

Informe:



SEGUNDO INFORME: ANÁLISIS NO LINEAL, FRAGILIDAD & REFORZAMIENTO

00000000





Índice de Contenidos

Índice de Contenidos	1
Índice de Tablas	1
Índice de Figuras	2
1. Antecedentes / Introducción	1
2. Descripción de la Edificación.	1
3. Modelo Matemático Plastificación Concentrada – Modelación No lineal Pórtico Resistente a Momento	3
3.1. Curvas Constitutivas empleadas en la generación de materiales con comportamiento Plástico	3
3.1.1. Curvas Constitutivas Hormigón Armado (Karsan –Jirsa - Papovics).	3
3.1.2. Curva Constitutiva Acero de Refuerzo Longitudinal (Steel01 & Mander)	4
3.1.3. Generación de la capacidad Plástica (Momento Curvatura) de las Secciones Estructurales.	5
3.1.4. Generación de Curvas Momento Rotación con base en Momento Curvatura, de las Secciones Estructurales.	8
4. Modelo Matemático con base en Plastificación Concentrada	20
NSP (nonlinear-static-pushover)	20
Mecanismo de disipación de energía.	20
Punto de desempeño.	20
Capacidad.	20
Demanda Sísmica	20
Desempeño	21
4.1. Modelos no lineales, para simulación de elementos no estructurales (mampostería)	21
4.1.1. Modelo macro elemento no lineal frágil	21
4.1.2. Modelos de Rigidez Equivalente para Muros (Reinhorn).	23
4.2. Modelos no lineales, para simulación de elementos Estructurales.	25
4.3. Espectros de Capacidad	31
4.4. Punto de Desempeño o Punto de Demanda	32
4.4.1. Método del Espectro de Capacidad.	32
4.4.1.1. Método del Espectro de Capacidad	34
Strutural behaviour	3
5. Metodología Empleada para la Generación de Curvas de Fragilidad.	31
6. Análisis y Resultados	36
6.1. Espectros Empleados	37
6.2. Curvas de Capacidad Edificio Aranjuez (No Reforzado) y Fragilidad.	37
6.3. Reforzamiento.	44
7. Conclusiones y Recomendaciones	50
8. Bibliografía	52
9. LISTADO DE ANEXOS	53

Índice de Tablas

Tabla 1. Vigas de hormigón reforzado – Criterio Numérico .ASCE 41 [9]	10
Tabla 2. Criterio numérico para el proceso no lineal – Vigas de hormigón reforzado. FEMA 356 [10].	10
Tabla 3. Criterio numérico para el proceso no lineal – Columnas de hormigón reforzado. FEMA 356 [10].	11
Tabla 4. Longitudes Plásticas. Edificio Aranjuez.	14
Tabla 5. Valores de B_o & k	35



Tabla 6. Mínimos valores permitidos para SRa y SRv.	35
Tabla 7. Umbrales de daño, control de desplazamiento.....	36
Tabla 8. Controles de desplazamiento adicionales.....	36

Índice de Figuras

Figura 1. Ubicación Edificio Aranjuez (Ministerio de Cultura).	1
Figura 2. Planimetría Edificio Aranjuez. (Bloque 1 & 2).....	3
Figura 3. Curvas Constitutivas, esfuerzo deformación del hormigón, Edificio Aranjuez.....	4
Figura 4. Curvas Constitutivas, esfuerzo deformación del Acero (bilineal).	5
Figura 5. Curvas Constitutivas, esfuerzo deformación del Acero, Edificio Aranjuez.	5
Figura 6. Proceso Lógico. Momento Curvatura.....	6
Figura 7. Curvas Momento Curvatura. C40x30 & C40x100. Sin corrección y Corregidas.....	8
Figura 8. Proceso lógico para la generación de la capacidad plástica por ductilidad de rotación. Empleadas en los modelos matemáticos del Edificio Aranjuez. C. Celi [8].	9
Figura 9. Estructura Momento - Rotación. FEMA 356 [10].	11
Figura 10. Estructura Momento – Rotación. Edificio Aranjuez. Col40x30 & Col80x50.	12
Figura 11. Proceso lógico para la estimación de la longitud plástica. C.Celi [8].	12
Figura 12. Proceso lógico. Modelo matemático no lineal. Bloque 1, Edificio Aranjuez.	15
Figura 13. Proceso lógico. (Plastificación Concentrada). Bloque 1. Edificio Aranjuez.	16
Figura 14. Proceso lógico. Modelo matemático no lineal. Bloque 2. Edificio Aranjuez.	18
Figura 15. Proceso lógico. (Plastificación Concentrada). Bloque 2. Edificio Aranjuez.	20
Figura 16. Modelo Experimental vs Modelo Matemático. Edificio Aranjuez.	21
Figura 17. Paneles rellenos empleados en el modelo matemático del macro elemento, Edificio Aranjuez.....	22
Figura 18. Definición del material & Estimación del ancho (Mampostería Edificio Aranjuez – Elemento Macro).	22
Figura 19. Paneles rellenos de mampostería. Configuración a), configuración b), configuración c). Configuración d). Unidades en (mm).....	23
Figura 20. Cortante vs desplazamiento en paneles rellenos de mampostería. Configuración a), configuración b), configuración c). Configuración d). Unidades en mm.	24
Figura 21. Momentos vs curvatura. Sección de columna. Unidades en tonf and 1/m 24	24
Figura 22. a). Modelo experimental b). Reinhorn et al [6] modelo panel relleno c). Respuesta modelo marco – panel relleno (Mampostería Edificio Aranjuez).	25
Figura 23. Relación Esfuerzo - Deformación. SAP2000, FEMA 356.	26
Figura 24. Algunos parámetros para la formulación del modelo matemático para la generación de las Curvas de Capacidad... 31	31
Figura 25. Ilustración (Comportamiento Estructural No lineal).	33
Figura 26. Ilustración (Espectro - formato ADRS).	34
Figura 27. Espectro Elástico (Informe de Estudio de Suelos).....	37
Figura 28. Curva de Peligro Sísmico - Quito – Ecuador (-0.2;-78.51).	37
Figura 29. Comportamiento No lineal, Edificio Aranjuez (Bloque 1).	39
Figura 30. Curvas de Capacidad del Edificio Aranjuez (Bloque 1). Dirección X & Y.....	40
Figura 31. Comportamiento No lineal, Edificio Aranjuez (Bloque 2).....	41
Figura 32. Curvas de Capacidad del Edificio Aranjuez (Bloque 2). Dirección X-Y.	42
Figura 33. Puntos de desempeño, Edificio Aranjuez. (Bloque 1, dirección X).....	43
Figura 34. Curva de Fragilidad, Edificio Aranjuez. (Bloque 1, dirección X).	43
Figura 35. Curva de Fragilidad, Edificio Aranjuez. (Bloque 2, dirección X).	44
Figura 36. Probabilidad de estado de daño para Débil, Medio y Fuerte control de desplazamiento. Edificio Aranjuez (Valores Promedios – Control de desplazamiento – No reforzado).	44
Figura 37. Proceso lógico para el reforzamiento de la Columna 80x50 cm. Edificio Aranjuez. (Bloque 1).	46
Figura 38. Proceso lógico para el reforzamiento de la Columna 80x50 cm y refuerzo con FRP. Edificio Aranjuez. (Bloque 1).	46
Figura 39. Proceso lógico para el reforzamiento de mampostería enmarcada. Edificio Aranjuez.....	47
Figura 40. Puntos de desempeño del Edificio Aranjuez Pre Reforzamiento vs Reforzado.	48
Figura 41. Fragilidad y probabilidad de daño del Edificio Aranjuez Pre Reforzamiento vs Reforzado.....	50

00000001



1. Antecedentes / Introducción.

En el mes de abril de 2017, la entidad pública de la Escuela Politécnica Nacional, contrata los servicios del MSc. Ing. Carlos Celi, con el de que realice el análisis estructural de Vulnerabilidad Sísmica del Edificio ARANJUEZ, donde funciona el Ministerio de Cultura. Dicho edificio se encuentra ubicado en la intersección de las calles Reina Victoria y Jorge Washington (Ciudad de Quito - Ecuador), Fig 1.

El Análisis de Vulnerabilidad Sísmica consta de dos reportes:

Primer Reporte.

Se realiza un Análisis Lineal Dinámico, con base en espectros de respuesta (determinados para el sitio con base en el estudio de peligro sísmico "Estudio de suelos") y control de daño observando desplazamientos inelásticos normados por NEC 15 [1]; además se revisa inicialmente la capacidad de los elementos estructurales bajo demanda gravitacional y lateral lineal.

Segundo Reporte.

Se emplea los resultados del informe preliminar; con base en dichos datos se realiza un análisis no lineal estático empleando la Técnica de Pushover. Para ello se generaran modelos matemáticos representativos de los distintos mecanismos de disipación de energía tanto de los elementos estructurales (pórtico resistente a momento) como de los elementos no estructurales (Mamposterías enmarcadas de más de 2 m de luz). Con la información generada se procede a realizar el análisis de fragilidad, con los cuales se determina espásticamente la filosofía y detalle del reforzamiento ante cargas gravitacionales y laterales.

Al final del segundo reporte se presenta los planos de detalle de reforzamiento, como el costo de ese proceso (detallado en precios unitarios) y el cronograma.

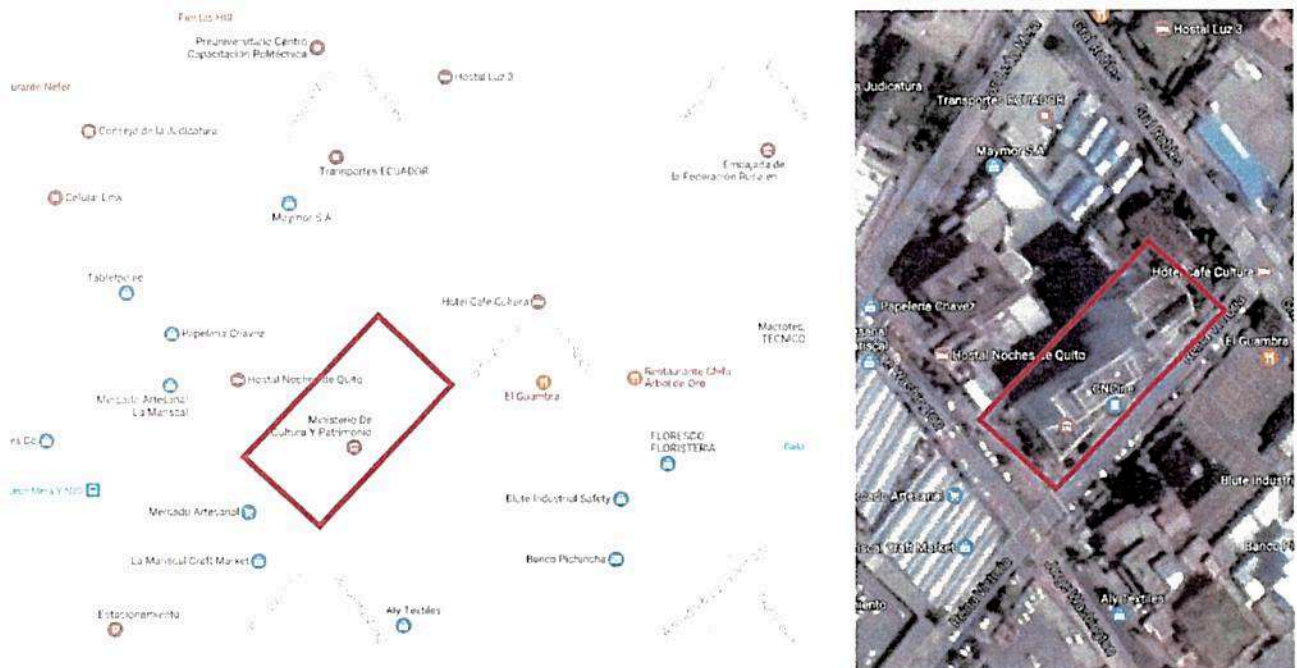


Figura 1. Ubicación Edificio Aranjuez (Ministerio de Cultura).

2. Descripción de la Edificación.

El edificio ARANJUEZ (Fig 2). Es una estructura de dos bloques (Fig 2) de aproximadamente 9000 m² que consta de 3 subsuelos, una planta baja, un mezzanine y 10 pisos altos; la estructura consta de 9 pórticos en el sentido largo y 7 pórticos en el sentido corto. La estructura puede considerarse como un pórtico resistente a momento con losas planas más un núcleo de gradas de hormigón armado de rigidez pobre en comparación con el sistema resistente predominante.

Según los planos arquitectónicos "Levantados en sitio y contratados por el Ministerio de Cultura" proporcionados por EPN TECH (Ver Anexo), el Edificio Aranjuez fue planificado y construido aproximadamente en el año 1991.

Campus Escuela Politécnica Nacional - Ladrón de Guevara No. E11-253

Casa Patrimonial N°. 4

Telf. 2976300 ext. 6105

info@tech.epn.edu.ec - www.epntech.com



Al ser una edificación construida antes del año 2001, se puede prever que la edificación no fue revisada ante una fuerza lateral que considere las particularidades de la amplificación sísmica local, puesto que en aquella década no existía una norma ecuatoriana vigente sobre diseño sismorresistente.

00000002

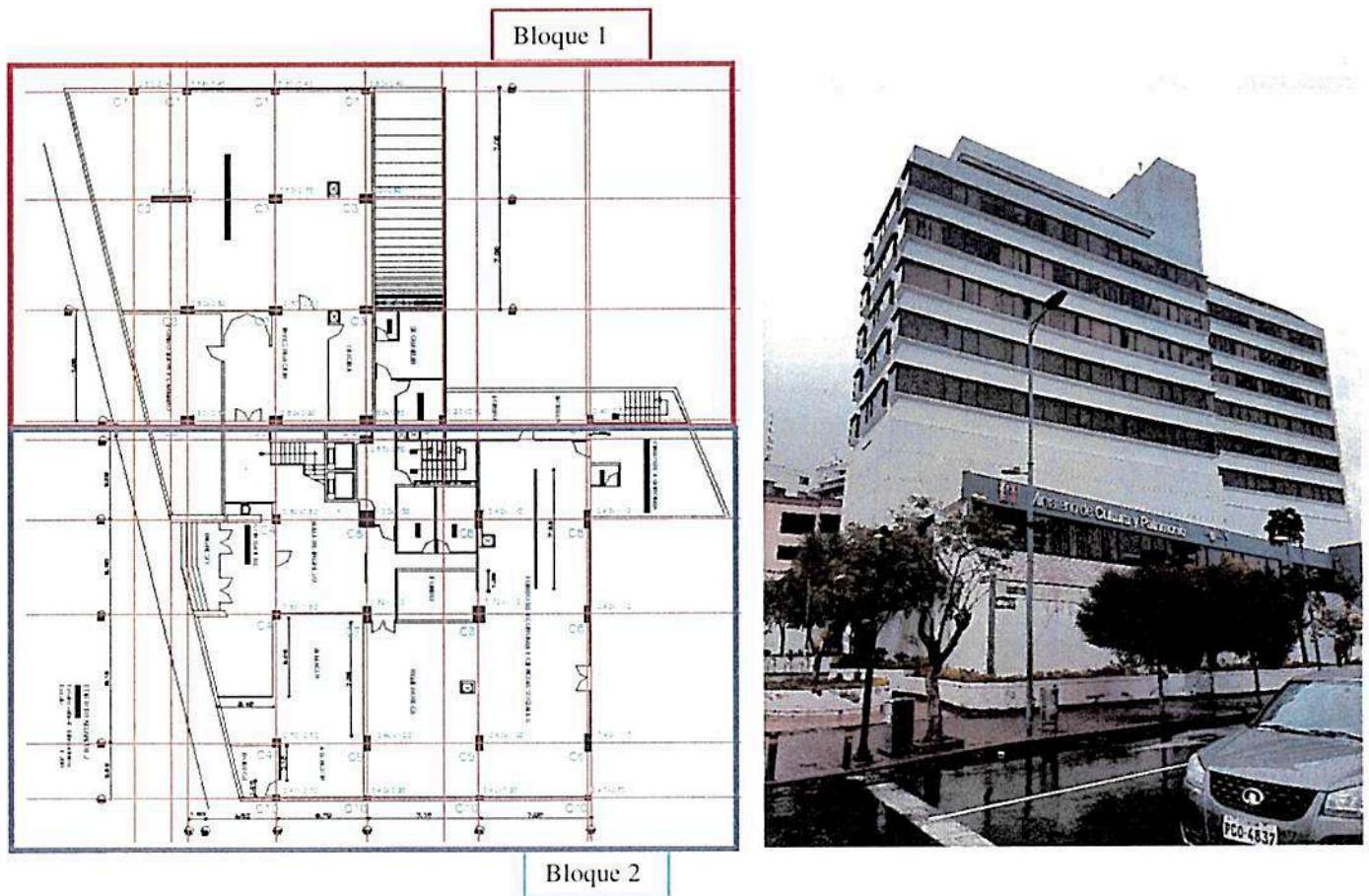


Figura 2. Planimetría Edificio Aranjuez. (Bloque 1 & 2)

3. Modelo Matemático Plastificación Concentrada – Modelación No lineal Pórtico Resistente a Momento.

3.1. Curvas Constitutivas empleadas en la generación de materiales con comportamiento Plástico.

3.1.1. Curvas Constitutivas Hormigón Armado (Karsan –Jirsa - Papovics).

Aunque la acción sísmica es una acción de carga y descarga, el método empleado en la modelación del material constitutivo Hormigón Armado dentro del modelo matemático (Edificio Aranjuez), se realiza con base en el procedimiento propuesto por Jirsa [7].

Cabe recalcar que se consideraron los parámetros de hormigón confinado y no confinado; los cuales fueron previamente calculados empleando las ecuaciones propuestas por Papovics (1973), y que autores como Karsan y Jirsa (1969) las emplean para determinar una curva envolvente de esfuerzo-deformación.

En la FIGURAS 3.1 y 3.2 se observan los resultados analíticos obtenidos por dichos autores en comparación con los resultados experimentales; la descripción de las ecuaciones resultantes se presenta en el “paper” de dichos autores, puesto que para la modelación numérica de ambos Bloques del Edificio Aranjuez solo se emplean las ecuaciones para la curva envolvente de esfuerzo-deformación de Papovic [6].

El modelo de Papovics [6], puede representar la curva de esfuerzo-deformación del hormigón para un elemento de hormigón confinado o no confinado, a partir de la consideración del factor k (factor que prorratea la resistencia a la compresión simple de no confinado a confinado); este valor de k se puede determinar por experiencia o empleando las ecuaciones propuestas por Mander [8].

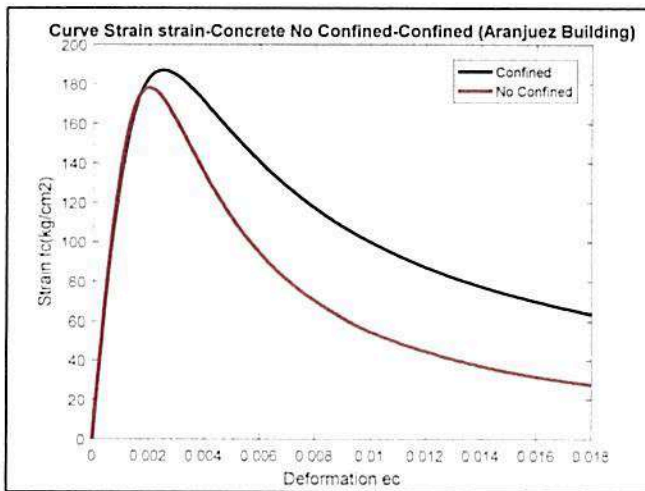
La curva envolvente esfuerzo-deformación propuestas por Papovic [8], emplea las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r}; f'_{cc} = k * f'_{co}; x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}; \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

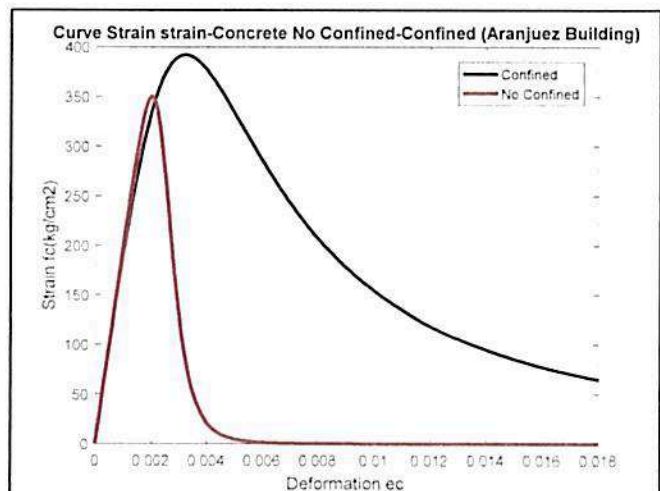
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f'_{co}}; E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

En la figura 3, se observa el resultados del empleo del set de ecuaciones en una columna típica del bloque uno del edificio Aranjuez.



Column (Building Aranjuez), $f_c = 178 \text{ kg/cm}^2$. Not reinforced.



Column (Building Aranjuez), $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Reinforced.

Figura 3. Curvas Constitutivas, esfuerzo deformación del hormigón, Edificio Aranjuez.

3.1.2. Curva Constitutiva Acero de Refuerzo Longitudinal (Steel01 & Mander)

En primera instancia, para la modelación del comportamiento plástico del acero de refuerzo, dentro de los distintos modelos matemáticos para la representación del Edificio Aranjuez; se optó emplear el modelo Steel01 el cual contempla una curva esfuerzo - deformación, Figura 4; compuesta por una primera sección de comportamiento elástico lineal propia del material, seguida de un comportamiento bilineal producto de un endurecimiento cinemático, e incluso opcionalmente en esta sección se permite tomar en consideración el endurecimiento isotrópico.



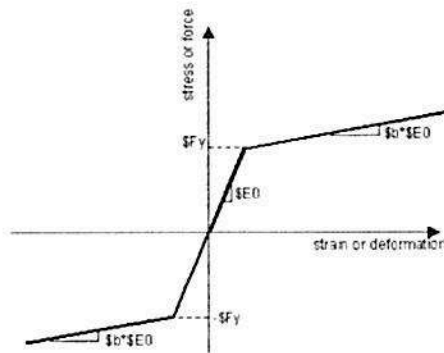


Figura 4. Curvas Constitutivas, esfuerzo deformación del Acero (bilineal).

Se denomina endurecimiento isotrópico al crecimiento escalado de la superficie de fluencia, mientras que el endurecimiento cinemático se denomina cuando existe un desplazamiento del centro de la superficie de fluencia; en otras palabras el endurecimiento cinemático postula que la superficie de fluencia se traslada en el espacio sin cambio de volumen; mientras que el endurecimiento isotrópico postula un aumento del esfuerzo en donde se produce la fluencia, durante la inversión de esfuerzos.

Aunque el empleo de la curva constitutiva Steel01, permite una convergencia rápida dentro de la solución del estado tensional de la sección de longitud cero, necesaria para la obtención del diagrama momento curvatura (Capacidad Plástica) de las distintas secciones estructurales del Edificio Aranjuez. En última instancia se empleó el modelo propuesto por Mander para la generación de la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo; puesto que la convergencia dentro del estado tensional es aceptable y la precisión es mayor.

En la Figura 5 se puede observar la curva esfuerzo deformación empleada en los modelos matemáticos para el Edificio Aranjuez (Curva calculada en función de las ecuaciones propuestas por Mander).

