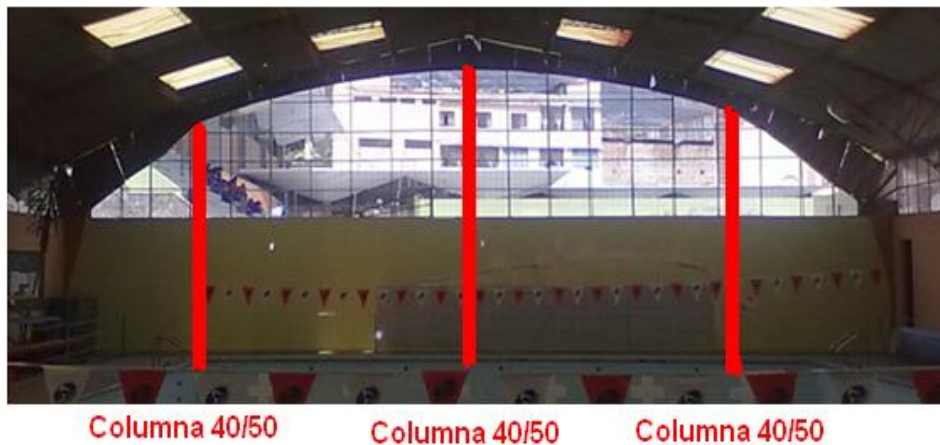


Figura 6.9 Reforzamiento Propuesto.

Realizando el análisis sísmico en sentido longitudinal con la estructura reforzada el desplazamiento lateral máximo es de 4.89 cm., y la deriva global máxima es de 0.81 %, cantidad aceptable que está dentro de lo permisible por las normativas sísmicas CEC-2000 y NEC-11, a continuación en la tabla 6.2 se presentan todos los resultados en los distintos modos.

Tabla 6.2 Desplazamientos, períodos y derivas encontrados para la estructura reforzada.

Períodos de vibración en los 6 primeros modos. Opción 2.

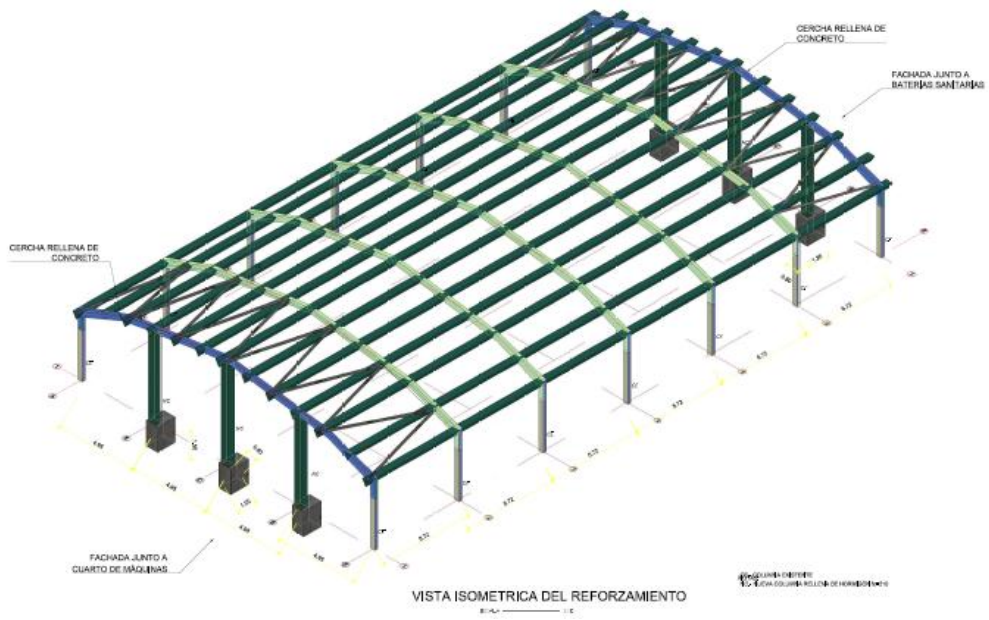
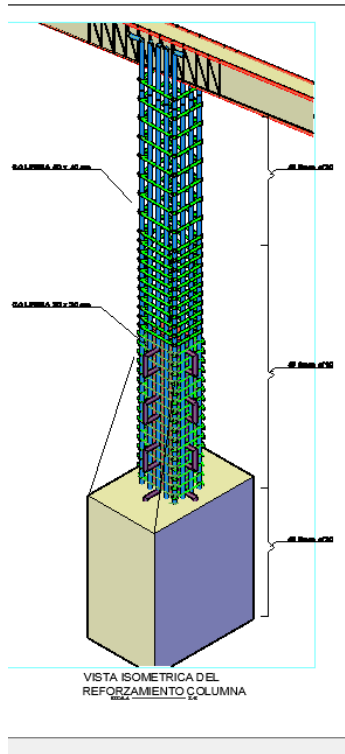
Modo	1	2	3	4	5	6
Período (s)	0.722	0.354	0.354	0.190	0.190	0.175

Desplazamientos máximos encontrados en Opción 2.