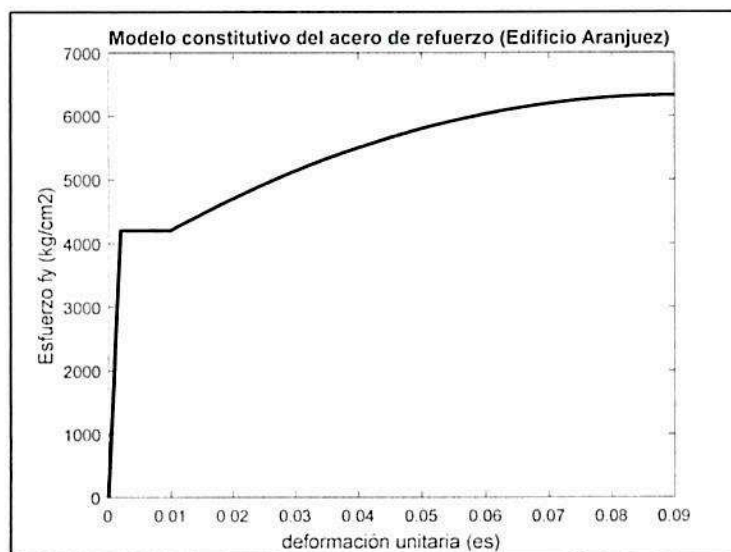


Figura 5. Curvas Constitutivas, esfuerzo deformación del Acero, Edificio Aranjuez.

3.1.3. Generación de la capacidad Plástica (Momento Curvatura) de las Secciones Estructurales.

Momento Curvatura: Es importante conocer La relación $M - \phi$ (momento curvatura), dentro de un análisis estructural no lineal, con el objeto de saber cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ de la estructura, además de la máxima capacidad a flexión del elemento M_u ; de tal forma de poder estimar de forma más acertada la capacidad estructural elemento (a nivel lineal y plástico) frente a la sollicitación externa, C. Celi [8].

Aunque normalmente en un análisis no-lineal, la relación $M - \phi$ determina la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histérico que se utiliza para definir la linealidad del material; para la presente modelación numérica (Edificio Aranjuez) con el fin de simplificar la convergencia de la respuesta, se considera que el módulo de elasticidad es constante a lo largo del historial de carga.

Para la generación de los distintos diagramas momento curvatura representativos de la capacidad individual de cada uno de los elementos estructurales de los Bloques 1 & 2 del edificio Aranjuez, se empleó el siguiente proceso lógico de cálculo (Solución del estado tensional del elemento de longitud cero):

- Se Selecciona, e_c para el primer punto del diagrama $M - \phi$.
- Se Impone, c (ubicación del eje neutro) y trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección.
- Se Obtiene los esfuerzos del acero y hormigón, a partir de las deformaciones calculadas en base a las curvas constitutivas de ambos materiales.
- Se Calcula las fuerzas en base a los esfuerzos por áreas correspondientes.
- Se Obtiene la suma vectorial de las fuerzas, sobre la sección de cálculo, además de la carga axial que actuante sobre la estructura.
- Se Realiza el proceso anterior (variación de $c =$ profundidad del eje neutro) hasta que exista equilibrio de fuerzas.
- Se Calcula el momento flector interno, medido desde el centroide plástico de la sección.
- Se Calcula la curvatura, como la razón entre e_c y la distancia al eje neutro.

Con este proceso se encuentra un primer punto del diagrama $M - \phi$; para obtener los demás puntos notables del diagrama, se variará e_c , y se realiza nuevamente el proceso lógico de cálculo antes mencionado. En la Figura 6 se ilustra gráficamente el procedimiento descrito anteriormente.

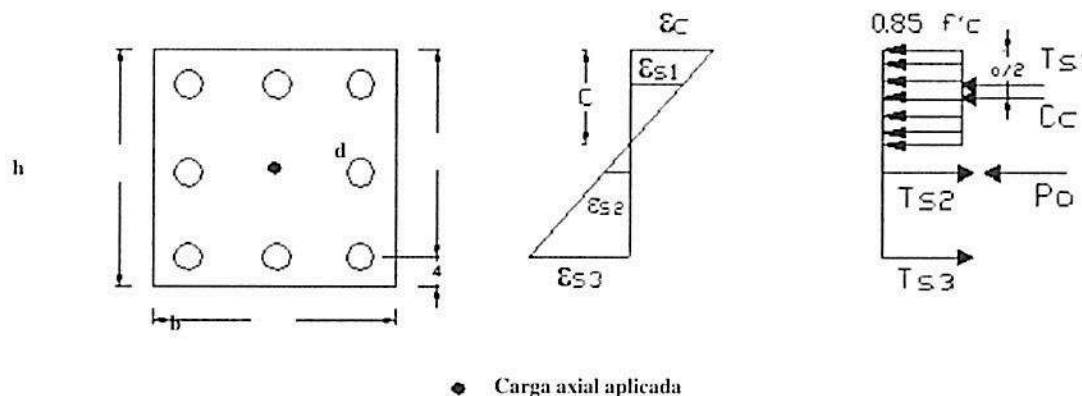


Figura 6. Proceso Lógico. Momento Curvatura.

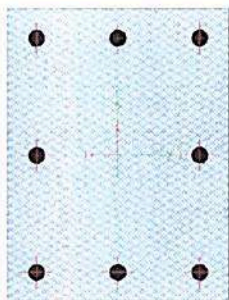
A manera de ejemplificar los resultados obtenidos de la modelación numérica local (Momento Curvatura), de las distintas secciones estructurales del edificio Aranjuez. En la figura 7, se presentan algunos de los diagramas, no obstante en el apartado anexo se presentan los resultados totales de las secciones analizadas.

Es importante notar que se realizó la corrección de la capacidad plástica de cada sección estructural (Edificio Aranjuez), debida a las limitaciones físicas inherentes de cada elemento. Esto se refleja en una reducción de la ductilidad por curvatura al considerar en la solución del estado tensional la limitación del mínima profundidad del bloque de esfuerzos de compresión y la convergencia de la respuesta dentro de una tolerancia aceptable ($err=0.001$).

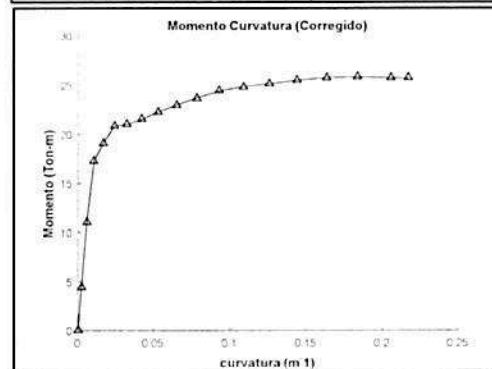
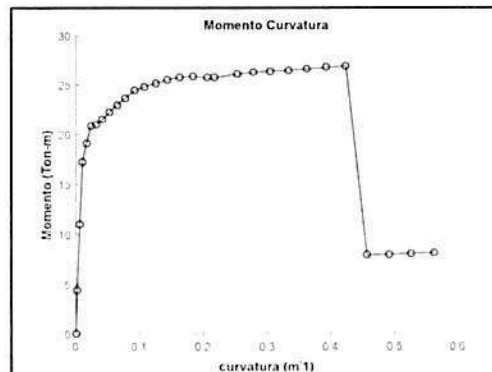
Cabe recalcar que para la generación de la capacidad plástica de los elementos sujetos a flexo compresión (Columnas) se empleó dentro de la solución del estado tensional la reducción de ductilidad por carga axial y no el incremento de capacidad elástica



debido al mismo efecto; puesto que al ser secciones de baja resistencia y pobre confinamiento lateral el empleo del incremento de capacidad elástica es contraproducente y no refleja fielmente el comportamiento "real" de la sección.



Curvatura Fluencia	0.0242
Curvatura Última(Teorica)	0.2122
Curvatura Última(Cálculada)	0.2176



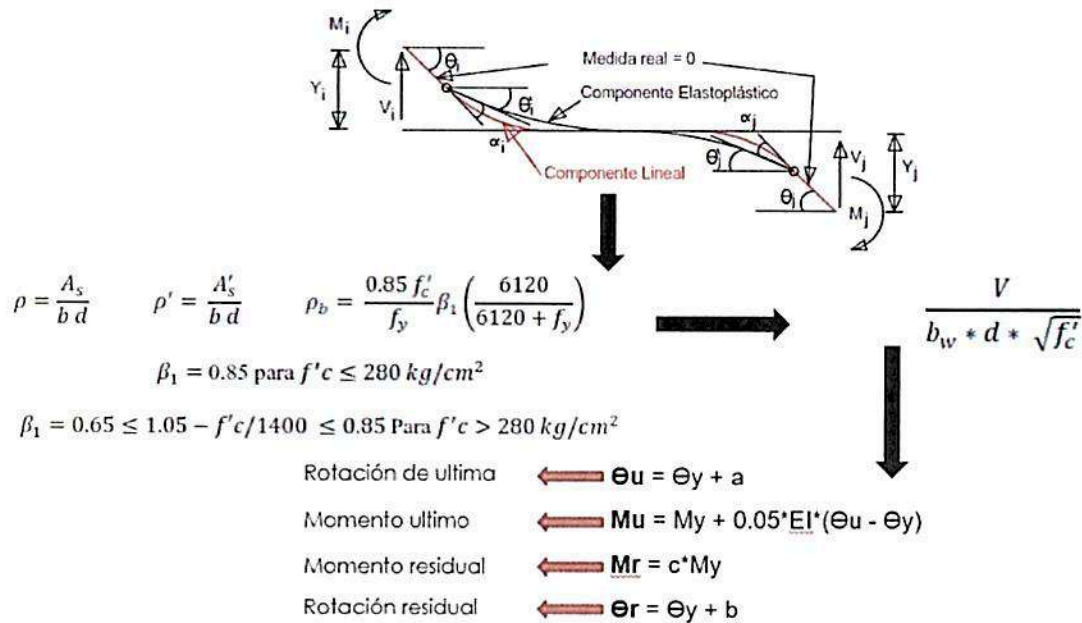


Figura 8. Proceso lógico para la generación de la capacidad plástica por ductilidad de rotación. Empleadas en los modelos matemáticos del Edificio Aranjuez. C. Celi [8].

Como se mencionó en el numeral 3.1.3. Se debe corregir en este caso la ductilidad por rotación de cada elemento por las razones antes expuesta; es decir además del proceso de generación de rotación última ASCE 41 [9] se realiza la corrección entre la proporción de ductilidad por fluencia y ductilidad última corregida, C.Celi [8].

Dentro del proceso de momento rotación descrito en ASEC 41 [9], a continuación se presenta las tablas empleadas para la confección de la capacidad plástica por rotación de las distintas secciones estructurales, a las cuales se realizara la corrección antes expuesta.



i.i) Vigas controladas por flexión			a	b	c
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V(\text{pound})}{b_w(tn)d(tn)\sqrt{f'_c(\text{psi})}}$			
≤ 0.0	Confinado	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	Confinado	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	Confinado	≤ 3	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	Confinado	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	No Confinado	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	No Confinado	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	No Confinado	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	No Confinado	≥ 6	0.005	0.01	0.2
i.ii) Vigas controladas por corte					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.0030	0.01	0.2

Tabla 1. Vigas de hormigón reforzado – Criterio Numérico .ASCE 41 [9].

Conditions	m-factors ³						
	Performance Level						
	Component Type						
	IO	Primary		Secondary			
LS		CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	3
ii. Beams controlled by shear¹							
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹							
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹							
			2	2	3	3	4

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Others use the component is considered non-conforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabla 2. Criterio numérico para el proceso no lineal – Vigas de hormigón reforzado. FEMA 356 [10].

Es necesario recalcar que en la generación de la capacidad plástica por rotación ya corregida, se debe realizar un control de desempeño (IO = inmediatamente ocupacional, LS = Seguridad de vida & CP = Prevención de colapso), las cuales fueron consideradas únicamente durante la fase de componente primario del comportamiento plástico. Puesto que aunque el ASCE y FEMA permiten emplear la fase secundaria de desempeño, la realidad de la capacidad de las secciones estructurales del Edificio Aranjuez no llegan a alcanzar dichos niveles de curvatura u rotación (es decir su rango de plastificación es muy reducido). En la figura 9 se puede observar el back bone de capacidad plástica de rotación propuesto en FEMA 356 [10].

Conditions			m-factors ⁴				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
			LS	CP	LS	CP	
I. Columns controlled by flexure¹							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reint. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	4	5
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2	3.2	4
≥ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3	3	4
≥ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4	1.6	2.4
≥ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2	1.5	2
≥ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75	1	1.6
II. Columns controlled by shear^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} ≤ 0.1$			-	-	-	2	3
Other cases			-	-	-	1.5	2
III. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2			1.25	1.5	1.75	3	4
Hoop spacing > d/2			-	-	-	2	3
IV. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}							
Conforming hoops over the entire length			1	1	2	2	2
All other cases			-	-	-	1	1

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. For equality, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabla 3. Criterio numérico para el proceso no lineal – Columnas de hormigón reforzado. FEMA 356 [10].

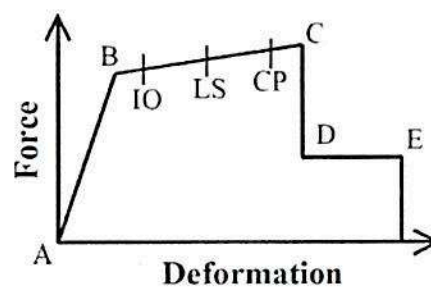


Figura 9. Estructura Momento - Rotación. FEMA 356 [10].

Por todo lo anterior expuesto se decide no permitir que el software comercial (SAP2000) genere los back bones de las distintas secciones estructurales; sino que se realiza el cálculo con base en FEMA 356 [10] y ASCE 41 [9] y la corrección de acuerdo a C.Celi [2] & [8].

En la figura 10, se observa algunos de los resultados de los cálculos para la generación de la capacidad plástica por rotación de algunas de las secciones estructurales del edificio Aranjuez. Todos los resultados de momento rotación se encuentran en el apartado de Anexos.

Campus Escuela Politécnica Nacional - Ladrón de Guevara No. E11-253
Casa Patrimonial N°. 4
Telf. 2976300 ext. 6105
info@tech.epn.edu.ec - www.epntech.com

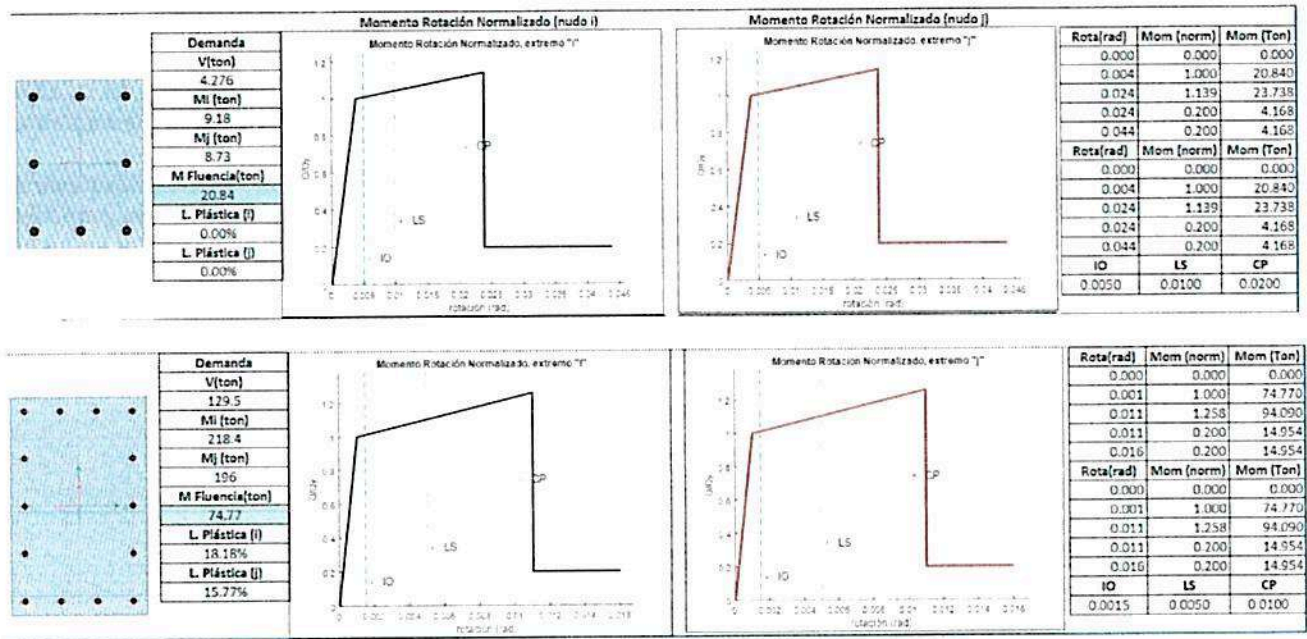


Figura 10. Estructura Momento – Rotación. Edificio Aranjuez. Col40x30 & Col80x50.

Como se a descrito a lo largo de los dos informes sobre el estado estructural actual del Edificio Aranjuez. Las secciones estructurales presentan una reducida capacidad frente a la demanda sísmica probable que enfrentará. Razón más que suficiente para no estimar las distintas longitudes de plastificación (modelación de mecanismos de disipación de energía); es decir para la generación de los modelos matemáticos donde se concentraran los momentos rotación previamente calculados, se realizarán con base en la estimación del momento actuante de demanda vs el momento de fluencia de cada sección dentro del análisis de flexión de cada elemento estructural. C.Celi [8].

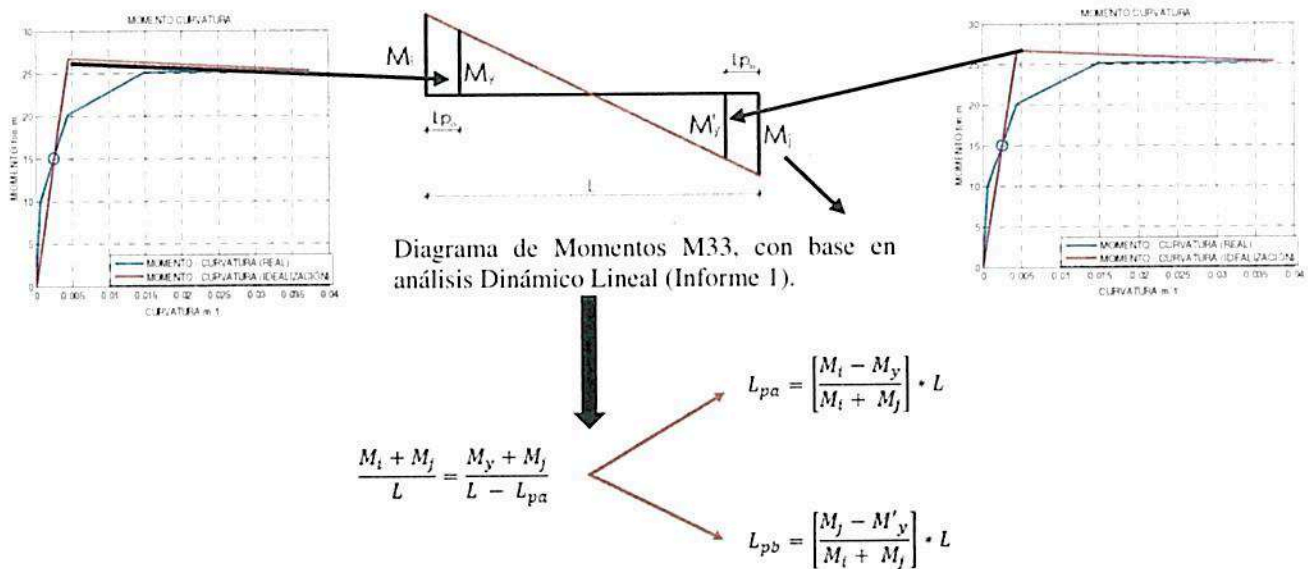


Figura 11. Proceso lógico para la estimación de la longitud plástica. C.Celi [8].

El cálculo antes expuesto es absolutamente necesario puesto como demuestran investigaciones (C.Celi [8], D. Sosa [11], etc). El asumir longitudes de plastificación puede conllevar en sobreestimar la capacidad plástica de los elementos de longitud cero y por ende sobreestimar la capacidad global de la estructura, resultando en una proyección errónea en la capacidad de disipación de energía sísmica por parte del sistema resistente a carga lateral.





Debo enfatizar sobre este tema puesto es de vital importancia la correcta estimación de la longitud de plastificación. Ya que el uso del 5 % como referente de longitud de plastificación, es ampliamente usado en nuestro medio indiscriminadamente. Aun cuando dicho valor (5 %) se presenta en sistemas que fueron realizados cumpliendo todos los parámetros de la filosofía sismorresistente y aun así dichos valores de plastificación pueden ser mayores dependiendo de la configuración de cada sistema.

Por tal motivo es indispensable realizar el cálculo mencionado sobretodo en estructuras con un pobre criterio de estructuración frente a cargas lateral como es el caso del edificio Aranjuez, y más aún si se tratase de un reforzamiento de una estructura ya plastificada o que sufriese un deterioro evidente frente a una solicitación sísmica.

En la Tabla 4. A manera de ejemplo se presentan los resultados de la estimación de las distintas longitudes de plástificación (Edificio Aranjuez) con base en la capacidad plástica previamente calculada vs la demanda en flexión producto de la carga lateral sísmica calculada en el informe I, C.Celi [1]. Los resultados totales se pueden observar en el apartado Anexos.

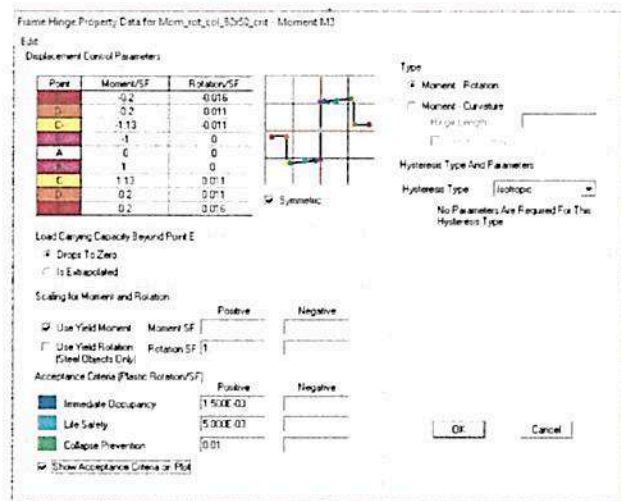
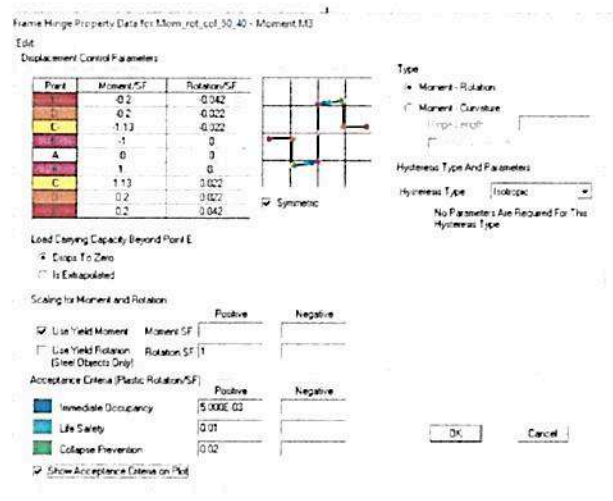
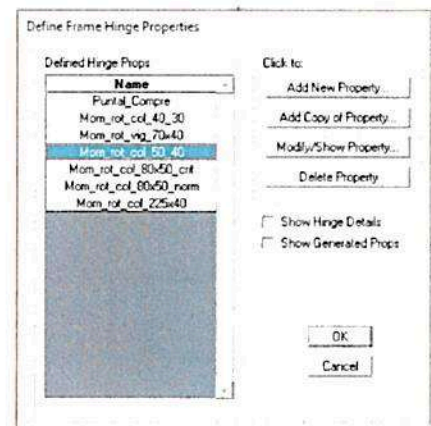
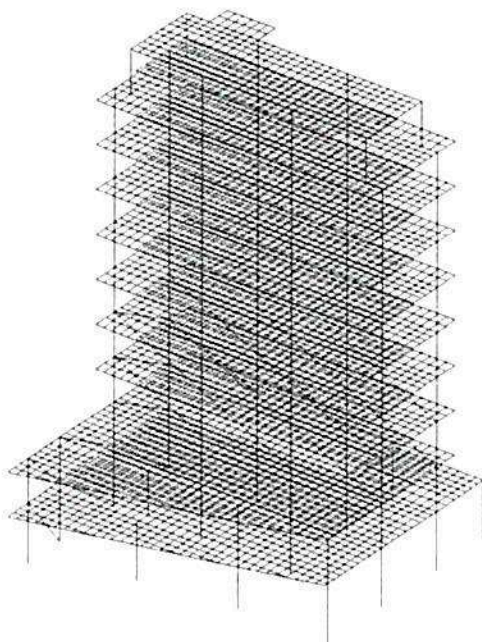
Longitudes de Plastificación asumidas (En función del Cálculo de plastificación concentrada)

Piso	Sección	L _{pi} (%)	L _{pj} (%)
planta baja	col 40x30	0.00%	0.00%
	col 50x40	5.00%	5.00%
	col 80x50	5.00%	5.00%
	col 225x40	0.00%	32.00%
	vig 70x40	20.00%	20.00%
	col 40x100	15.00%	15.00%
	col 40x110	15.00%	15.00%
	col 50x50	5.00%	5.00%
	col 50x110	9.00%	9.00%
	col 70x110	15.00%	5.00%
mezzanine	col 100x100	16.00%	5.00%
	col 40x30	-	-
	col 50x40	14.00%	14.00%
	col 80x50	5.00%	5.00%
	col 225x40	-	-
	vig 70x40	22.00%	22.00%
	col 40x100	15.00%	15.00%
	col 40x110	15.00%	15.00%
	col 50x50	-	-
	col 50x110	9.00%	9.00%
p1	col 70x110	15.00%	5.00%
	col 100x100	5.00%	5.00%
	col 40x30	-	-
	col 50x40	17.00%	17.00%
	col 80x50	10.00%	10.00%
	col 225x40	-	-
	vig 70x40	22.00%	22.00%
	col 40x100	18.00%	18.00%
col 40x110	18.00%	18.00%	

col 50x50	-	-
col 50x110	14.00%	14.00%
col 70x110	15.00%	5.00%
col 100x100	5.00%	5.00%

Tabla 4. Longitudes Plásticas. Edificio Aranjuez.

En las siguientes figuras se observa la asignación de los distintos back bones (momento rotación), previamente calculados así como la localización de la plastificación concentrada generadas para el Edificio Aranjuez. Se adjunta de manera digital los distintos modelos matemáticos para revisiones más profundas por parte del ente pertinente.



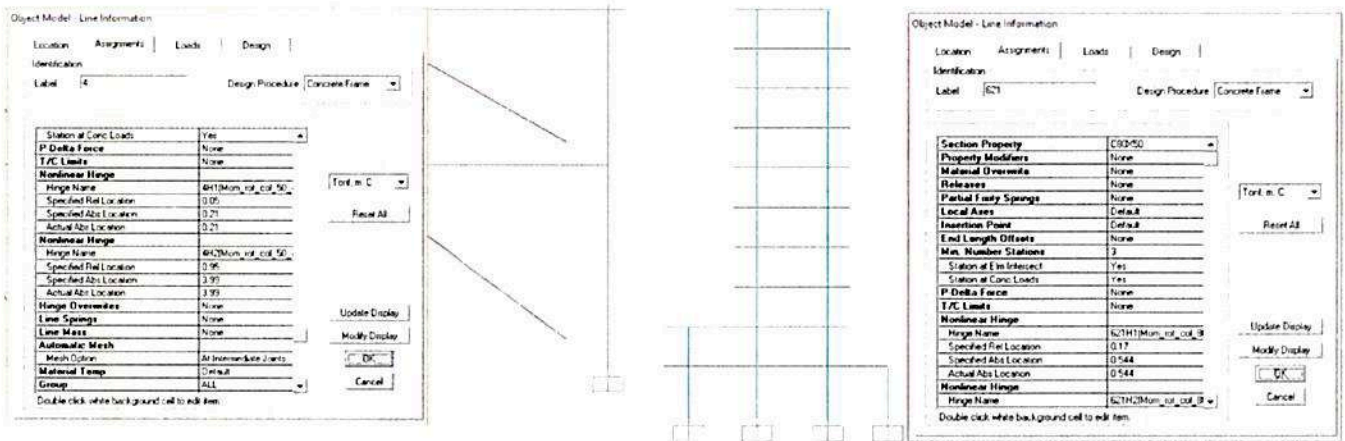


Figura 12. Proceso lógico. Modelo matemático no lineal. Bloque I. Edificio Aranjuez.

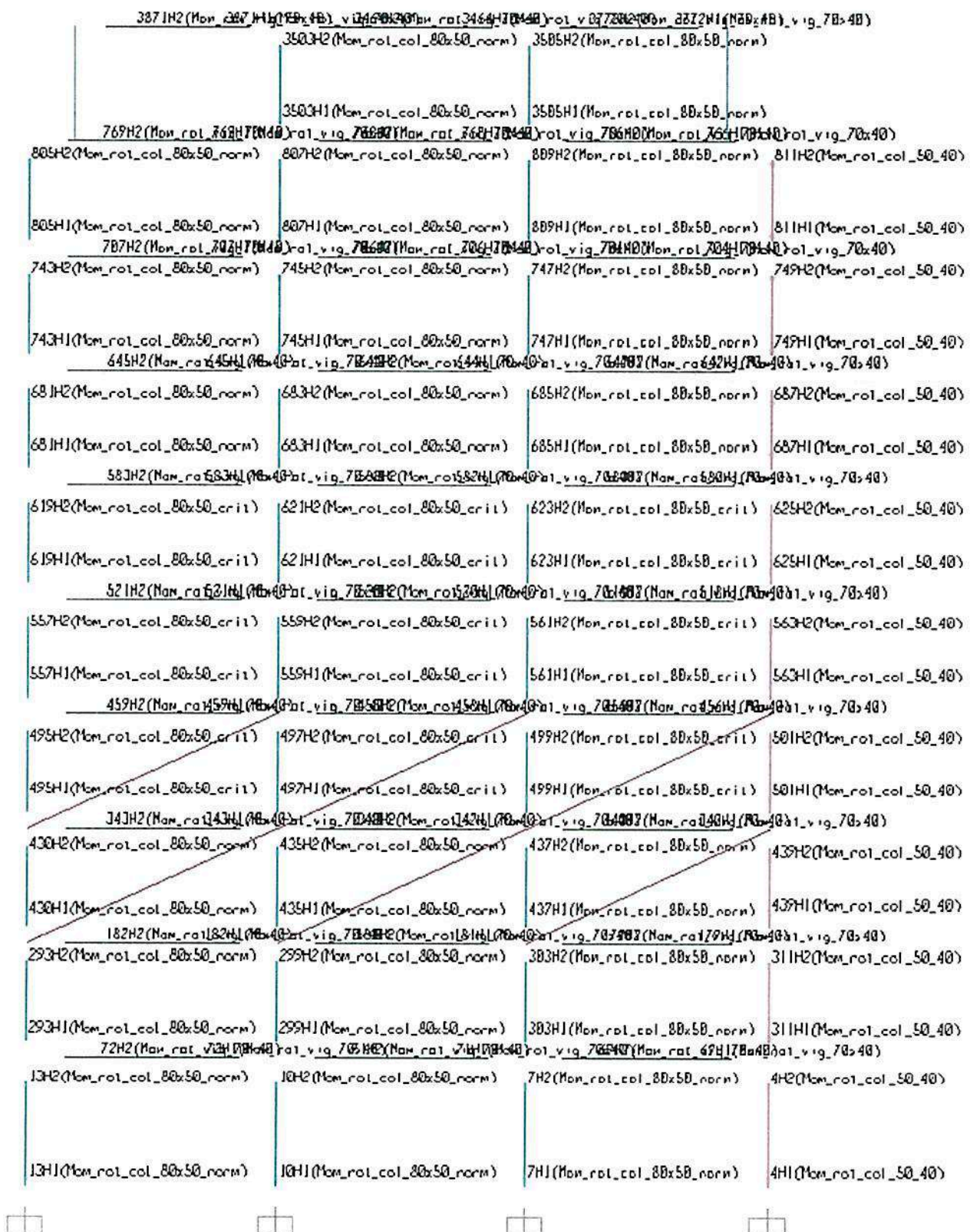
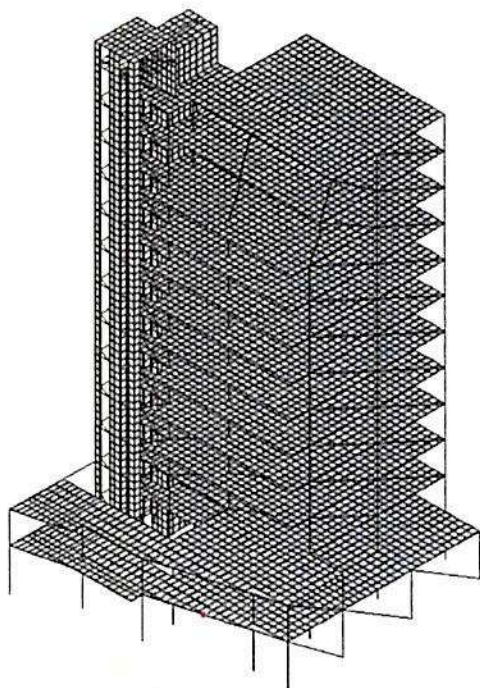


Figura 13. Proceso lógico. (Plastificación Concentrada). Bloque 1. Edificio Aranjuez.

0000000



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: Units:

Mass per Unit Volume:

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Poisson's Ratio, ν :

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c :

Lightweight Concrete

Show Strength Reduction Factors

Switch To Advanced Property Display

Define Frame Hinge Properties

Defined Hinge Props

Name
M_R_col40x100_M3
M_R_col40x110_M3
M_R_col50x50_M3
M_R_col50x110_M3
M_R_col70x110_cri_M3
M_R_col70x110_M3
M_R_col100x100_M3
M_R_vig40x70_M3
M_R_col40x30_M3

Click to:

Show Hinge Details

Show Generated Props

Frame Hinge Property Data for M_R_col100x100_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0.2	0.041
D	0.2	0.021
C	-1.648	-0.021
F	1	0
A	0	0
I	1	0
G	1.649	0.021
H	0.2	0.021
B	0.2	0.041

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF: Positive Negative

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF: Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy

Positive: Negative:

Life Safety

Positive: Negative:

Collapse Prevention

Positive: Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Frame Hinge Property Data for M_R_col70x110_cri_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0.2	0.016
D	0.2	0.011
C	1.201	0.011
F	1	0
A	0	0
I	1	0
G	1.201	0.011
H	0.2	0.011
B	0.2	0.016

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF: Positive Negative

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF: Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy

Positive: Negative:

Life Safety

Positive: Negative:

Collapse Prevention

Positive: Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

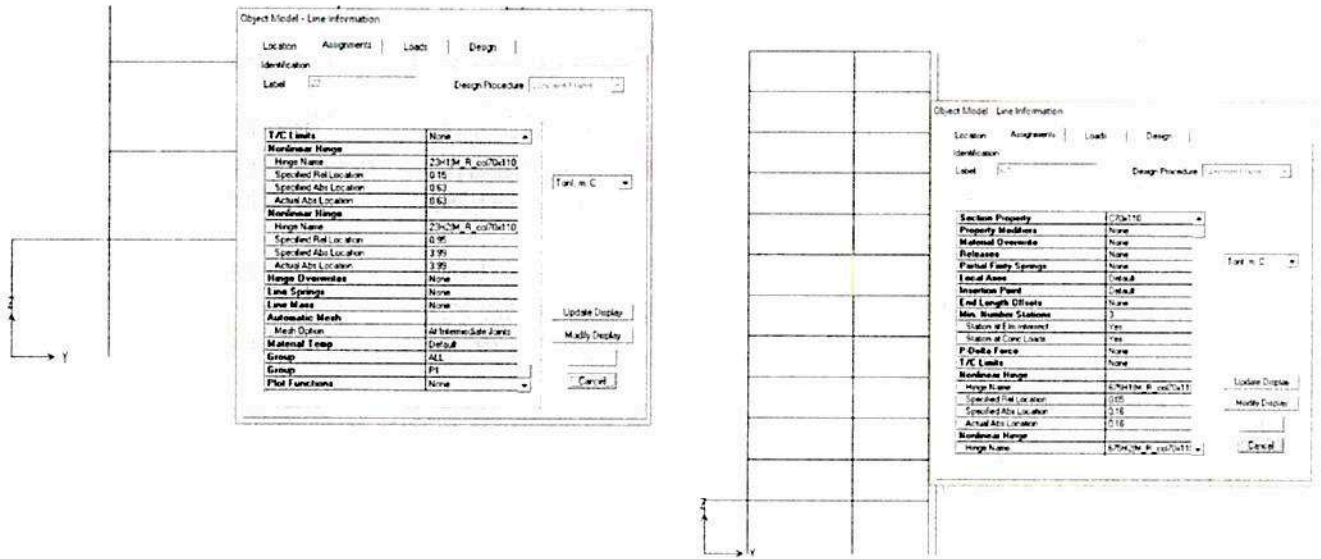


Figura 14. Proceso lógico. Modelo matemático no lineal. Bloque 2. Edificio Aranjuez.



Figura 15. Proceso lógico. (Plastificación Concentrada). Bloque 2. Edificio Aranjuez.

4. Modelo Matemático con base en Plastificación Concentrada.

Con el fin de clarificar los términos técnicos que se emplearán dentro del numeral 4, se expondrá muy brevemente el significado de los términos principales. La definición de los distintos términos se realizan con base en C.Celi [8].

NSP (nonlinear-static-pushover).

El análisis NSP en su forma general, se basa en la aplicación de una carga lateral monotónica incremental, sobre una estructura con el fin de causarle una deformación lateral, a lo largo de la cual la estructura deberá disipar energía de mediante plastificación de los elementos estructurales principales.

El análisis NSP tanto de los elementos estructurales como no estructurales (en última instancia) dentro del comportamiento global de la estructura (Edificio Aranjuez) se realizó con base en el método de plastificación concentrada; cabe recalcar que dentro de la modelación no lineal frágil (elementos no estructurales) se realizó mediante dos distintas filosofías sobre la forma de simular el mecanismo de disipación de energía (numerales 4.1.1 & 4.1.2).

Mecanismo de disipación de energía.

Físicamente es la zona del elemento estructural o no estructural que ante una carga externa (relativa a su capacidad), experimenta un comportamiento no lineal plástico o frágil; es decir la relación entre esfuerzo y deformación en dicha zona del elemento estructural, disipa energía en forma de deformaciones no lineales (agrietamientos significativos).

Matemáticamente, para el análisis NSP para el sistema resistente a carga lateral (Pórtico resistente a momento) se simula los mecanismos de disipación de energía de la siguiente manera:

EL método de zonas plásticas (Plastificación Concentrada "Momento Rotación"); El cuál no realiza una modelación numérica de zona, sino de un punto teórico dentro del mecanismo de disipación de energía del elemento estructural; donde la rigidez de dicho punto teórico se degrada dependiendo del giro que se produzca en la sección debido al historial de carga.

Punto de desempeño.

En análisis NSP el punto de desempeño se produce cuando un punto del desplazamiento lateral máximo de la estructura analizada, posee una demanda de ductilidad de la acción sísmica igual a la demanda de ductilidad de la estructura. Es decir la estructura tiene suficiente capacidad para enfrentar la demanda sísmica.

Capacidad.

Es la representación de la habilidad de la estructura para soportar la demanda a la cual será sometida, donde la capacidad total de la estructura depende de la capacidad individual y de la relación esfuerzo - deformación de cada uno de sus sub componentes.

Demanda Sísmica

Es producto del movimiento del terreno durante un sismo; dichos movimientos del terreno, producen complejos desplazamientos horizontales durante el evento, para unos desplazamientos del terreno y estructura dada, la demanda de desplazamiento es estimada como la máxima respuesta esperada de la edificación bajo dicha sollicitación.





Desempeño

Una vez que la curva de demanda capacidad ha sido definida, el desempeño debe ser revisado con base en niveles de daño como los presentados por FEMA 273 [14] y FEMA 356 [10].

4.1. Modelos no lineales, para simulación de elementos no estructurales (mampostería).

4.1.1. Modelo macro elemento no lineal frágil.

El modelo matemático que representa el comportamiento no lineal – frágil de la mampostería, se realiza mediante la generación de un puntal de compresión, que simula el comportamiento de la mampostería enmarcada entre pórticos. El puntal de compresión se modela mediante un link no lineal ubicado a la mitad de la longitud del elemento que posee una rigidez inicial lineal, limitada por una falla frágil al alcanzar la capacidad máxima a compresión. El modelo matemático del puntal de compresión (Macro elemento) varía según la distancia entre ejes del modelo describiendo la variabilidad de mamposterías principales del Edificio Aranjuez. La capacidad máxima y ancho equivalente del puntal se calibran mediante varios modelos cuyos resultados se aproximan al ensayo realizado por Alomoto [5].

El macro elemento descrito presenta una ventaja inherente en la convergencia de la respuesta y equilibrio dentro del algoritmo de Newton.

En la figura 17 y 18, se observa los pórticos empleados en la calibración del modelo matemático (macro elemento), modelos que realice durante la investigación “Exposure model and vulnerability functions of residential buildings for the city of Quito – South America project (Sara Quito)” [2]. En la figura 16 se observa los resultados de la aplicación del macro elemento vs los resultados empíricos obtenidos por el laboratorio de la vivienda (EPN).

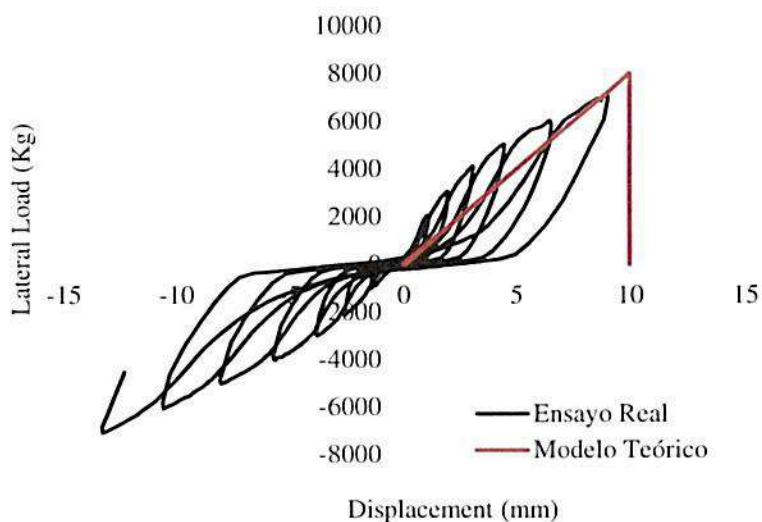


Figura 16. Modelo Experimental vs Modelo Matemático, Edificio Aranjuez.

Las características de los materiales empleados en el modelo matemático “Macro elemento no lineal frágil” y la estimación del ancho del puntal en función del ajuste empírico se pueden observar en la figuras 18.

Campus Escuela Politécnica Nacional - Ladrón de Guevara No. E11-253

Casa Patrimonial N°. 4

Telf. 2976300 ext. 6105

info@tech.epn.edu.ec - www.epntech.com

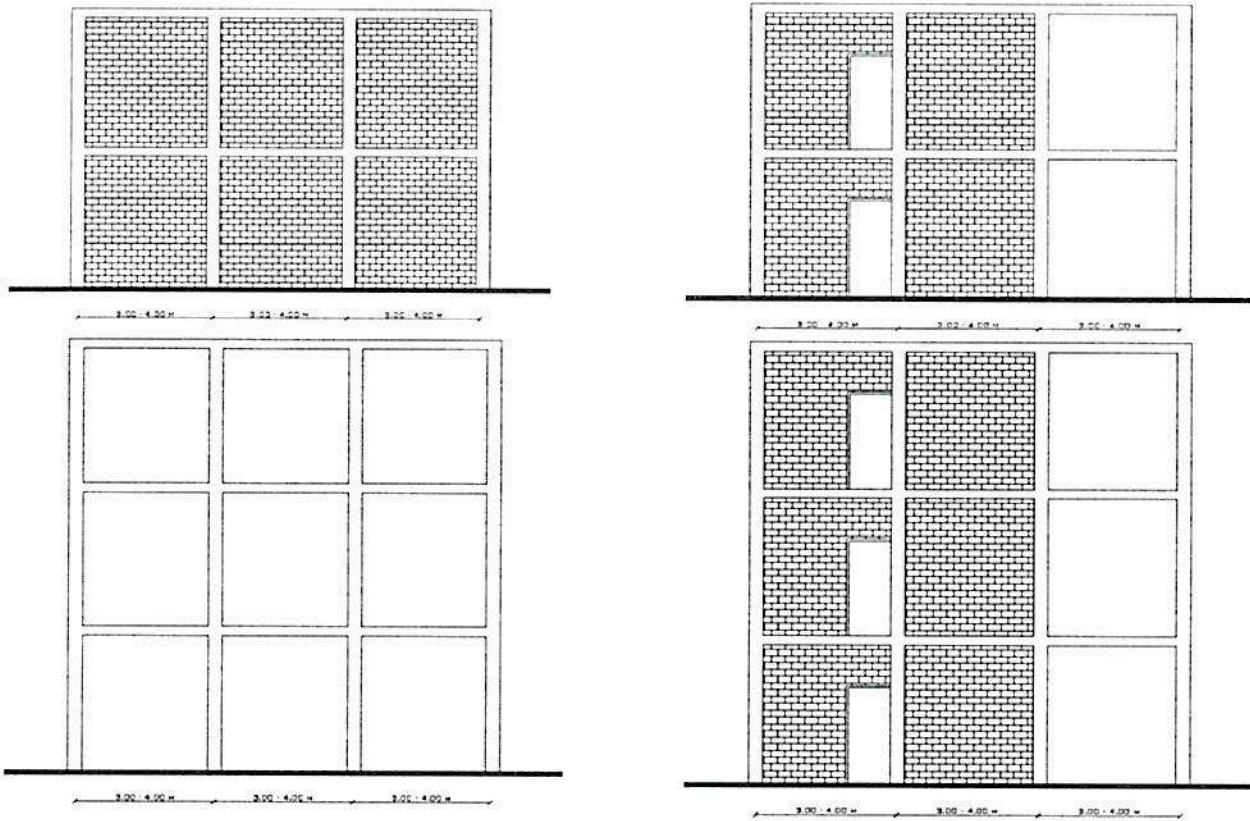


Figura 17. Paneles rellenos empleados en el modelo matemático del macro elemento, Edificio Aranjuez.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: Units:

Mass per Unit Volume:

Isotropic Property Data

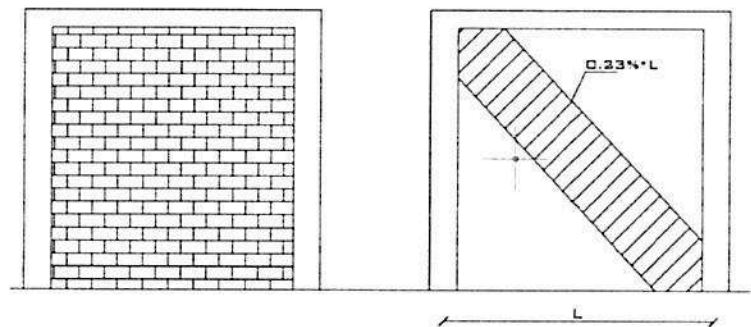
Modulus of Elasticity, E:

Poisson's Ratio, ν :

Coefficient of Thermal Expansion, α :

Shear Modulus, G:

Switch To Advanced Property Display



Material Properties (Masonry $e=18$ cm). Units: Ton & m

Macro Element (Non linear fragile - Masonry), Width estimation.