Pórtico Exterior							
GDL	1	2	3	4	5	6	7
Desp. (m)	0.15	0.07	0.04	0.03	0.03	0.04	0.07
Fuerza (T.)	1.24	0.33	0.35	0.40	0.35	0.37	1.24
Pórtico con columnas de 4 m., de alto							
GDL	8	9	10	11	12	13	14
Desp. (m)	1.15	1.20	1.23	1.24	1.23	1.20	1.15
Fuerza (T.)	1.98	0.25	0.26	0.26	0.26	0.25	1.98
Pórtico de cubrero							
GDL	15	16	17	18	19	20	21
Desp. (m.)	4.87	4.89	4.89	4.88	4.85	4.80	4.74
Fuerza (T.)	2.97	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	1.83
$\gamma_g = \frac{4.89}{600} = 0.0081 \rightarrow \gamma_g = 0.81\%$							

6.5 PLANOS DE REFORZAMIENTO PROPUESTO.

En la figura 6.10 se presentan los planos constructivos de detalle de la estructura metálica del reforzamiento propuesto en la parte superior se indica una vista isométrica en detalle de la columna reforzada y en la parte intermedia de la figura se presenta una isometría completa de la estructura del reforzamiento y en la parte inferior se indica un detalle del tipo de cimentación diseñada para la estructura del reforzamiento para sus dos tipos de columnas.



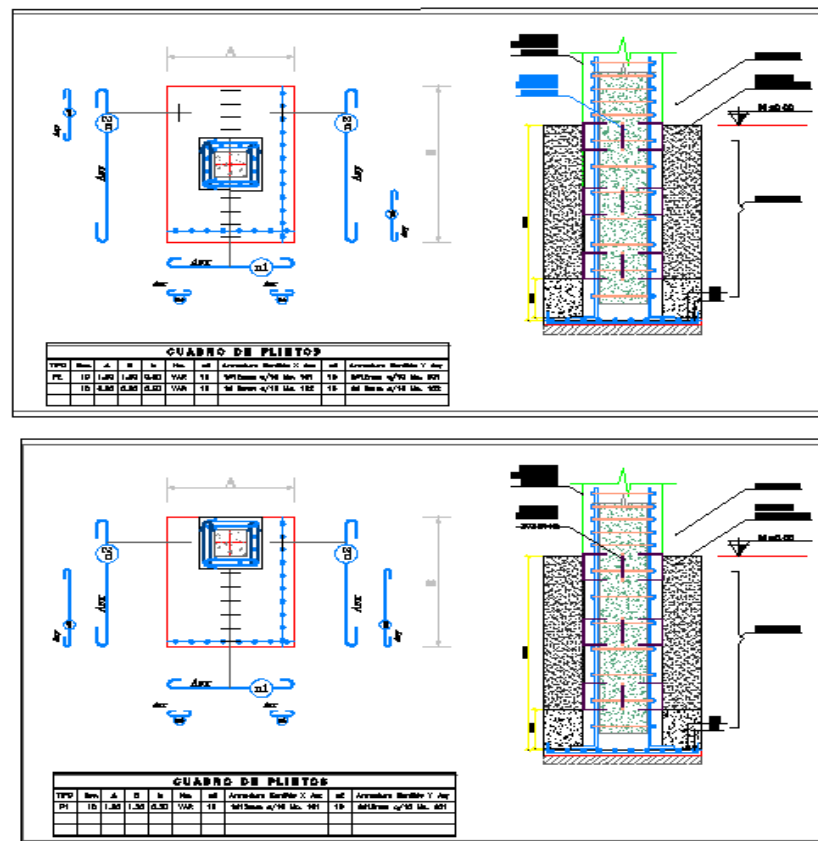


Figura 6.10 Planos constructivos para reforzamiento propuesto.

6.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAMIENTO.

6.6.1 Método constructivo obra civil.

- Se realiza el picado del contrapiso existente para que la superficie de unión entre el antiguo hormigón y el nuevo pueda tener mayor sujeción.
- Se fabrica el encofrado de madera con tableros de triplex espesor de 8mm cuyas uniones serán cuarterones de madera con la sección indicada en el diseño.
- Se realiza también un picado perimetral en las columnas existentes tanto en los ejes 1 y 7 en toda la superficie de las mismas para que exista una mejor adherencia entre el nuevo hormigón y el antiguo.
- La unión de la mampostería con las columnas a ser reforzadas se cortara y picara para poder colocar el acero de refuerzo y encofrado de madera.