Figura 18. Definición del material & Estimación del ancho (Mampostería Edificio Aranjuez – Elemento Macro).

4.1.2. Modelos de Rigidez Equivalente para Muros (Reinhorn).

Para la obtención de las curvas de capacidad correspondientes a las mamposterías de luz mayor de 2 metros (Edificio Aranjuez), a se emplea el modelo de rigidez equivalente de muros. El proceso de modelación se realiza considerando la variación de la mampostería en la rigidez lateral del pórtico. Se considera cuatro configuraciones de muros dentro del pórtico, las mismas que se observan en la Figura 19 (Proceso que inició en el Proyector de investigación “Exposure model and vulnerability functions of residential buildings for the city of Quito – South America project (Sara Quito)”)[2].

Existe una variación en la rigidez que aporta la mampostería según su porcentaje de aberturas y su ubicación dentro del muro; para describir la curva cortante – desplazamiento en la cabeza del muro se emplean dos procedimientos. El procedimiento descrito por Reinhorn [3] se usa para las configuraciones de muros a) y b); el procedimiento descrito por Asteris [4] se emplea para las configuraciones c) y d) de la Figura 20.

En la modelación del comportamiento se considera la relación de aspecto del muro, la capacidad a flexión de las vigas y columnas en el nudo, la sobrecarga de compresión del muro, la ubicación y relación de aspecto de la abertura, la pérdida de resistencia por compresión, entre otras [2]. Estas variables modifican la resistencia y dirección del puntal a compresión del sistema. En la Figura 20 se muestran las curvas cortante – desplazamiento en la cabeza del muro para las resistencias características determinadas en el Informe 1 “Análisis Dinámico Lineal, Controlado por derivas Inelásticas (Edificio Aranjuez)”[1].

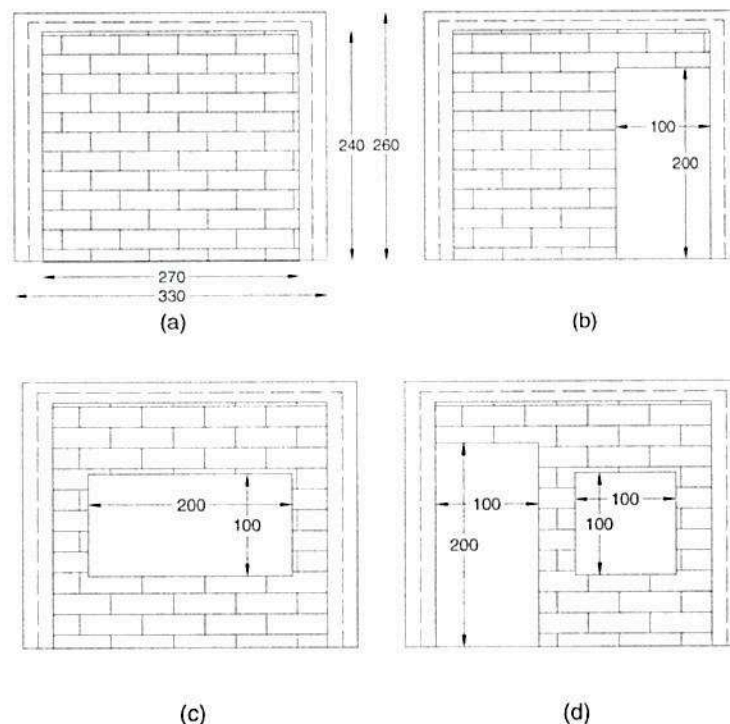


Figura 19. Paneles rellenos de mampostería. Configuración a), configuración b), configuración c). Configuración d). Unidades en (mm).

Para la calibración del comportamiento global frágil de la mampostería enmarcada, se realiza el modelo matemático basado en la experiencia empírica de ensayo realizado en el laboratorio de la vivienda (EPN). El modelo matemático consta de vigas de sección de 0.30x0.20 m y las columnas de 0.30x0.30, con cuantías de 1.3% y 1.0% respectivamente. La modelación de elementos que conforman el pórtico se realiza mediante rotulas plásticas de tipo momento – rotación en los extremos de vigas y columnas. Para la definición de las rotulas de vigas, se calculan diagramas momento – curvatura de las secciones mediante un modelo de fibras que contempla el concreto no confinado, confinado y el acero estructural.

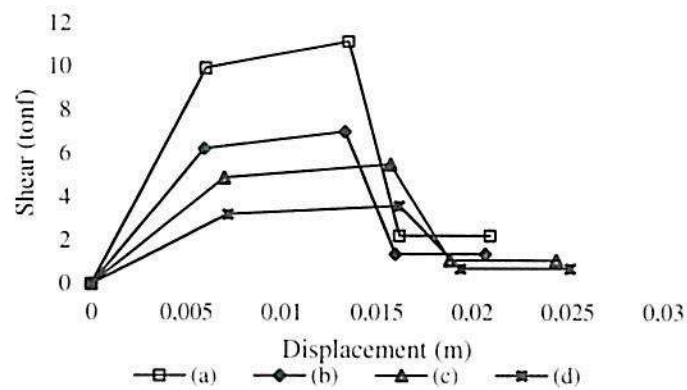


Figura 20. Cortante vs desplazamiento en paneles rellenos de mampostería. Configuración a), configuración b), configuración c), Configuración d). Unidades en mm.

Para la definición de la rótula plástica en viga se considera que la sección llega a la falla cuando la deformación unitaria del concreto confinado ϵ_c alcanza un valor de 0.005 a compresión. Un proceso similar se realiza para modelar las columnas, sin embargo, se considera que la capacidad a momento de un elemento depende de la carga axial que soporta. En la Figura 21 se muestra la idealización matemática de la rótula plástica en las columnas referentes al modelo matemático descrito anteriormente. Además se indican las curvaturas para las cuales se considera los niveles de desempeño IO, LS y CP.

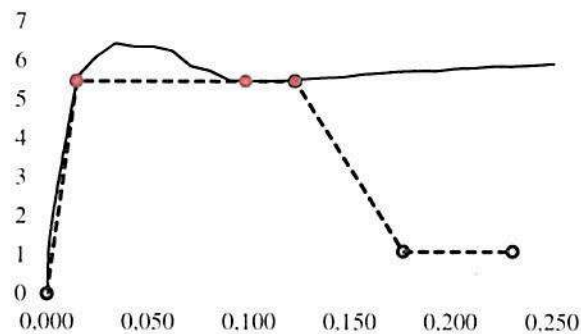


Figura 21. Momentos vs curvatura. Sección de columna. Unidades en tonf and 1/m

De los ensayos experimentales obtenidos por Alomoto [5] de un pórtico con mampostería típica se calibra las cuatro configuraciones de mampostería. En la Figura 22 se presenta la calibración del modelo final. El modelo se realiza dentro de un modelo matemático con el fin de observar la eficiencia de la convergencia del algoritmo de Newton; con el fin de observar la pertinencia del uso del modelo descrito dentro del comportamiento global a carga lateral del Edificio Aranjuez (Modelo Matemático Global).

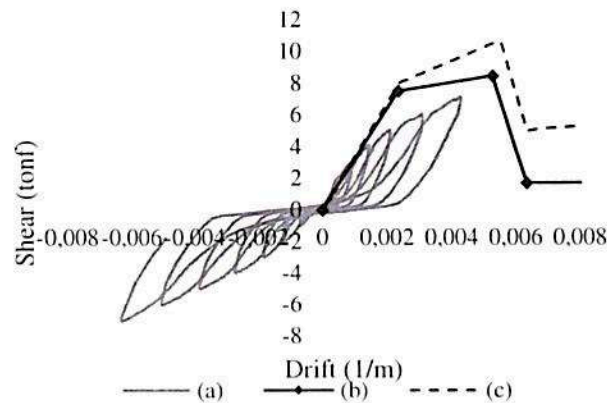


Figura 22. a). Modelo experimental b). Reinhorn et al [6] modelo panel relleno c). Respuesta modelo marco – panel relleno (Mampostería Edificio Aranjuez).

4.2. Modelos no lineales, para simulación de elementos Estructurales.

Se describirán brevemente los pasos que se realizaron para obtener los modelos matemáticos 3D (Edificio Aranjuez), ver anexos digitales, pero antes se presentan de forma sintetizada los criterios y normas en las cuales se basa el programa SAP2000 [12], para realizar los cálculos internamente.

“El programa SAP2000 [11], realiza un Análisis Estático No Lineal (NSP), un paso intermedio entre el análisis lineal elástico y el análisis no lineal dinámico, para ello emplea el cuerpo normativo FEMA356 [10]. Dentro del Análisis No lineal Estático, la técnica de pushover es realizada internamente, para determinar la curva de capacidad resistente de la estructura ante acción sísmica; curva que relaciona el cortante V con el desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura (Dt)” C. Celi [13].

La relación carga-deformación obtenida mediante el programa SAP2000 [12], se realiza con base en lo expuesto en 6.4.1.2 del documento FEMA-356 [10]; dicho numeral, presenta el **Procedimiento No Lineal de Cálculo para Pórticos Resistentes a Momento**; que en su parte pertinente dice: “cuando se emplee un procedimiento no lineal para determinar las acciones en una estructura, la componente de respuesta de carga-deformación deberá ser representada por una relación no lineal de carga-deformación, pero se permitirá una relación lineal cuando la componente no ocurra donde se dé una respuesta no lineal” [10].

EL procedimiento Estático No Lineal (NSP), usa generalmente la relación carga-deformación como se muestra en la Figura 23; también se permiten otras curvas que definan el comportamiento de la estructura bajo cargas monotónicas. Recordando lo expuesto en los numerales 3.1.3 & 3.1.4 del presente informe la asignación tanto de la representación de la longitud de plastificación así como el comportamiento plástico (back bone) de las distintas secciones estructurales, son calculadas por separado y asignadas manualmente dentro del modelo matemático. Debido a las razones expuestas en dichos numerales.

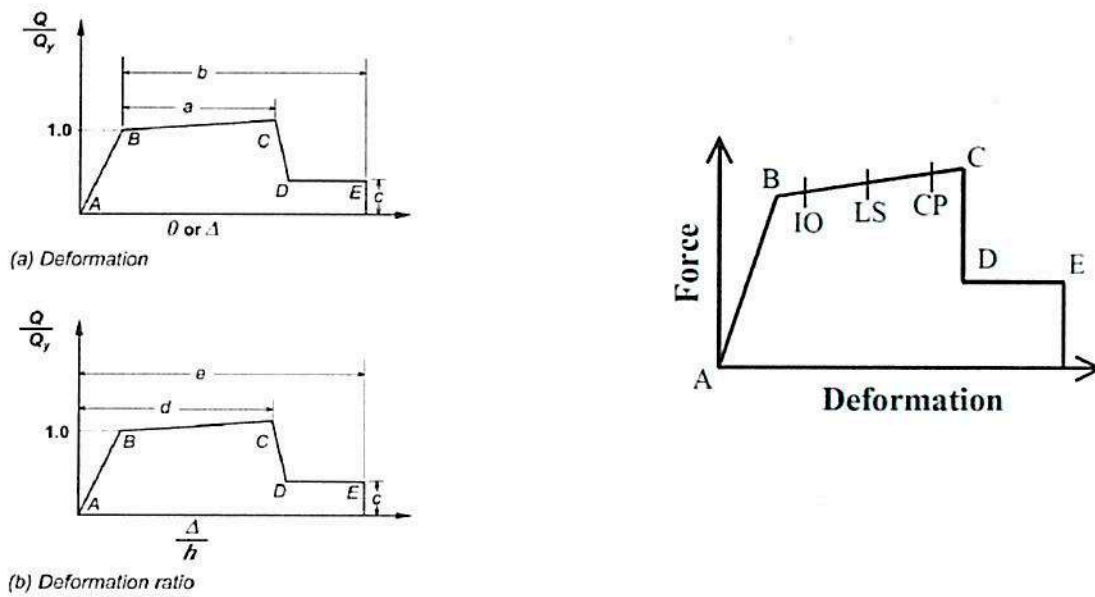


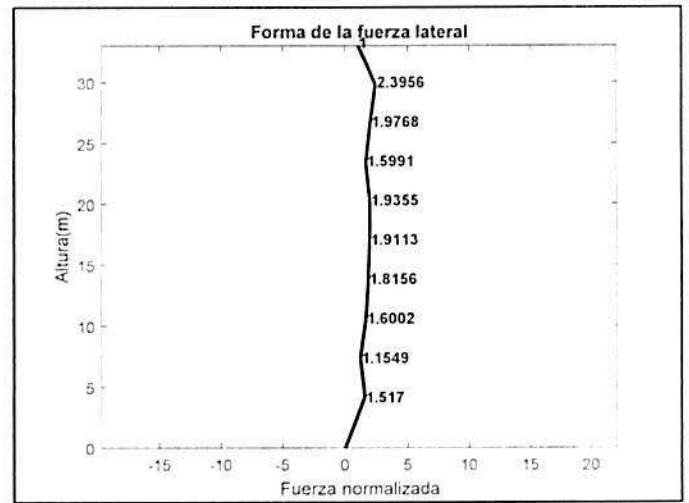
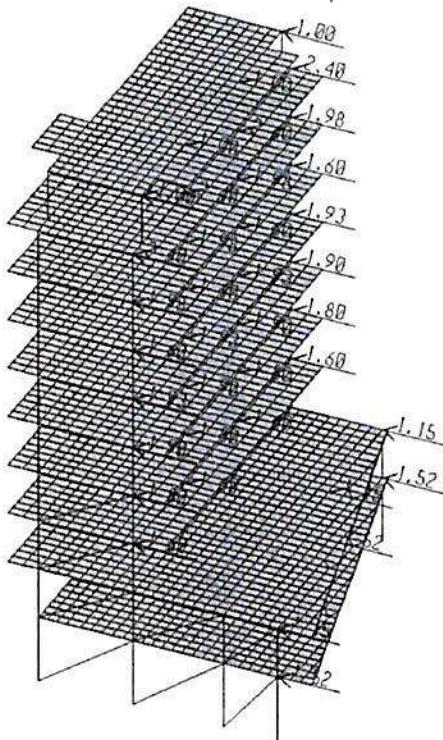
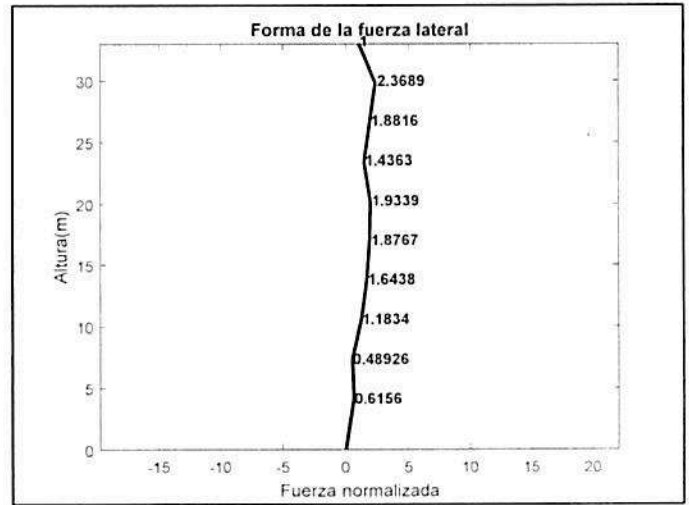
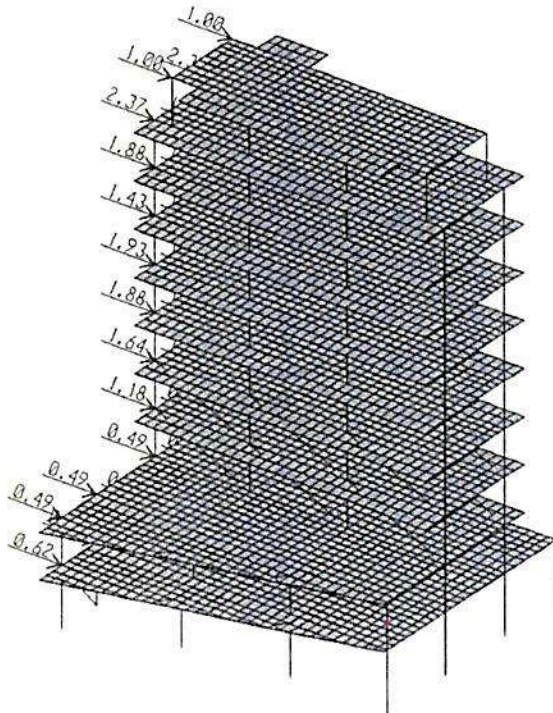
Figura 23. Relación Esfuerzo - Deformación. SAP2000, FEMA 356.

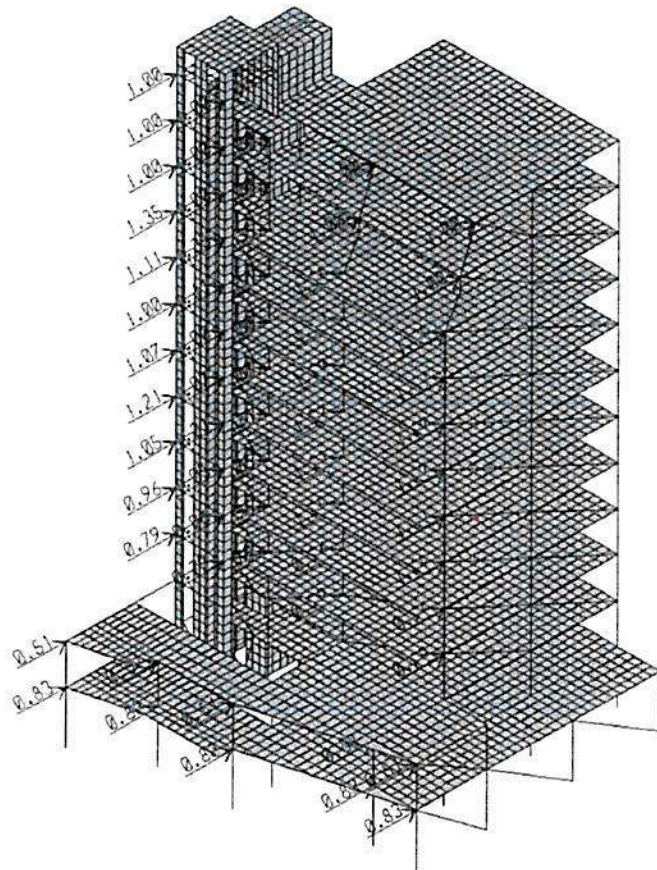
No obstante para clarificar el comportamiento plástico a nivel general a continuación se describe el significado de la de la Figura 23:

La curva momento rotación (normalizada) describe una relación lineal desde A (componente sin carga) a un rendimiento efectivo B, luego una reducción de rigidez lineal entre el punto B y C, seguida de una repentina reducción de resistencia a la carga lateral en el punto D, continuando hasta una reducida resistencia lateral en el punto E y una pérdida total de resistencia a partir de entonces. Condición de segundo orden no empleado en la modelación numérica de los modelos del Edificio Aranjuez por las razones expuestas en los numerales antes mencionados.

A continuación se describe brevemente el proceso lógico para obtener el comportamiento global plástico de los distintos modelos matemáticos representativos del Edificio Aranjuez (Curvas de Capacidad):

1. Aplicar una carga normalizada concentrada horizontal en los distintos niveles de la estructura en análisis (correspondencia de carga en función del análisis de superposición modal "Forma de la Fuerza" realizado en el informe 1).





2. Aplicar fuerzas laterales en cada piso de acuerdo a CPE INEN 5:2001[5], sin considerar la fuerza concentrada F1 del tope de la estructura

$$F_x = \left[\frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} \right] * V$$

W_i = peso del piso "i"

h_i = altura del piso "i"

V = cortante basal

3. Aplicar las fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de los pisos y el primer modo de vibración del modelo de la estructura elástica o de acuerdo a la distribución modal del 90 % de participación de masa.
4. Proceder igual que en el paso 3 hasta alcanzar la primera fluencia, luego para cada incremento que sobrepase dicha primera fluencia, se deberán ajustar las fuerzas de manera consistente con el cambio en la forma de la deflexión.
5. Similar a los pasos 3 y 4, incluir los efectos de los modos superiores de vibración en la determinación de la fluencia de los elementos individuales de la estructura, mientras se plotea la curva de capacidad del edificio en términos de las fuerzas laterales del primer modo de vibración y los desplazamientos que produzca.

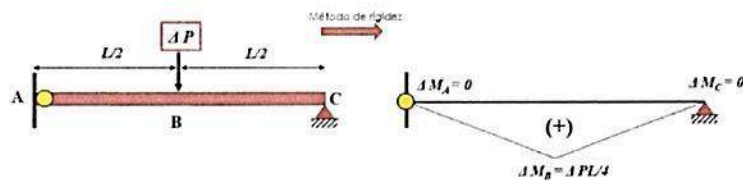
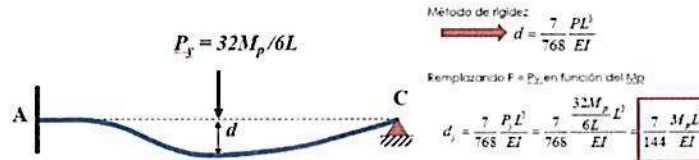
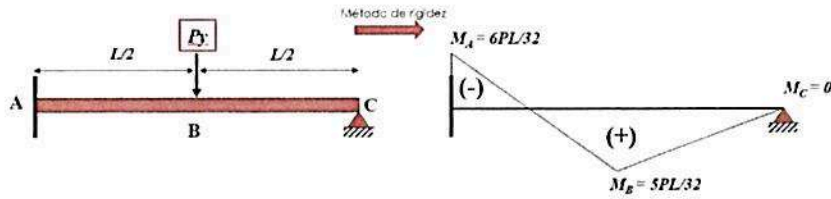
Campus Escuela Politécnica Nacional - Ladrón de Guevara No. E11-253

Casa Patrimonial N°. 4

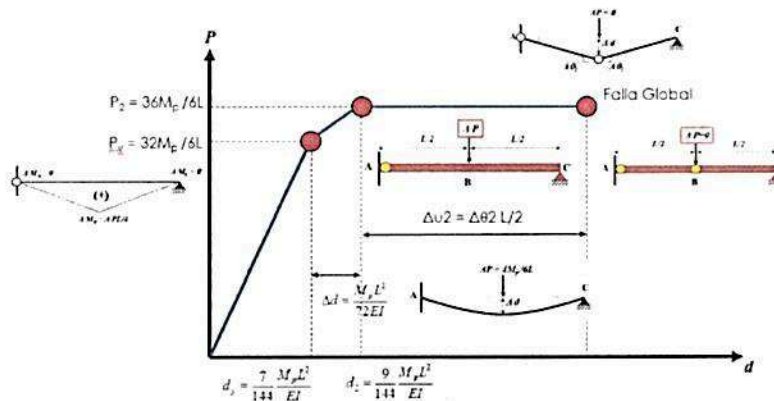
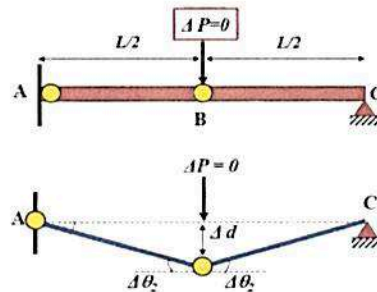
Telf. 2976300 ext. 6105

info@tech.epn.edu.ec - www.epntech.com

(A continuación se presenta un resumen breve del proceso de cálculo para la obtención de la capacidad global plástica de un elemento para una mejor comprensión. Tomado del curso NSP dictado por MSc. Ing. Carlos Celi).



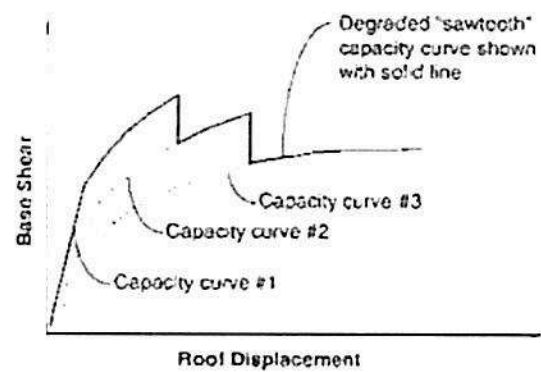
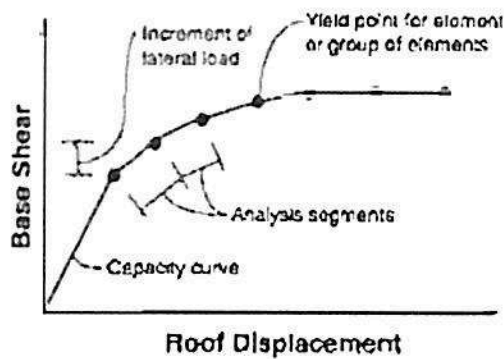
Método de rigidez $\rightarrow \Delta d = \frac{\Delta PL^3}{48EI}$
 Reemplazando ΔP en función del Δy
 $\Delta d = \frac{\Delta PL^3}{48EI} = \frac{4M_p L^2 L^3}{6L 48EI} = \frac{M_p L^2}{72EI}$



6. Plotear el cortante en la base y el desplazamiento en el tope.
7. Realizar un modelo usando una cantidad muy pequeña de rigidez en los elementos que se espera que fluyan primero.
8. Aplicar un nuevo incremento de cargas laterales a la estructura modelada anteriormente.

9. Añadir el nuevo incremento de cargas laterales que produzcan el desplazamiento del tope, al sub total previo para obtener el cortante total en la base y el desplazamiento total del tope.
10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcance su límite último, como es: inestabilidad por efectos P- Δ (considerables distorsiones más allá del desempeño esperado).
Cuando se alcanza el nivel de deformación lateral se produce una pérdida en la capacidad de soportar las cargas gravitacionales.
11. El modelo explícito de la degradación global de la resistencia, se da cuando la carga incremental se detiene en el paso 10 descrito anteriormente, como resultado de alcanzar un nivel de deformación lateral total o significativa, en el que los elementos (o grupo de elementos) no puedan resistir más carga. Esto se presenta, si la resistencia que pueden absorber los elementos estructurales se ha degradado significativamente, y la rigidez ha sido reducida o eliminada.
Deberá realizarse una nueva curva empezando desde el paso 3, y crear tantas curvas pushover como sean necesarias para adecuadamente describir la pérdida total de resistencia de la estructura.

Finalmente se trazará una curva que inicia por el trazado de la primera curva, luego se realiza una transición a la segunda curva, correspondiente al desplazamiento donde ocurrió la primera degradación significativa de la resistencia, y así para los demás puntos de degradación. Esta curva toma una forma sawtooth (cierra dentada).



Con base en lo anterior expuesto se procede a calcular la capacidad global ante carga lateral (Curvas de Capacidad), de cada Bloque estructural del Edificio Aranjuez. En la Figura 24 se presenta algunos de los parámetros empleados en la modelación numérica de la capacidad global de cada bloque modelados en el Sap2000 [12]. En el anexo digital se adjuntan los distintos modelos numéricos generados para la representación del comportamiento sísmico del Edificio Aranjuez.

Con el fin de obtener una convergencia y estabilidad numérica aceptable en la generación de la respuesta no lineal global de los distintos modelos matemáticos representativos del edificio Aranjuez. Se sigue los lineamientos para una correcta modelación expuestos en C.Celi [2], C.Celi [13] & C.Ayala [15].

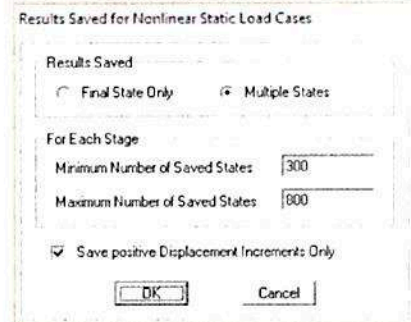
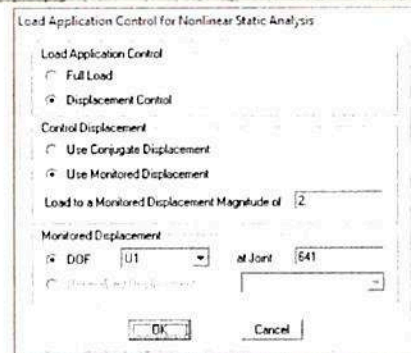
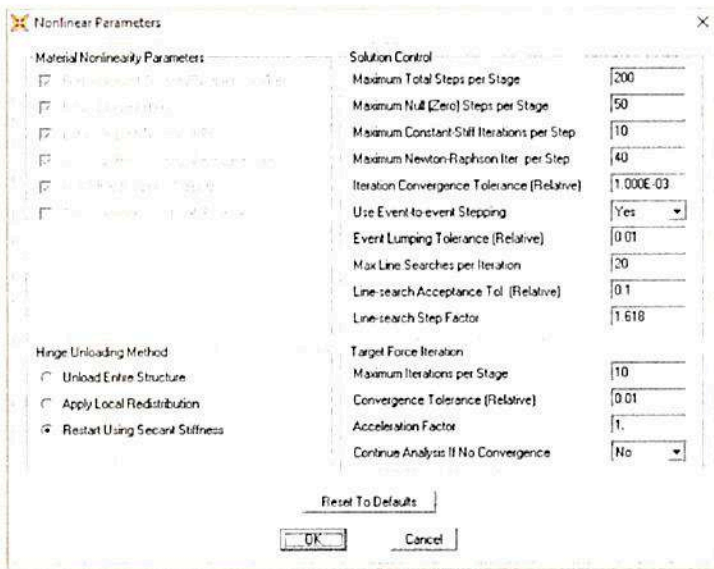
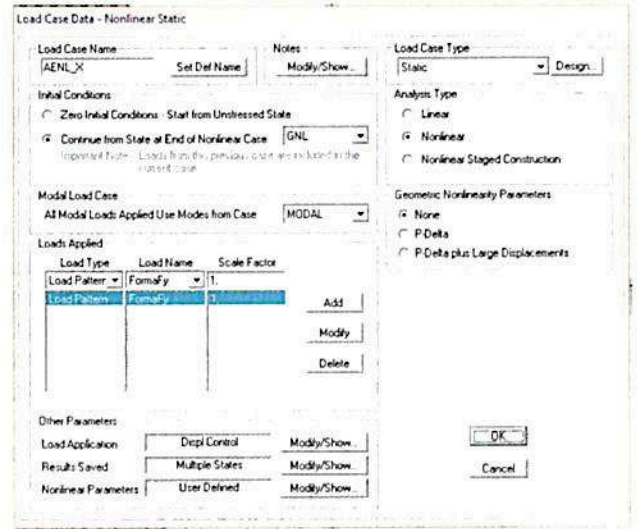
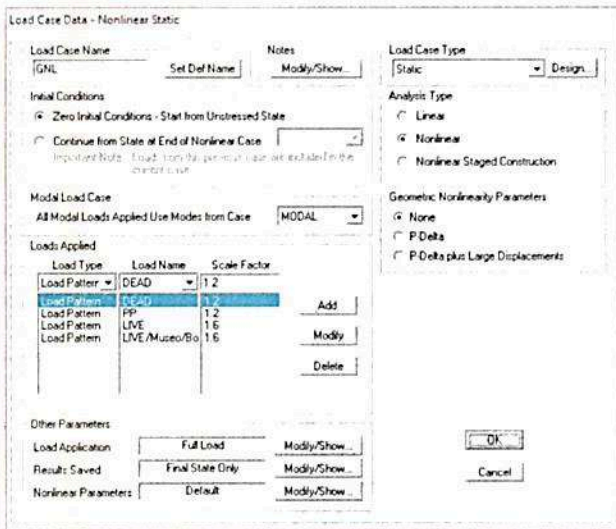


Figura 24. Algunos parámetros para la formulación del modelo matemático para la generación de las Curvas de Capacidad

4.3. Espectros de Capacidad.

La obtención del espectro de capacidad, es el paso previo al cálculo del punto de desempeño de una estructura; es decir el espectro de capacidad es la curva de capacidad en unidades de pseudo aceleración y pseudo desplazamiento.

Referencias como ATC40 [17] y ASPD [16], presentan ecuaciones para la conversión de unidades de la curva de capacidad a espectro de capacidad, revisada ambas referencias se observó que las ecuaciones propuestas son de estructura similar, por lo que se optó por emplear las ecuaciones propuestas en ASPD [16].

Consideraciones como, concentrar la masa de la estructura en el último piso, son aplicables a la obtención del espectro de capacidad. Tomando en consideración que se posee 3 grados de libertad por planta; además se realiza la normalización de los desplazamientos J , con base en la unidad.



Es decir, J es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas, por ende para el análisis sísmico en el plano J se obtendrá un vector unitario, pero para un análisis sísmico espacial, el vector J dependerá del modelo numérico (Idealización dinámica Edificio Aranjuez); por lo antes expuesto el vector J se lo escribe de la siguiente manera:

$$J = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

De la misma forma, se normalizan los modos de vibración de la estructura a la unidad y ya que en la idealización dinámica del edificio Aranjuez los modos de vibración en los grados de libertad 2 y 3 son cero se normaliza de la siguiente manera:

$$\phi = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

“Lógicamente si se consideran las masas distribuidas por piso y los demás grados de libertad por plana, el vector ϕ será de mayor complejidad y además se deberá normalizar la matriz resultante ϕ ; de darse este caso, que normalmente sucede en el análisis de una estructura tridimensional, se obtendrían tantos espectros de capacidad como modos de vibración posea la estructura”. C.Celi [8].

Una vez obtenido el vector dominante ϕ , para obtener el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad de la estructura, en la referencia (numeral 4.2) se proponen las siguientes ecuaciones para cuando la masa efectiva alcanza más del 90 % de participación de la masa entre el primer y segundo modo de vibración.

$$m_1 = \phi^t * M * \phi ; Y_1 = \frac{\phi^t * M * J}{m_1} ; \alpha_1 = \frac{(\phi^t * M * J)^2}{M_T * m_1} ; Sd_j = \frac{Dt_j}{Y_1} ; Sa_j = \frac{V_j}{\alpha_1 * M_T}$$

donde:

- m_1 = masa de la estructura según la participación del modo de vibración normalizado.
- Y_1 = Factor de participación dinámica.
- α_1 = Factor de participación en el cortante basal.
- Sd_j = Desplazamiento espectral.
- Sa_j = Aceleración espectral
- M = Matriz de masas concentradas en el los 3 gdl del piso escogido.
- M_T = Sumatoria de masas de todos los pisos.
- V_j = Cortante basal de cada punto notable de la curva de capacidad.
- Dt_j = Desplazamiento de cada punto notable de la curva de capacidad.

“Las ecuaciones que definen Sa y Sd , son parámetros que se emplean para calcular cada uno de los puntos notables de la curva de capacidad previamente definida. Tomando en consideración los subíndices j , donde j es cada punto de la curva de capacidad”. C.Celi [8].

4.4. Punto de Desempeño o Punto de Demanda.

El punto de desempeño o punto de demanda, se presenta cuando la capacidad de ductilidad alcanza la demanda de ductilidad ante la sollicitación sísmica esperada, clasificando su posición mediante niveles de desempeño; en otras palabras el punto de desempeño se produce cuando un punto del desplazamiento lateral máximo del sistema de un grado de libertad de la estructura analizada, posea una demanda de ductilidad de la acción sísmica igual a la demanda de ductilidad de la estructura.

Cabe recalcar que el punto de desempeño es la representación gráfica de la intersección del espectro de demanda y espectro de capacidad; es decir es una representación exclusiva del **Método del Espectro de Capacidad**, actualmente vigente en ATC40 [17], no obstante se describirán brevemente otros dos métodos para un análisis no-lineal basado en pushover.

4.4.1. Método del Espectro de Capacidad.

Este método fue propuesto por Freeman y Nicoletti [21] alrededor del año 1975, pero no tuvo la acogida esperada; en los años noventa cuerpos normativos como ATC 40 [17] retomaron esta investigación como base para determinar tres métodos para encontrar el punto de desempeño de una estructura, basándose en la curva de capacidad de la misma. Sin embargo el método

Campus Escuela Politécnica Nacional - Ladrón de Guevara No. E11-253

Casa Patrimonial N°. 4

Telf. 2976300 ext. 6105

info@tech.epn.edu.ec - www.epntech.com

“Espectro de Capacidad” al realizarse con base en el espectro elástico en formato ADRS y a niveles de desempeño propuestos en normas como FEMA 273 [14] y FEMA 356 [10] posee una clara ventaja sobre otras metodologías directas estáticas; por tal motivo en la estimación de los distintos niveles de desempeño sísmico para el Edificio Aranjuez se decide emplear el mencionado método.

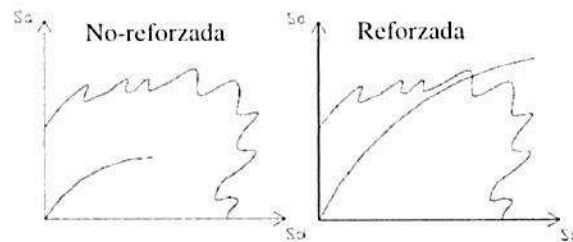


Figura 25. Ilustración (Comportamiento Estructural No lineal).

De la Figura 25, se observa (Estructura no diseñada sísmo resistente no reforzada) que no existe intercepción entre el espectros de demanda y el espectro de capacidad; por otro lado (Estructura no diseñada sísmo resistente reforzada) que la intercepción entre la demanda y la capacidad existe. Es decir al no existir dicha intersección (punto de desempeño), la estructura no reforzada incursionara en rangos de desempeño peligrosos ante sollicitaciones de carga lateral inclusive pequeñas.

Para proceder a determinar el punto de desempeño, previamente se debe realizar la conversión del espectro elástico de aceleración a espectro ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) por sus siglas en inglés; “para ello cada punto de periodo del espectro inelástico de aceleración, le corresponderá un único punto de desplazamiento espectral, realizando esta transformación mediante la siguiente ecuación” C.Celi [8].

$$Sd_j = \frac{T_j}{4 \cdot \pi^2} * Sa_j * g$$

ATC 40 [17], presenta 3 procedimientos para determinar el punto de desempeño, cada uno de ellos se encuentra plenamente explicado en el capítulo 8 de la referencia [17], no obstante se describe a continuación brevemente el procedimiento A de ATC 40 [17], el cual se emplea para estimar el desempeño sísmico del edificio Aranjuez.

- **Procedimiento A:**

- Pulido, limpio y la metodología de aplicación más directa.
- Método analítico.
- Perfecto para programadores de nivel medio.
- Probablemente el mejor método para principiantes, debido a que es más directo y fácil de entender.

En la Figura 26 se ilustra la conversión del espectro elástico de aceleración en espectro ADRS.

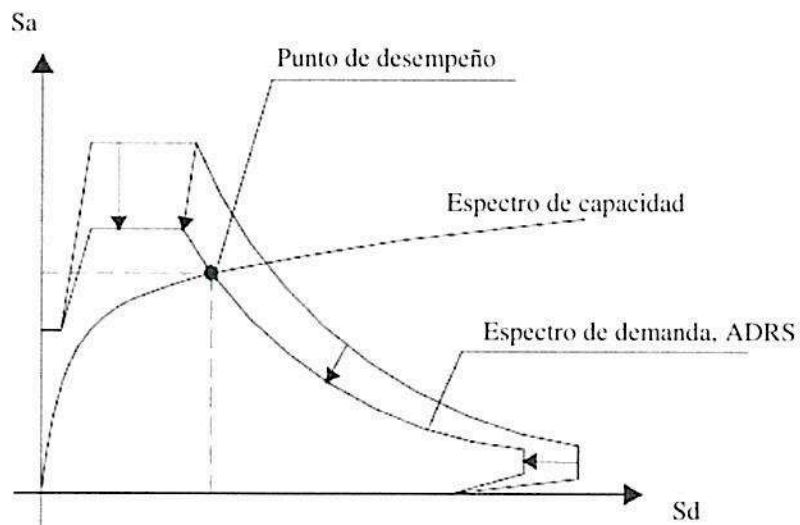


Figura 26. Ilustración (Espectro - formato ADRS).

4.4.1.1. Método del Espectro de Capacidad.

A continuación se presenta un breve resumen del procedimiento descrito en ATC 40 [17].

1. Obtener el espectro elástico de aceleración para un amortiguamiento del 5 % (C. Celi [2]).
2. Transformar la curva de capacidad de la estructura a un espectro de capacidad (numeral 4.4.1).
3. Seleccionar un punto arbitrario del espectro de capacidad.
4. Calcular la reducción del espectro ADRS según las ecuaciones:

$$B_{eff} = k * B_0 + 5 ; B_0 = \frac{63.7 * k * (ap * dpi - dp * api)}{api * dpi}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(B_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(B_{eff})}{1.65}$$

donde:

- $ap, dp =$ Coordenadas de fluencia del espectro de capacidad (Sa, Sd)
- $B_{eff}, B_0 =$ Factores de reducción de espectro
- $api, dpi =$ Coordenadas arbitrarias del espectro de capacidad (Sa, Sd)
- $SR_A, SR_V =$ Coordenadas del espectro de demanda
- $k =$ Factor de modificación de amortiguamiento.

Los valores de k se obtienen de la TABLA 4.2 y en la TABLA 4.3 se presentan los valores mínimos de SR_A y SR_V .

Tipo de Comportamiento Estructural	Valor de B_0	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0



Tipo A	> 16.25	$1.13 * \frac{0.51 * (ap * dpi - dp * api)}{api * dpi}$
Tipo B	≤ 25	0.67
Tipo B	> 25	$0.845 * \frac{0.446 * (ap * dpi - dp * api)}{api * dpi}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Tabla 5. Valores de Bo & k.

Structural behaviour Type	SRa	SRv
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Tabla 6. Mínimos valores permitidos para SRa y SRv.

Los valores de comportamiento estructural se clasifican en:

A = Edificación de buen desempeño estructural.

B = Edificación de mediano desempeño estructural, especificado en el código ICBO de 1994.

C = Resto de edificaciones.

- Con base en las ecuaciones propuestas se convierte al espectro de aceleración a espectro de demanda y se verifica si las curvas de espectro de capacidad y el nuevo espectro de demanda se interceptan en las coordenadas (api,dpi), escogidas con error aceptable.
- Si el espectro de demanda y el espectro de capacidad no se interceptan en las coordenadas de api, dpi con una tolerancia aceptable, seleccionar nuevos puntos api y dpi y realizar nuevamente el proceso desde el paso 4.
- Realizar, el proceso descrito hasta se presente la convergencia en los puntos api y dpi.

5. Metodología Empleada para la Generación de Curvas de Fragilidad.

Las curvas de fragilidad se obtienen mediante los lineamientos expuestos en "Earthquake loss estimation methodology" Hazus [18]. Del análisis de la estructura (Edificio Aranjuez) se obtiene un comportamiento no lineal global representado por curvas de capacidad (cortante en la base – desplazamiento en el techo). Se somete las distintas curvas de capacidad de cada modelo teórico a tres (3) escenarios sísmicos: (50,75,100,125,150,175,200,225,250,275,300,325,350 & 475) años de periodo de retorno basados en la curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito, Figura 25. En los análisis se considera la amplificación sísmica debido al suelo tipo C presentes en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 [19].

Con base en las curvas de capacidad de los modelos matemáticos Edificio aranjuez; se genera las curvas de fragilidad utilizando la metodología HAZUS. Para los análisis se considera lo propuesto en "Advance Engineering Bulding Module" (AEBM) HAZUS, considerando las diferencias en las características de las estructuras y la peligrosidad sísmica del DMQ. La fragilidad del edificio está relacionada con su vulnerabilidad ante un evento sísmico. Este parámetro se puede cuantificar por medio de las curvas de fragilidad. "Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada". FEMA1999.

La metodología Hazus[18], permite estimar la probabilidad de alcanzar los estados límites (previamente definidos) con base en una expresión que permite agrupar la dispersión de los puntos en aceleración o desplazamiento generados a través de distintos escenarios de demanda sísmica sobre la capacidad estructural (Edificio aranjuez); llevando dicha dispersión hacia una distribución de probabilidad tipo log-normal. La hipótesis "La dispersión sigue una distribución tipo log- normal" ha sido comprobada mediante simulaciones realizadas mediante el método Montecarlo. Así las curvas de fragilidad generadas con base en la metodología Hazus, se definen mediante la siguiente expresión.

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\sigma_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right]$$



Donde:

- $\bar{S}_{d,ds}$ Valor medio del desplazamiento espectral, en el cual la estructura alcanza el estado límite de daño, ds.
- β_{ds} Desviación estándar del logaritmo natural de los desplazamientos espectrales para el estados de daño, ds.
- ϕ Función de distribución de la desviación estándar acumulada

Para el cálculo de β_{ds} , previamente se calcula el punto de desempeño para cada escenario en función de cada modelo. Este punto se calcula con base en el procedimiento A del ATC40 [17], considerando la transformación de los escenarios sísmicos a formato ADRS y las curvas de capacidad a espectros de capacidad. Para prevenir una reducción excesiva del espectro ADRS por estabilidad numérica se emplea el procedimiento descrito en FEMA273 [14]. Debido a la pobre configuración estructural del Edificio Aranjuez, se considera un comportamiento estructural tipo B para la máxima reducción permisible del espectro ADRS.