- Posteriormente se realiza la fabricación de plintos aislados de hormigón que tiene las siguientes medidas: 1.00 mts de largo x 0.80 mts de ancho y 1.50 mts de profundidad para los plintos del eje 7 esto debido a la posición de las columnas y para las columnas del eje 1 se realizaran plintos aislados de 1.20 mtrs de largo x 1.00 mts de ancho y 1.50 mts de profundidad.
- Una vez realizadas las otras actividades se procede a realizar el armado de las columnas las cuales tendrán una armadura longitudinal de 14 varillas de 16 mm de diámetro y armadura transversal (estribos) con varillas de 8 mm de diámetro , para llegar a tener una nueva columna de hormigón armado de sección de 0.50 x 0.40 mts de sección, en el tramo donde se encuentra la columna existente de 20x30 cm adicional a la armadura longitudinal y estribos se colocaran juntas de corte, que son elementos tipo C formados con varilla de Ø 12 mm de 50 cm de desarrollo que se introducen en el interior de la columna de 20 x30 con un epoxico (sikadur) que ayuda a unir la estructura vieja con la nueva.
- En la cabeza de las columnas de reforzamiento las varillas longitudinales vienen soldadas con la armadura existente de las cerchas transversales del pórtico de la piscina.
- Una vez realizado el armado de las columnas se procede a encofrar las mismas con tableros metálicos y con cuarterones de madera hasta llegar a la sección establecida en los diseños (0.40 x 0.50).
- Finalmente se procede a verter el hormigón en las columnas en tres secciones para que con eso la adherencia del hormigón nuevo con el antiguo sea la mejor, el hormigón tendrá una resistencia de 210 kg/cm².
- A los siete días de la fundición se realizara el desencofrado de las columnas y se procederá a levantar la mampostería perimetral.

En la figura 6.11 se indican los equipos que se utilizarán para el proceso constructivo del reforzamiento.



0Figura 6.11 Herramientas y Equipos que se utilizaran para reforzamiento propuesto.

Es necesario indicar en este tipo de reforzamiento no se necesitó reforzar las vigas tipo cercha que se encuentran construidas con acero corrugado

6.7 PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO.

Para realizar el presupuesto real del reforzamiento propuesto se realizo el análisis de precios unitarios (APU) en cada una de las actividades que se necesitan para ejecutar el reforzamiento, para dicho análisis se considera el

costo de material, equipos, herramientas y mano de obra esta ultima considerando los salarios reales hasta la elaboración de este análisis.

En la tabla 6.3 en la parte superior se indica un ejemplo del rubro de hormigón con los valores de costos directos e indirectos, en la parte inferior de la figura se muestra el resumen de los costos totales de cada uno de los rubros analizados.

Para el reforzamiento de las estructuras desarrollado en este estudio se necesita la cantidad de 3907.96 us \$ por cada unidad.

Considerando la cimentación existente se necesitó plintos aislados en cada una de las columnas a colocar en los dos pórticos exteriores los cuales están indicados en la figura 6.10

Tabla 6.3 Análisis de precios unitarios (APU) para estructura metálica y costo real de reforzamiento.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROYECTO: Pieltra Libeo Fernandez Madrid Fecha: Mar 25 / 12
 RUBRO: Hormigón f'c=210(kg/cm2)para elementos estructurales incluye encofrado y vibrado UNIDAD: m3
 DETALLE: Hormigón f'c=210(kg/cm2)para elementos estructurales incluye encofrado y vibrado

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA		RUBRO	COSTO
	A	\$	C+A+B	\$	R	D+C+E,R
HERRAMIENTAS MANUALES	1,00	1,85	1,85	1,00		1,85
Concretora	0,800	2,000		1,6	1,00	1,600
SUBTOTAL III						3,250
MANO DE OBRRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL HR	COSTO HORA		RUBRO	COSTO
	A	\$	C+A+B	\$	R	D+C+E,R
Acero III	10,270	2,1500		21,875	1,000	21,875
Albañil Cat III	4,400	2,1500		9,372	1,000	9,372
Mesero Mayor	0,800	2,1500		1,704	1,000	1,704
SUBTOTAL N						32,951
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	R UNITARIO		COSTO	
		A	B	\$	C+A+B	
Encofrado	m3		1,000	34,80		34,800
Hormigón 210 Kg/cm2	m3		1,000	97,36		97,360
SUBTOTAL O						131,960
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO	
		A	B	\$	C+A+B	
SUBTOTAL P						0,000
TOTAL COSTO DIRECTO (III+IV+O+P)						158,961
INDIRECTOS Y UTILIDADES 10,00%						15,896
OTROS INDIRECTOS:						
COSTO TOTAL DEL RUBRO:						174,857
VALOR OFERTADO:						\$184,983