La metodología Hazus distribuye los umbrales de daño como ligeros, moderados, extensivos y completos. Para cualquier tipo de respuesta espectral ya sea en Pseudo desplazamiento, Pseudo aceleración, etc.: la probabilidad de discretización de los estados de daño son calculados para las distintas probabilidades acumuladas de alcanzar o exceder sucesivamente y en secuencia los umbrales de daño previamente establecidos.

Para esta investigación se realiza el proceso de control de umbrales de daño, a través del enfoque (control de desplazamiento); puesto que el uso de dicho criterio puede ser empleado como input para el cálculo de funciones de pérdida o funciones de vulnerabilidad. Para el control de desplazamiento con base en demanda espectral, se amplifica la aceleración sísmica considerando su paso a través del tipo de suelo C, según NEC-15 [19].

La amplificación de la demanda sísmica antes mencionada permite observar como el porcentaje de probabilidad de daño basado en umbrales daño controlados por desplazamiento varían en razón del tipo de suelo asumido para su cimentación. Para el control de desplazamiento se definieron umbrales límites de daño con base en Barbat [20]. Los cuales se presentan en la Tabla 7.

Threshold of Damage State, ds	Criteria
Slight	$Sd_{1,ds} = 0.7 * dy$
Moderate	$Sd_{2,ds} = 1.2 * dy$
Extensive	$Sd_{3,ds} = dy + 0.25 * (du - dy)$
Complete	$Sd_{4,ds} = du$

Tabla 7. Umbrales de daño, control de desplazamiento.

De esta manera el daño leve se produce antes de alcanzar el desplazamiento de fluencia. El daño moderado se define después de alcanzar el desplazamiento de fluencia. El daño severo se encuentra entre el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento teórico de colapso y el daño completo cuando se alcanza el desplazamiento teórico de colapso. Para determinar la probabilidad de alcanzar un umbral de daño se establece adicionalmente niveles de control con base en derivas de piso, las cuales se clasifican en Weak Shaking, Medium Shaking y Strong Shaking como se observa en la Tabla 8.

Additional Control of Displacement	Drift %
Weak Shaking/ Weak displacement	0.5 % of the Height
Medium Shaking/ Medium displacement	1.0 % of the Height
Strong Shaking/ Strong displacement	2.0 % of the Height

Tabla 8. Controles de desplazamiento adicionales.

Es importante señalar que la función de desviación estándar acumulada y el valor medio de desplazamiento espectral, son altamente susceptibles al valor desplazamiento teórico de colapso d_u ; dicho punto se calcula mediante un control de fragilidad local dentro del análisis NSP y es menor al valor que se encuentra por estabilidad numérica o por un valor arbitrario de deformación del punto de control en el análisis NSP.

6. Análisis y Resultados.

10067919

6.1. Espectros Empleados.

Con base en C.Celi [1], específicamente el anexo sobre “DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA Y EFECTO DE SITIO (Estudio de Suelos)” y NEC 15 [19] (Capítulo de Peligro Sísmico). Se determinan los espectros a usar como demanda sísmica (numeral 5 del presente informe) para determinar el desempeño a carga lateral del Edificio Aranjuez (Bloque 1 & 2).

Con base en lo anterior expuesto en las siguientes figuras se presentan dichos espectros empleados.

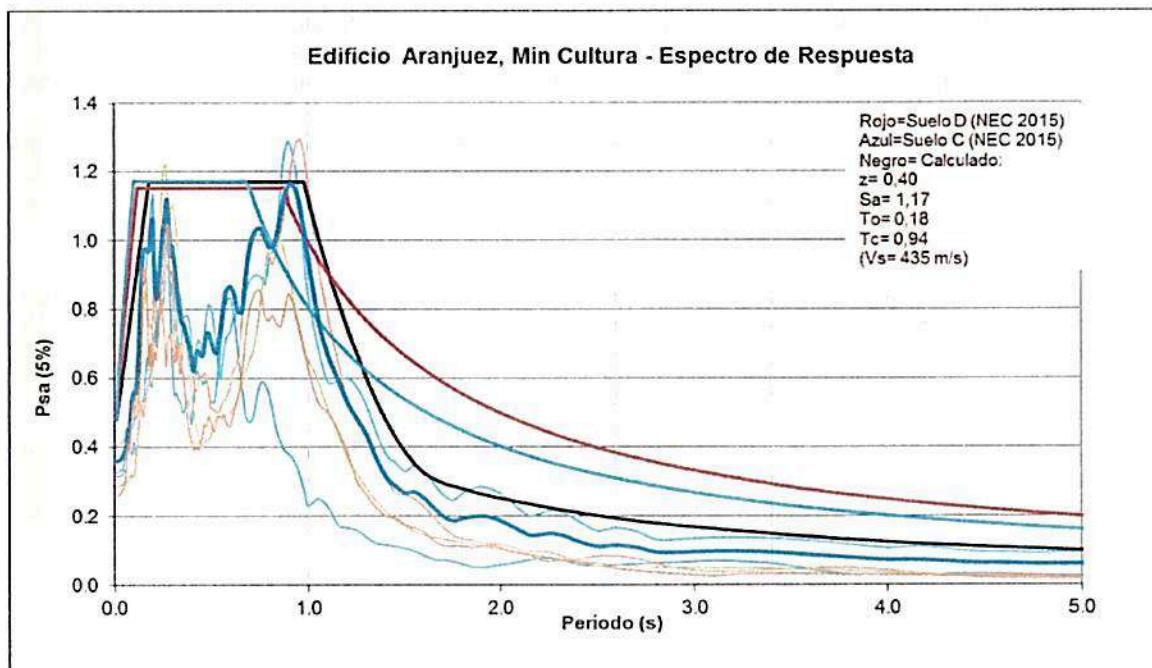


Figura 27. Espectro Elástico (Informe de Estudio de Suelos).

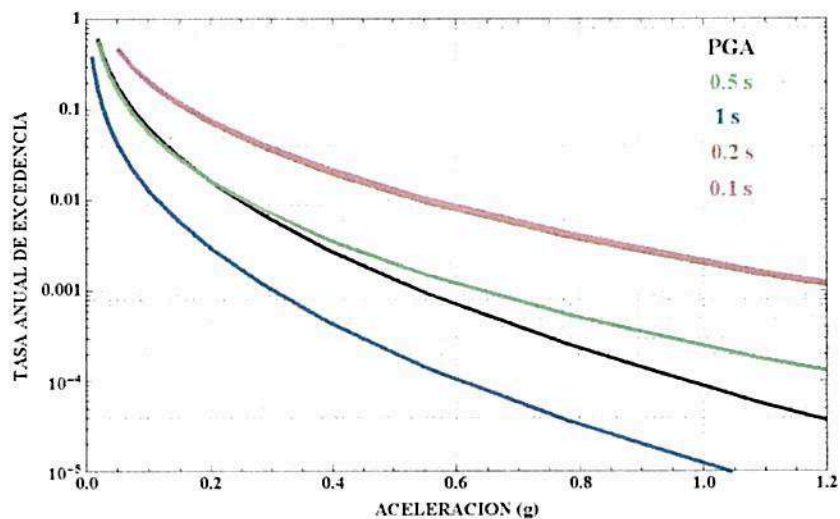


Figura 28. Curva de Peligro Sísmico - Quito – Ecuador (-0.2;-78.51).

6.2. Curvas de Capacidad Edificio Aranjuez (No Reforzado) y Fragilidad.

Mediante toda la metodología expuesta a lo largo del presente documento se procedió a generar las curvas de capacidad correspondientes a los modelos matemáticos del Edificio Aranjuez correspondientes al estado actual de la edificación. En las

siguientes Figuras se presentan las distintas curvas de capacidad de la estructura realizadas hasta alcanzar la estabilidad numérica previa al colapso matemático dentro del algoritmo de Newton – Rapson.

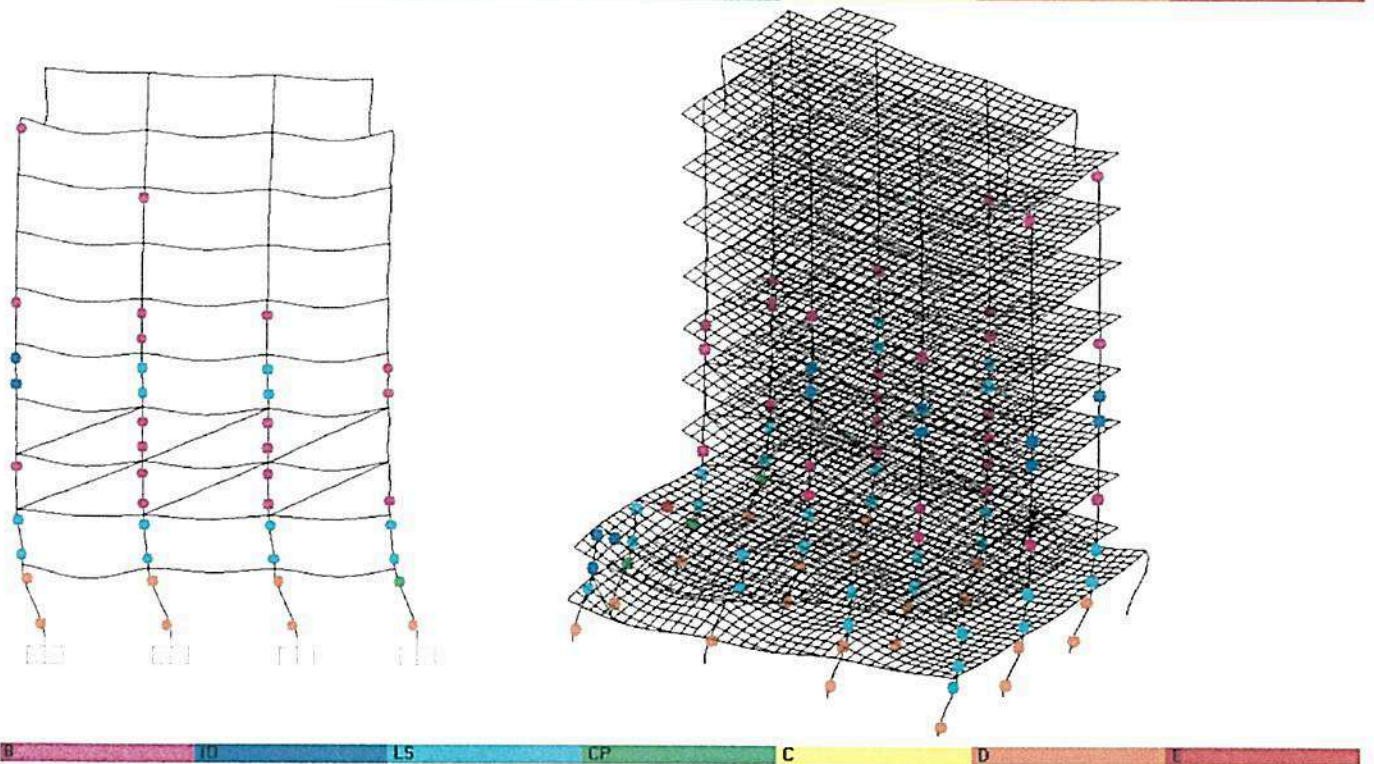
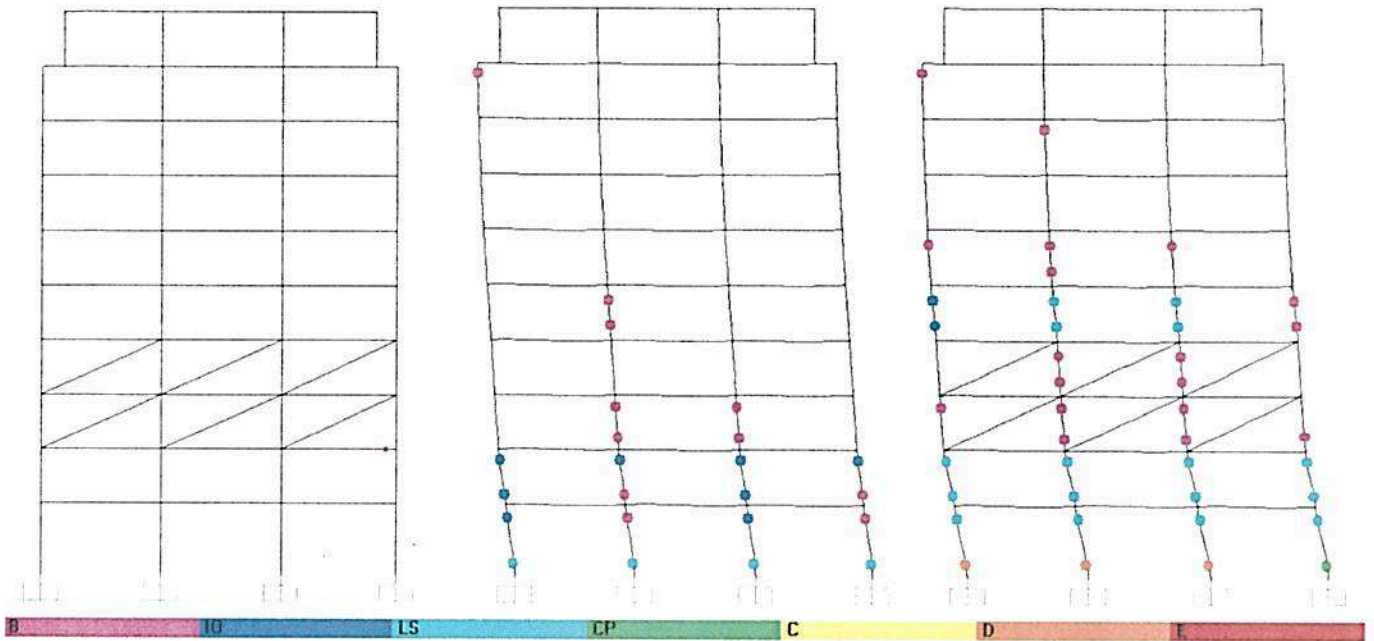




Table Display

File Edit

Pushover Curve - AENL Y

Step	Displacement m	BaseForce Tonf	AtoB	BtoD	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	DtoD	DtoE	BeyondE	Total
22	-0.141214	277.6817	597	22	1	0	0	0	0	1	621
23	-0.150040	290.4123	588	30	2	0	0	0	0	1	621
24	-0.156707	299.3772	588	27	5	0	0	0	0	1	621
25	-0.165152	311.4125	582	30	8	0	0	0	0	1	621
26	-0.177166	324.2601	590	29	11	0	0	0	0	1	621
27	-0.187663	336.0423	576	32	12	0	0	0	0	1	621
28	-0.194477	343.4196	572	33	15	0	0	0	0	1	621
29	-0.204005	353.3499	565	37	18	0	0	0	0	1	621
30	-0.215394	364.2677	561	36	23	0	0	0	0	1	621
31	-0.225879	373.8075	557	26	33	4	0	0	0	1	621
32	-0.232546	379.8407	556	25	32	7	0	0	0	1	621
33	-0.241444	387.6790	550	28	32	10	0	0	0	1	621
34	-0.250401	395.0453	546	29	33	12	0	0	0	1	621
35	-0.255519	399.1308	545	29	32	13	0	0	1	1	621
36	-0.255539	382.4971	546	27	32	14	0	0	1	1	621
37	-0.264501	392.3368	546	26	30	17	0	0	1	1	621
38	-0.272412	399.7642	545	25	29	20	0	0	1	1	621
39	-0.282354	407.2444	542	26	26	25	0	0	1	1	621
40	-0.289021	412.1076	539	27	21	32	0	0	1	1	621
41	-0.297746	418.2466	536	25	22	36	0	0	1	1	621
42	-0.304413	422.7239	536	21	25	37	0	0	1	1	621
43	-0.311090	427.2012	534	23	22	40	0	0	1	1	621
44	-0.317746	431.6453	533	23	20	43	0	0	1	1	621
45	-0.326166	438.3919	530	22	22	43	2	0	1	1	621
46	-0.337931	444.4431	526	26	19	40	8	0	1	1	621
47	-0.343658	447.6098	522	30	16	43	5	0	4	1	621
48	-0.014720	23.4977	527	29	11	30	3	0	20	1	621

Current Sort String

Current Filter String

Done

Figura 29. Comportamiento No lineal, Edificio Aranjuez (Bloque 1).

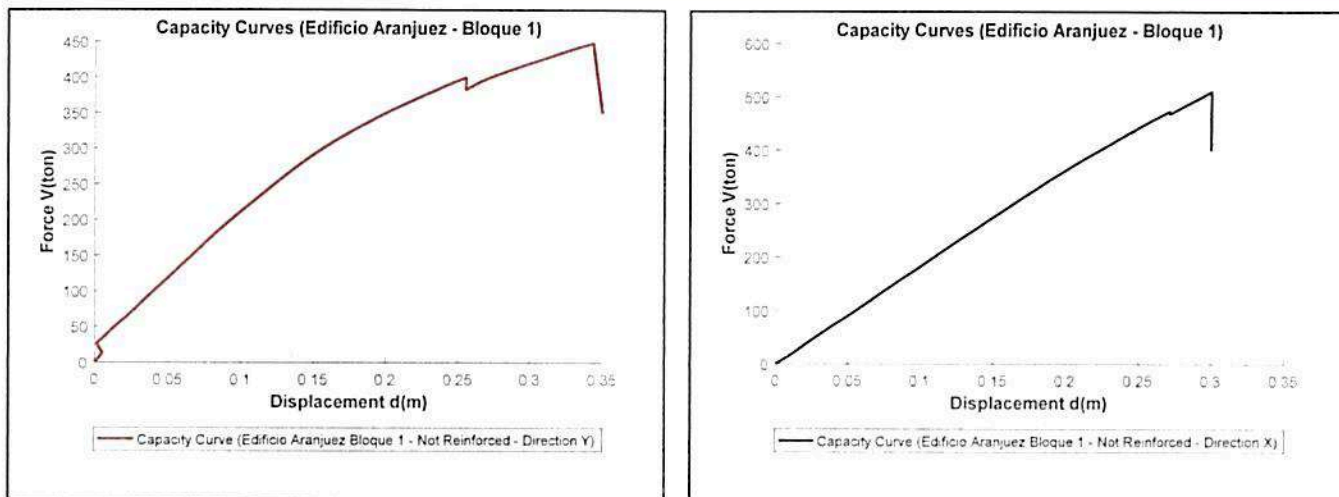
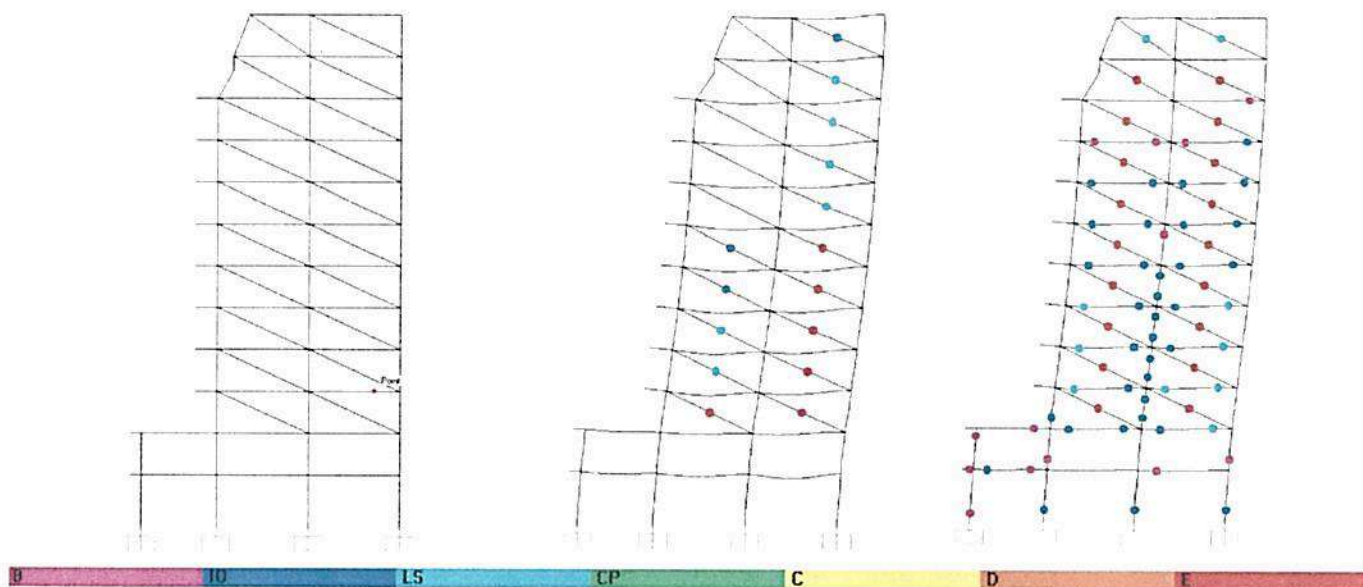


Figura 30. Curvas de Capacidad del Edificio Aranjuez (Bloque 1). Dirección X & Y.



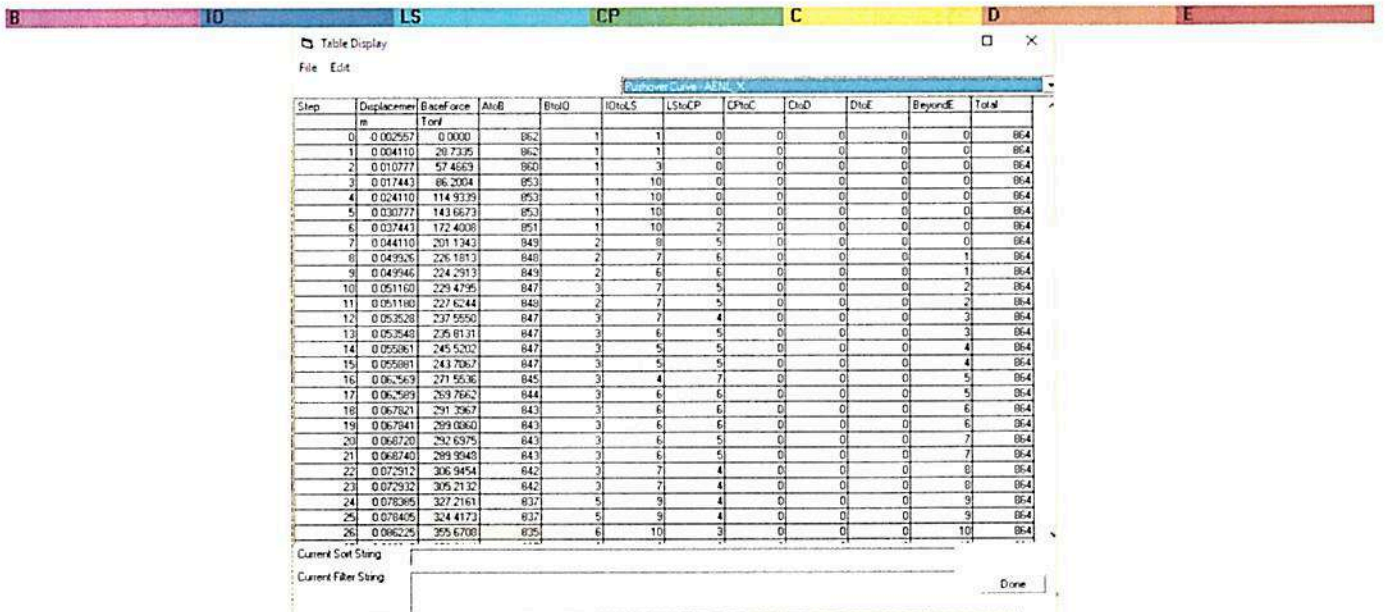
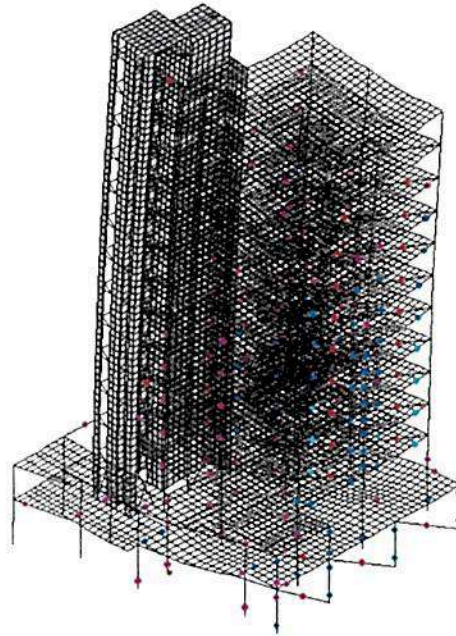
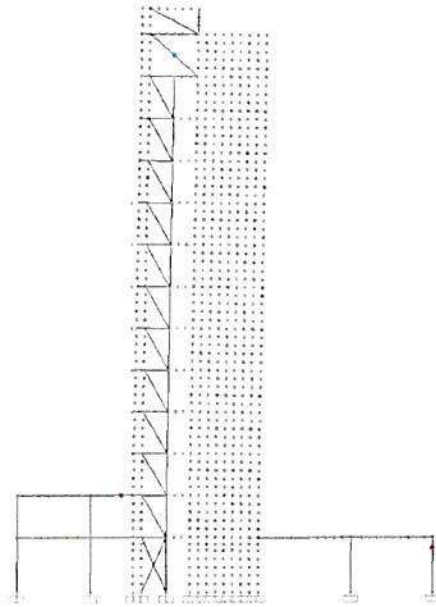


Figura 31. Comportamiento No lineal, Edificio Aranjuez (Bloque 2)

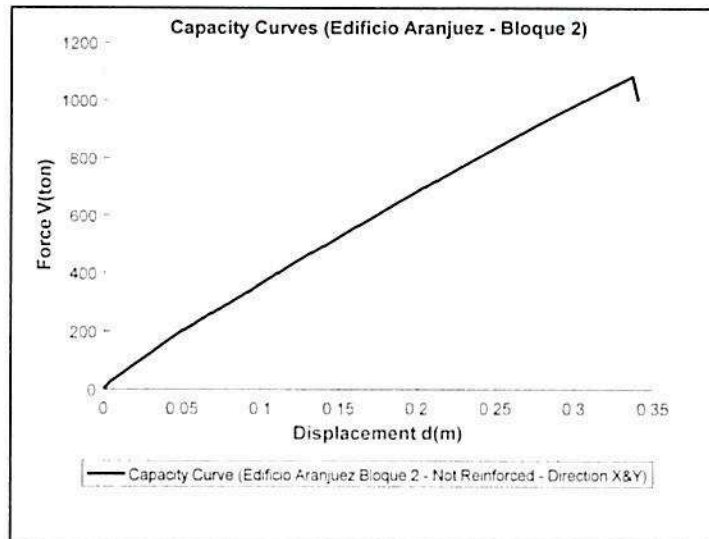
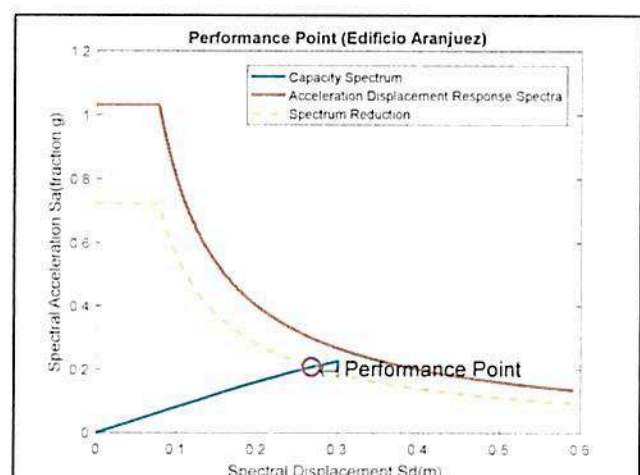
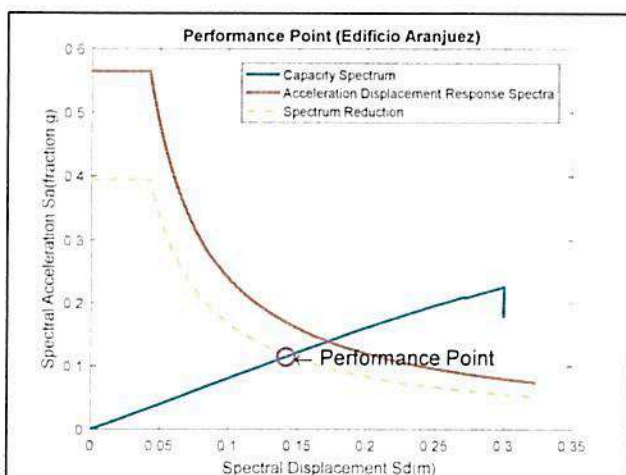


Figura 32. Curvas de Capacidad del Edificio Aranjuez (Bloque 2). Dirección X-Y.

De los resultados de las figuras 29, 30, 31 & 32, se puede observar que el desempeño sísmico no lineal del Edificio Aranjuez es peligrosamente bajo; es decir se observa que existe un colapso frágil en el bloque uno a nivel de la base de las columnas de la planta baja así como también una formación plástica en rangos de desempeño frágiles entre los pisos uno al tres. Cabe recalcar que se realiza un análisis frente a varios eventos sísmicos definidos por sus respectivos espectros de aceleración elástica en formato ADRS “numeral 6.1”.

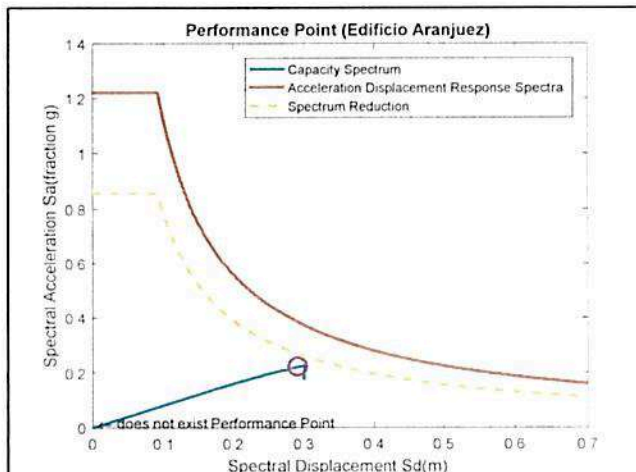
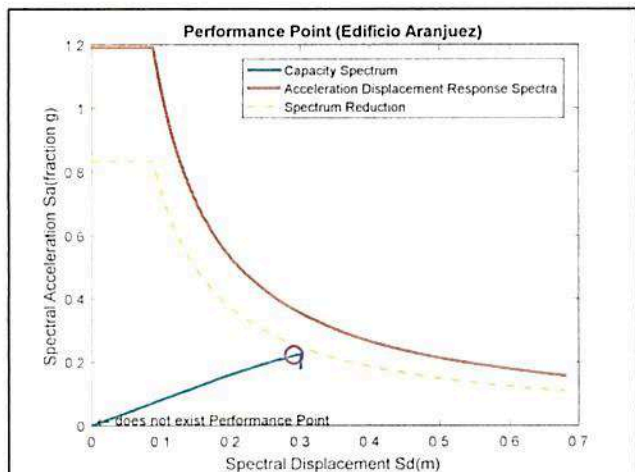
En la Figura 33 se observa el comportamiento sísmico del Edificio Aranjuez (bloque 1), frente a distintos escenarios sísmicos propuestos en el presente estudio. No obstante los resultados totales se presentan en el apartado Anexos. Del análisis de los mencionados resultados (punto de desempeño figura 33 & anexos), se puede apreciar que el edificio Aranjuez no se encuentra preparado para disipar energía de forma segura para eventos sísmicos moderados y mucho menos para eventos sísmicos fuertes (Sismo de diseño NEC – periodo de retorno 475 años).

Es decir el Edificio Aranjuez no cumple con la filosofía sismorresistente “Preservar la vida y minimizar los daños frente al sismo de diseño” NEC15 [19]. Puesto que la estructura en análisis presenta una falla frágil frente al sismo de diseño (no existe punto de desempeño frente a dicho escenario sísmico e incluso frente a menores escenarios definidos por su periodo de retorno. Ver Anexos) tanto en el bloque 1 como el 2.



Performance Point(Bloque I),Seismic return period = 75 years

Performance Point(Bloque I),Seismic return period= 250 years



Performance Point(Bloque I),Seismic return period= 375 years

Performance Point(Bloque I),Seismic return period= 475 years

Figura 33. Puntos de desempeño, Edificio Aranjuez. (Bloque I, dirección X).

De manera de obtener un mejor vistazo sobre el desempeño sísmico del Edificio Aranjuez (Estado Actual), se realiza un análisis de probabilidad de alcanzar estados límites de daño (Curvas de Fragilidad) los cuales se presentan en el apartado anexos. Sin embargo en las siguientes figuras se presentan tanto las curvas de fragilidad de los dos bloques que componen el edificio Aranjuez y la probabilidad de alcanzar estados límites definidos en el numeral 5 del presente informe.

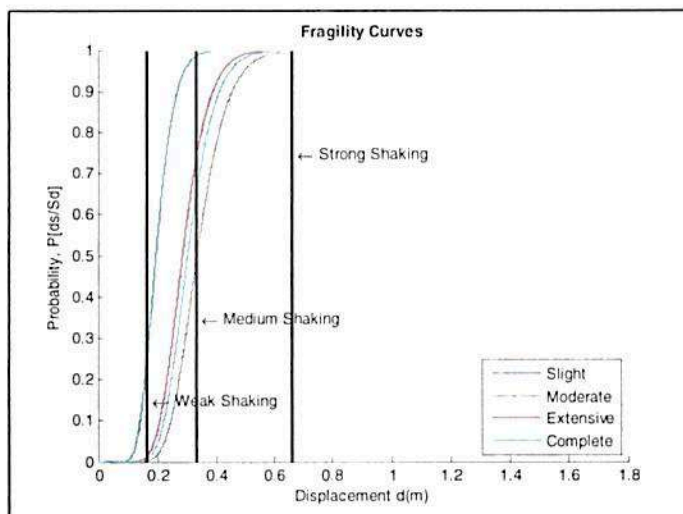


Figura 34. Curva de Fragilidad, Edificio Aranjuez. (Bloque I, dirección X).

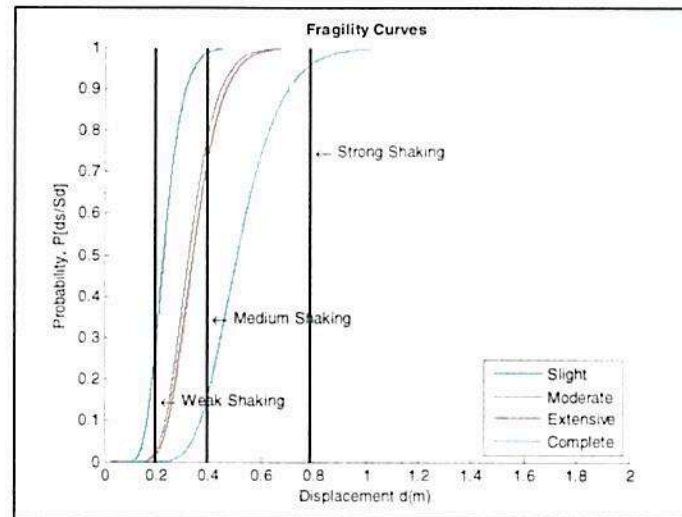
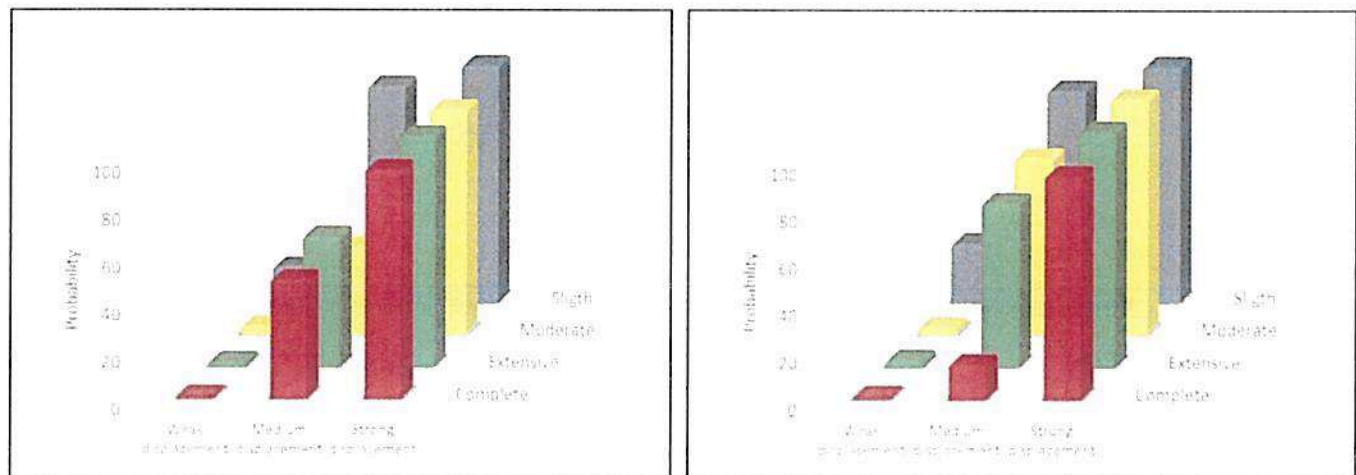


Figura 35. Curva de Fragilidad, Edificio Aranjuez. (Bloque 2, dirección X).



Aranjuez Building. (Bloque 1). Not reinforced.

Aranjuez Building. (Bloque 2). Not reinforced.

Figura 36. Probabilidad de estado de daño para Débil, Medio y Fuerte control de desplazamiento. Edificio Aranjuez (Valores Promedios – Control de desplazamiento – No reforzado).

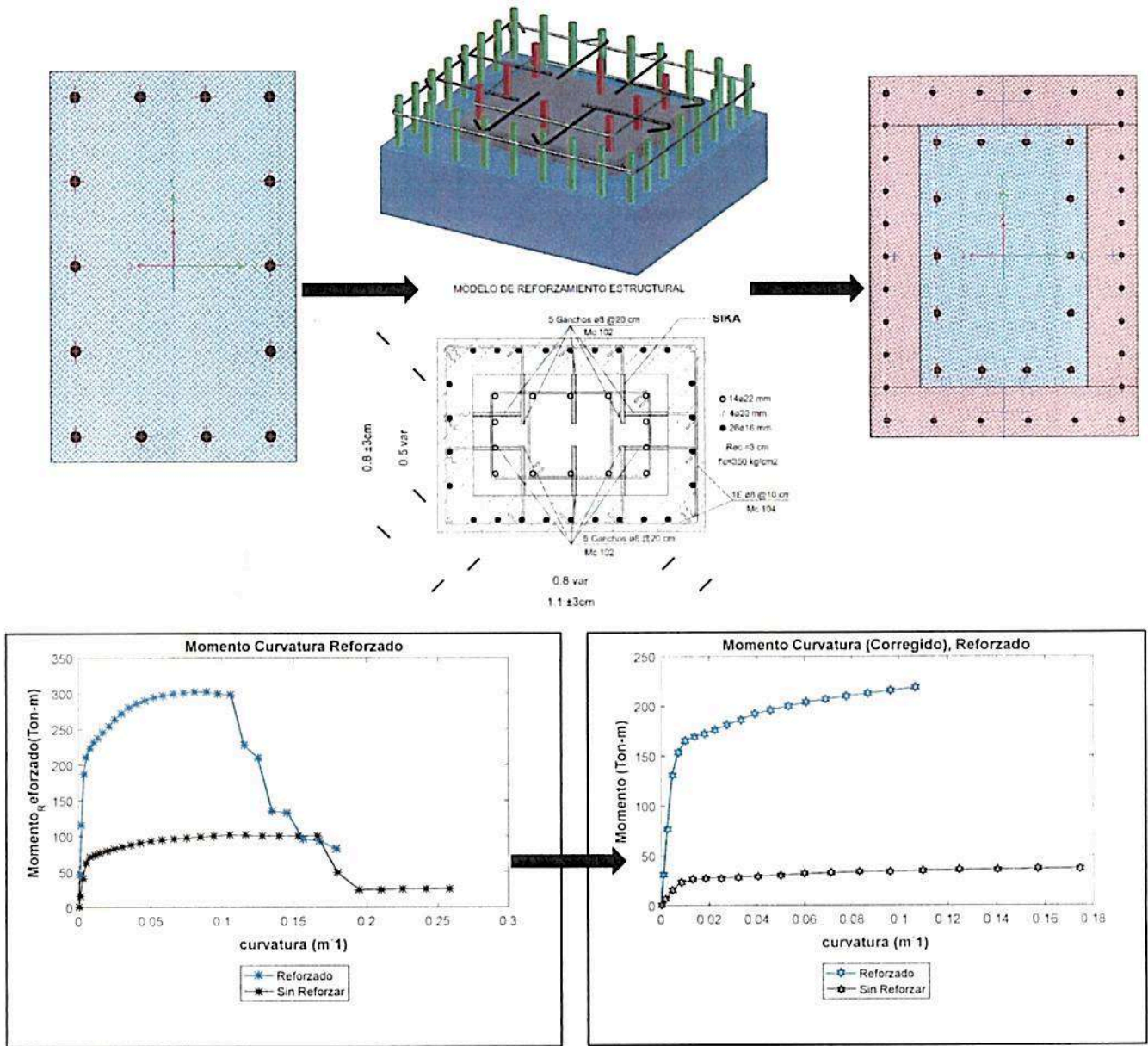
De la figura 36, se puede observar que el edificio Aranjuez (Estado Actual) frente al evento sísmico de diseño, presenta una probabilidad de colapso superior al 90 % para ambos bloques, e inclusive el bloque uno presenta una probabilidad de colapso de alrededor del 47 % frente a un conjunto de eventos sísmicos moderados. Por tal razón es absolutamente necesario el reforzamiento estructural de ambos bloques.

6.3. Reforzamiento.

Puesto que es indispensable realizar el reforzamiento del Edificio Aranjuez, se opta como filosofía de reforzamiento el incrementar la capacidad de los elementos estructurales principales de la edificación, mediante el uso de encamisamiento de columnas para incrementar la capacidad de ductilidad de rotación de las mismas frente a la carga incremental lateral; mientras que para el reforzamiento del conjunto pórtico resistente a momento se opta por incrementar su capacidad dúctil a carga lateral mediante el uso de FRP (Platina Sika CarboDur Tipo M514), colocada en las zonas de alta demanda por rotación.

Tanto el detallamiento como las especificaciones técnicas del refuerzo (Encamisamiento & FRP) se presentan en el apartado anexos; sin embargo a continuación se presentan algunos de los resultados del reforzamiento estructural realizado matemáticamente al edificio Aranjuez. Los resultados con detalle se presentan en el apartado anexos.

En la figura 37. Se observa el modelo matemático sobre el reforzamiento local de la columna de sección original de 80x50 cm transformándose a la nueva sección de 110x80 cm. Cabe mencionar que los detalles de ubicación, reforzamiento lateral, longitudinal, espaciamientos, cantidades, resistencia características del hormigón, etc. se detallan en los planos correspondientes en apartado Anexos.



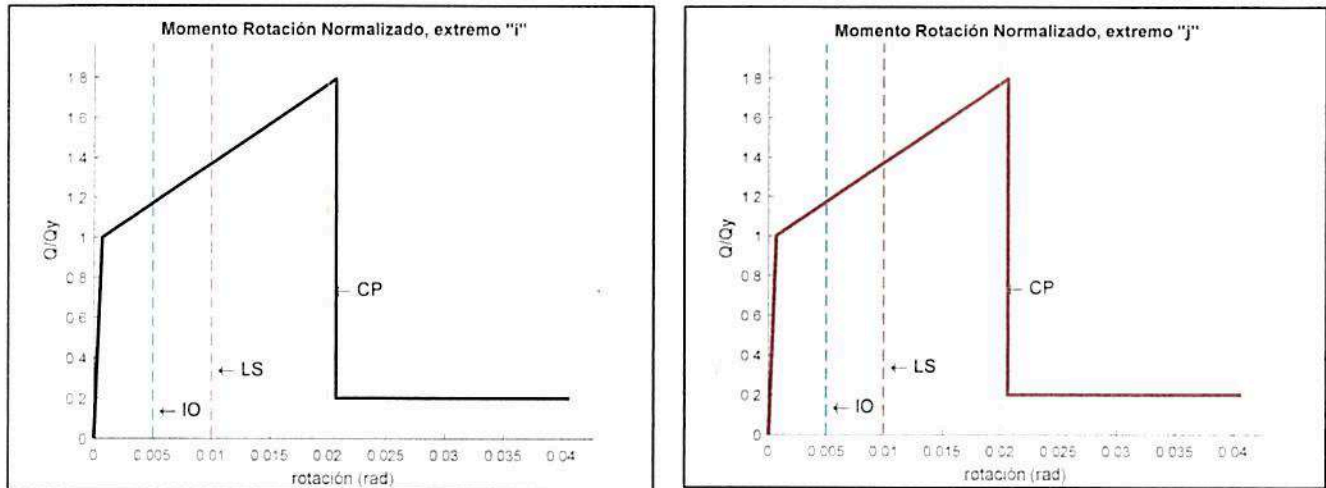


Figura 37. Proceso lógico para el reforzamiento de la Columna 80x50 cm. Edificio Aranjuez. (Bloque 1).

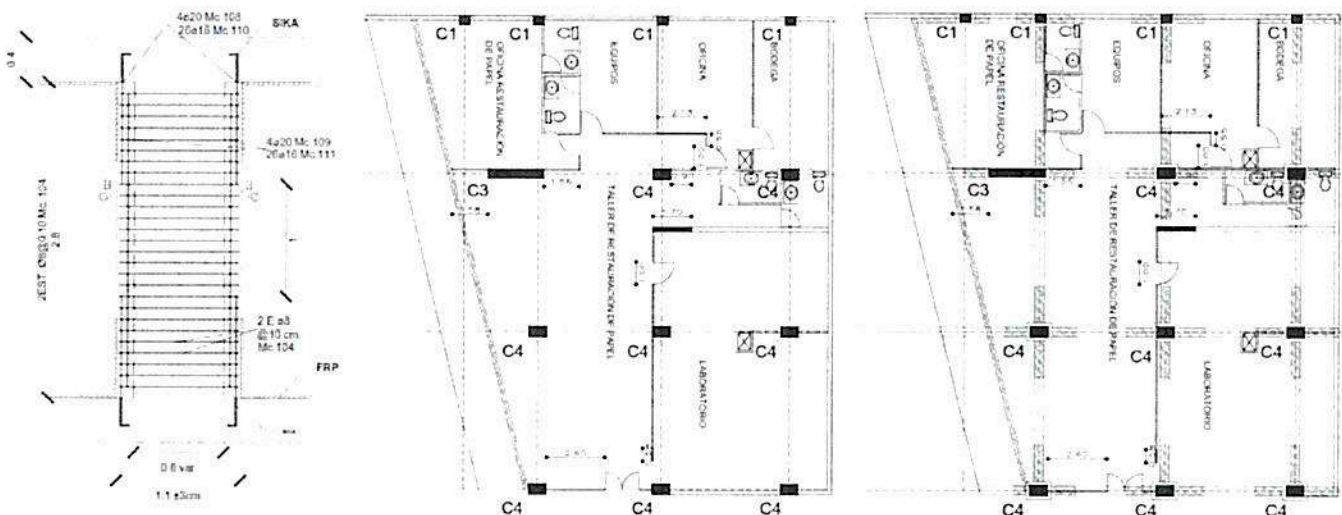


Figura 38. Proceso lógico para el reforzamiento de la Columna 80x50 cm y refuerzo con FRP. Edificio Aranjuez. (Bloque 1).