FIRMA

NOTA:

OBRA: REFORZAMIENTO PISCINA LICEO FERNANDEZ MADRID TERCERA OPCION
 LOCALIZACIÓN: QUITO
 ELABORACION: PATRICIO RAMOS

TRABAJOS PRELIMINARES

COD	RUBRO	UND.	CANTIDAD	P. UNIT	TOTAL
1	Acero de refuerzo ϕ 32 (mm) para elementos estructurales.	Kg	1161,28	\$/ 1,83	2.125,14
2	Hormigón $f'c=210$ [kg/cm ²] para elementos estructurales incluye encofrado y vibrado	m3	9,72	\$/ 123,41	1.199,55
3	Mampostería bloque 20 cm	m2	21,60	\$/ 10,19	220,10
4	Replanteo hormigón simple $f'c$ 140 [kg/cm ²] para muros, muretes y vigas de cimentación	m3	0,30	\$/ 95,90	28,77
5	Conectores de Coite	u	10,00	\$/ 33,44	334,40
				\$/	3.907,96

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- En nuestro país existe un gran porcentaje de estructuras que no han sido diseñadas tomando en cuenta la peligrosidad sísmica que tiene nuestro país.
- Los actuales estudios e investigaciones han permitido que el NEC-11 sea una de las herramientas fundamentales de diseño.
- Existen varios centros de educación que tienen el problema de que la mayoría de estructuras son realizadas sin ningún diseño, por mano de obra no calificada y lo que es peor no se respeta la vida de los seres humanos que están en dichas edificaciones.
- En la ciudad de Quito el porcentaje de vulnerabilidad de las estructuras diseñadas en acero de lámina delgada, viviendas con paredes de fibrolit, piscinas y coliseos con acero en lámina delgada es mayor al 85%.
- Se ha realizado varios modelos sísmicos y tipos de reforzamientos para cada una de las estructuras estudiadas respetando las normas presentadas en este estudio.
- El reforzamiento realizado para las viviendas con paredes de fibrolit es muy fácil de realizar, su sistema constructivo es fácil de desarrollar.
- Para las viviendas con estructuras de lamina delgada existen varios tipos de reforzamientos que pueden funcionar el que se empleo para este estudio es el más técnico y económico para su desarrollo.
- Todas las estructuras de piscina que fueron analizadas en este trabajo tienen las mismas características su diseño en el sentido transversal de cada una cumple con todos los requerimientos, mientras que en el sentido longitudinal todas colapsan y son muy vulnerables.
- El tipo de reforzamientos que se empleó para cada una de las mismas van a permitir que toda la estructura este óptima en su diseño.

- Es importante indicar que el análisis de costos de cada uno de los reforzamientos de las estructuras es igual o menor a un 10% del valor total de la estructura.
- En los sistemas de encamisado de las columnas de hormigón armado existentes se han incluido los conectores de anclaje los cuales han funcionado perfectamente en otros países en especial en las estructuras que fueron afectadas en el terremoto de Chile en el 2010.

7.2. RECOMENDACIONES

- Hacer un análisis de todas las estructuras tipo aulas de los centros educativos de la ciudad de Quito.
- Analizar las estructuras de piscinas y coliseos de estructura de lámina delgada y aporticadas tipo cerchas para evaluar los daños que puedan tener el momento de un sismo.
- Preparar al elemento humano técnico para realizar los diferentes tipos de reforzamientos debido a que en el país no existe una mano de obra calificada para este tipo de actividad.
- Seguir con el estudio de las estructuras tomando en cuenta los disipadores de energía.
- Concientizar a las autoridades que es necesario analizar el tipo de estructuras de acero en lamina delgada asi como las estructuras de paredes de fibrolit para evitar futuras desgracias y pérdidas tanto materiales como peor aun humanas.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2008), *Análisis Sísmico de Edificios*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 322 p., Quito.
2. Aguiar R., (2004) "Análisis Matricial de Estructuras", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
3. Aguiar R., (2007,2) "Dinámica de Estructuras con MATLAB", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.
4. CEC-2000, (2000), "Código Ecuatoriano de la Construcción", XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 325-350, Quito.
5. NEC-11, (2011), "Norma Ecuatoriana de la Construcción", En consulta pública, Quito.
6. NSR-10, (2010), "Norma Sismo Resistente de Colombia", Bogotá, Colombia.
7. Paulay T., and Priestley M., (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons Inc, 744 p.