Cabe recalcar que en el apartados anexos se detalla el reforzamiento del Edificio Aranjuez, no obstante es importante notar que el reforzamiento integral de ambos bloques se da desde el sub-suelo 3 hasta el 3 piso alto. Adicional al reforzamiento previamente descrito, se enchapara las paredes entre los pisos 1 y 2 (para ubicación, detalles, especificaciones técnicas, etc remitirse al apartado anexos). En la Figura 39. Se puede observar gráficamente dicho proceso.

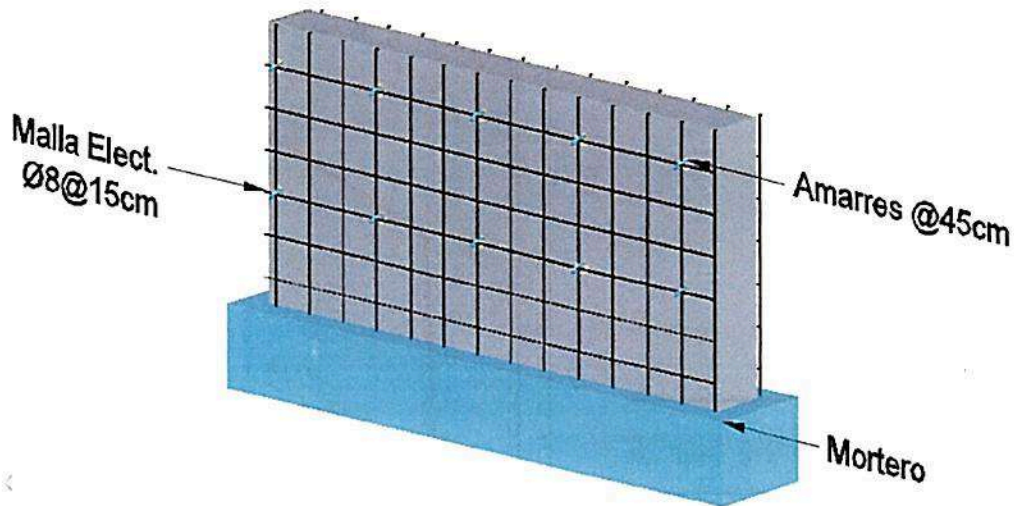
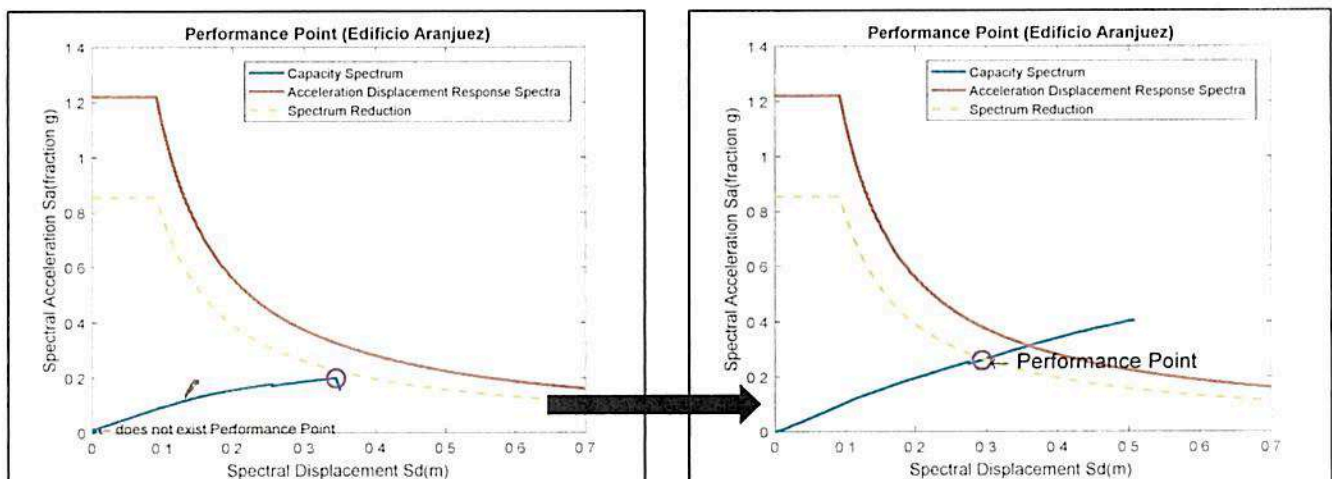


Figura 39. Proceso lógico para el reforzamiento de mampostería enmarcada. Edificio Aranjuez.

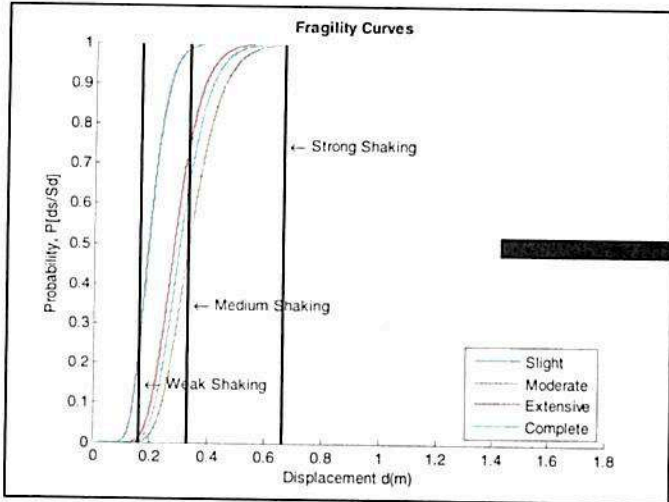
Una vez realizado el reforzamiento a nivel de modelo matemático, se puede apreciar una clara mejoría del desempeño sísmico del Edificio Aranjuez a nivel de comportamiento local y global. En las siguientes figuras se presenta el resultado tanto de curvas de capacidad y fragilidad de la estructura actual (Edificio Aranjuez) vs la estructura reforzada. Los resultados totales se pueden observar en el apartado Anexos.

En la figura 40 se observa el punto de desempeño del modelo matemático (bloque 1 y 2) Edificio Aranjuez pre reforzamiento vs pos refuerzo. Acogiéndose estrictamente NEC15, el reforzamiento propuesto garantiza la filosofía del diseño sismorresistente al existir para ambos bloques intersección entre la demanda sísmica y la capacidad de la estructura. Esto se manifiesta al observar que el desempeño se da para el sismo de diseño en el bloque 1 alrededor de 29 cm de desplazamiento lateral mientras que para el bloque dos dicho desplazamiento es de alrededor de 24 cm; lo que representa una deriva de alrededor del 1,4 % en el caso del bloque 1 y de 1.15 % para el bloque 2, "valores no directamente endosables puesto se trata de un desplazamiento que considera comportamiento no lineal frente a una deriva inelástica de un análisis lineal". C.Celi [8].

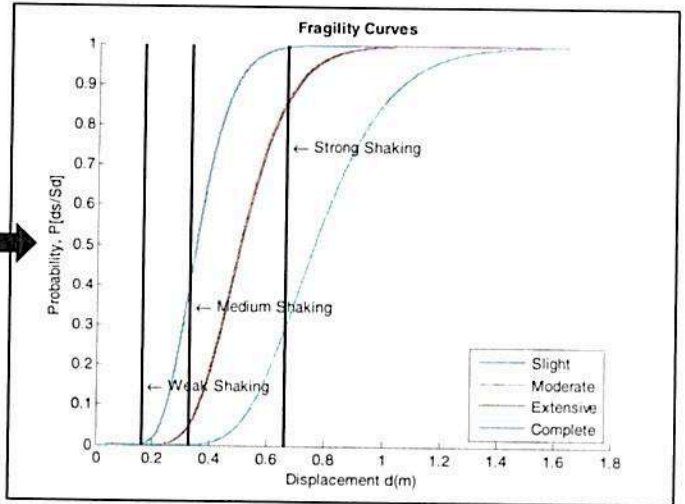


Performance Point(Bloque1), Seismic return period= 475 years (Not Reinforced)

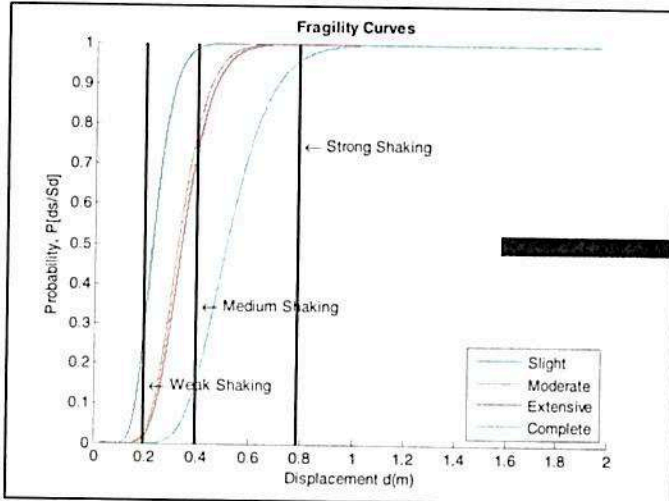
Performance Point(Bloque1), Seismic return period= 475 years (Reinforced)



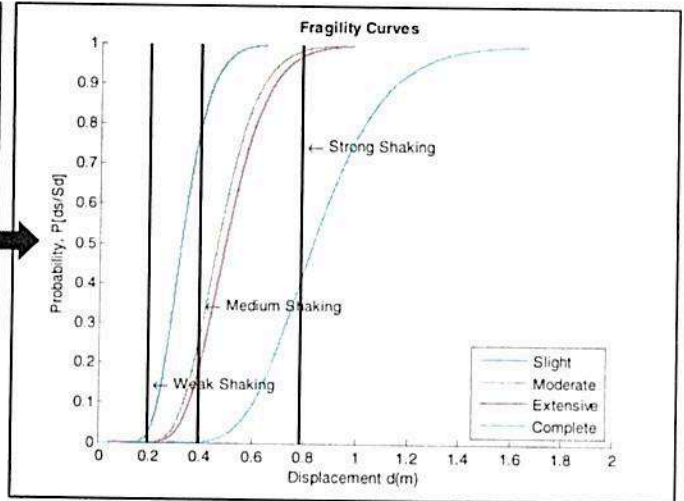
Fragility Curves of the Aranjuez Building (Bloque 1), Not Reinforced



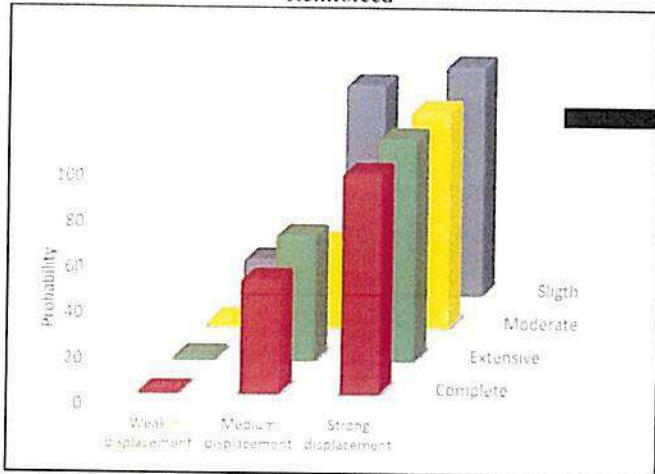
Fragility Curves of the Aranjuez Building (Bloque 1), Reinforced



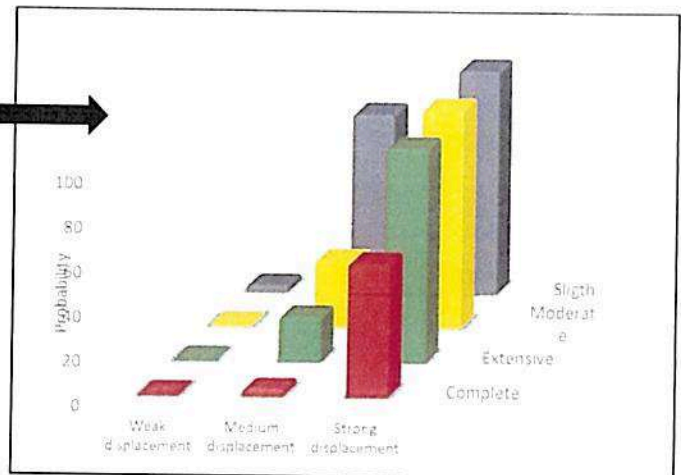
Fragility Curves of the Aranjuez Building (Bloque 2), Not Reinforced



Fragility Curves of the Aranjuez Building (Bloque 1), Reinforced



Damage - State probabilities for Weak, Medium and Strong Displacement control levels. Aranjuez Building - Bloque 1 (Average Values - Displacement Control - Not reinforced)



Damage - State probabilities for Weak, Medium and Strong Displacement control levels. Aranjuez Building - Bloque 1 (Average Values - Displacement Control - Reinforced)

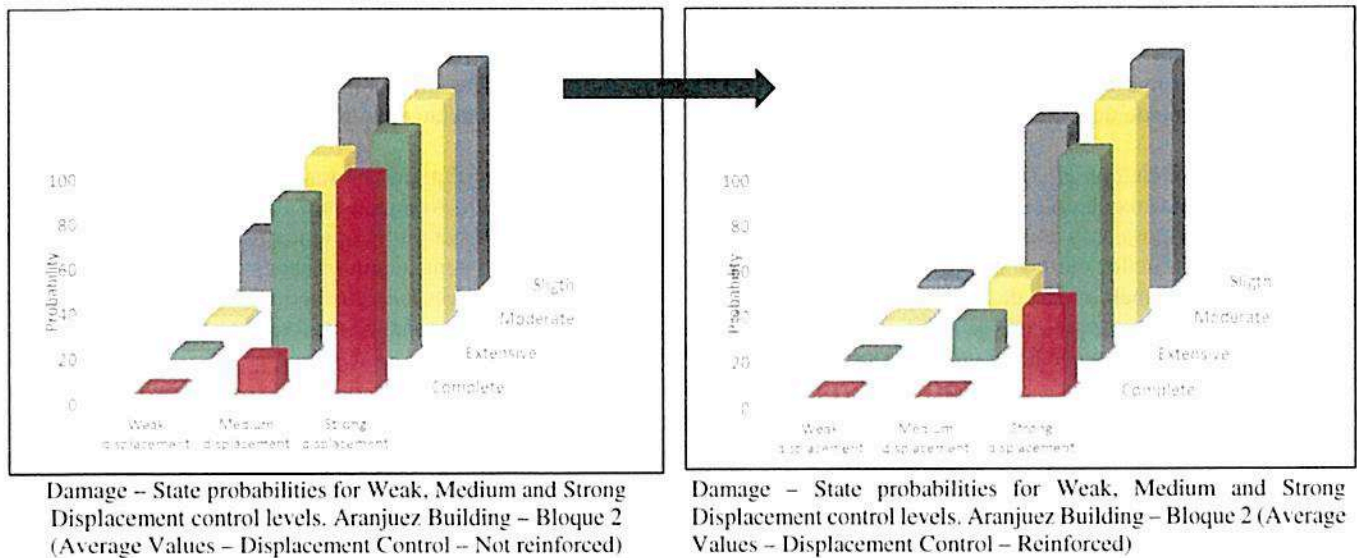


Figura 41. Fragilidad y probabilidad de daño del Edificio Aranjuez Pre Reforzamiento vs Reforzado.

7. Conclusiones y Recomendaciones.

- Después de realizar el análisis NSP (presente informe) se puede concluir que el Edificio Aranjuez en el estado actual (Bloque 1 & 2), posee un pobre desempeño sísmico inclusive frente a demandas sísmicas moderadas, razón por la cual es indispensable su reforzamiento ante sollicitaciones laterales.
- De la figura 36, se puede observar que el edificio Aranjuez (Estado Actual) frente al evento sísmico de diseño (NEC15), presenta una probabilidad de colapso superior al 90 % para ambos bloques, e inclusive el bloque uno presenta una probabilidad de colapso de alrededor del 47 % frente a un conjunto de eventos sísmicos moderados (probabilidades generadas con base en análisis de fragilidad). Esto se debe al pobre desempeño local (ductilidad y sobre resistencia) de los distintos elementos estructurales principales; ya que el diseño del Edificio Aranjuez originalmente fue realizado no considerando efectos sísmicos (diseño realizado en la década de los 90's).

No obstante la estructuración sísmica y su filosofía es conocida desde finales del siglo 19, por tal razón no se puede justificar del todo el pobre desempeño sísmico de la edificación aduciendo que en la década de los 90's no existía un cuerpo normativo de construcción ecuatoriano que aborde el tema sísmico.

- En la figura 40 se observa el punto de desempeño del modelo matemático (bloque 1 y 2) Edificio Aranjuez pre reforzamiento vs pos refuerzo. Acogiendo estrictamente NEC15, el reforzamiento propuesto garantiza la filosofía del diseño sismorresistente al existir para ambos bloques intersección entre la demanda sísmica y la capacidad de la estructura. Esto se manifiesta al observar que el desempeño estructural para el sismo de diseño en el bloque 1 se presenta alrededor de 29 cm de desplazamiento lateral mientras que para el bloque dos dicho desplazamiento es de alrededor de 24 cm; lo que representa una deriva de alrededor del 1,4 % en el caso del bloque 1 y de 1.15 % para el bloque 2, "valores no directamente endosables puesto se trata de un desplazamiento que considera comportamiento no lineal frente a una deriva inelástica de un análisis lineal". C.Celi [8].

Cabe hacer notar que en el informe 1 "Análisis Dinámico Lineal, Controlado por Derivas Inelásticas. (Edificio Aranjuez)" se calculó las derivas inelásticas para ambos bloques, en donde se observaba que el Edificio Aranjuez (estado actual) ampliamente supera la deriva inelástica máxima permitida (2 %) implementada con base científica para garantizar la filosofía del diseño sismorresistente (preservar la vida). El reforzamiento propuesto logra una reducción de hasta el 100 % del valor de la deriva original (considerando los reparos de esta comparación descritos en el párrafo anterior), mejorando el comportamiento estructural global del Edificio Aranjuez. Esto se observa puesto que existe una reducción en el desplazamiento lateral de la edificación frente al conjunto de sollicitaciones sísmicas expresado en una reducción de deriva del 3 % a un 1.4 %.



Sin embargo para el presente estudio se realizó varias modelaciones matemáticas con base en el control de análisis de fragilidad (numeral 5 del presente informe) con el fin de minimizar el desplazamiento de la estructura correspondiente no solo frente el sismo de diseño sino también a la integración de la probabilidad de alcanzar estados límites frente a un conjunto de escenarios sísmicos previamente descritos, derivando en el reforzamiento y resultados previamente enunciados.

De ello se desprende que el afinamiento matemático (“Análisis de fragilidad” imput para mejorar el sistema de reforzamiento) dio sus frutos; puesto que, se observa una clara reducción de la fragilidad del Edificio Aranjuez ante el conjunto de sollicitaciones sísmicas. En la Figura 41 y anexos se puede apreciar que el desempeño estructural post reforzamiento disminuye la probabilidad de colapso en alrededor del 60 % para el bloque 1 y de un 37 % para el bloque 2 considerando que es un análisis realizado es una estimación probabilístico de alcanzar estados límites de daño; no obstante dicho cálculo mejora las posibilidades de la estructura pues es un cálculo más refinado que aproxima de mejor manera el comportamiento sísmico de la Edificación, además de que se trata de un control adicional al dispuesto en NEC 15 [19].

- Es importante hacer notar que en el desarrollo de cantidades para el reforzamiento estructural, así como para la modelación numérica del Edificio Aranjuez, se realizó con base en la información proporcionada por el Ministerio de Cultura a través de la EPN-TECH. Dicha información se proporcionó en forma de planos digitizados as-built (Estado Actual del Edificio Aranjuez), razón por la cual la exactitud de los cálculos y reforzamiento se desprenden de la exactitud de la información proporcionada y ensayos de laboratorio ejecutados en la estructura (Informe 1).

Además no fue proporcionada información alguna sobre el tipo, profundidad, estado, armado de la cimentación existente del Edificio Aranjuez; razón por la cual previo al refuerzo estructural y cimentación auxiliar planteada en el presente informe, se deberá realizar dos perforaciones de exploración para determinar tipo, tamaño y profundidad de la cimentación actual. Con dichos datos se deberá consultar al diseñador del proceso de refuerzo sobre la pertinencia de la cimentación auxiliar propuesta, e inclusive de ser necesario replantear el diseño de la cimentación auxiliar como alcance a la actual propuesta. (La ubicación de las perforaciones de exploración se visualiza en los planos de detalle, apartado Anexos).

- Es importante hacer notar a las autoridades que aunque se lleve a cabo el proceso de reforzamiento estructural integral del edificio Aranjuez. Se deberá cambiar el uso de la edificación de Oficinas – Museo – Bodega, a exclusivamente Oficinas. Puesto que el reforzamiento del elemento diafragma rígido (Losas) debido a cargas gravitacionales permanentes no podrá garantizar al 100 por ciento el comportamiento dúctil de dicho sistema; no con esto se quiere decir que las losas sufrirán una falla frágil, pero si presentarán daños evidentes daños post evento sísmico.

Adicionalmente si por el motivo de cambio de uso de la edificación a exclusivamente oficinas, se decide cambiar los ambientes dentro de la edificación (levantamiento de nuevas paredes), dichos ambientes solo podrán ser realizados mediante divisiones con elementos verticales de bajo peso “Gypsum” o cualquier otro elemento de división liviano. Además no se podrá colocar bodegas, servidores, calefones, o cualquier otro elemento de gran peso en los pisos superiores del Edificio Aranjuez, a excepción del subsuelo 3.

- En el anexo presupuesto se encuentran las cantidades de obra, cronogramas, precios unitarios y especificaciones técnicas; sin embargo a continuación adjunto dos links (videos informativos) sobre el proceso de reforzamiento. Dejando en claro que dichos videos son un complemento a las especificaciones técnicas y planos de detalle entregados con el presente informe, y que en ningún caso los remplazan.

<https://www.youtube.com/watch?v=2ZdojHToTNo>
<https://www.youtube.com/watch?v=0bBAwx6IR10>

- Es importante hacer notar a las autoridades a cargo del Edificio Aranjuez, que el reforzamiento estructural es un proceso altamente técnico invasivo que necesitará el cierre secuencial de acceso al a edificación desde el subsuelo 3 hasta el 3 piso alto, de forma secuencial (Ver anexos presupuesto). Se debe manifestar que dando cumplimiento al contrato establecido el presupuesto contempla todos los ítems necesarios para el refuerzo del edificio Aranjuez; es decir no contempla costos cesantes por el tiempo de cierre, remodelaciones arquitectónicas, etc. Se enmarca a lo que le corresponde presupuesto de reforzamiento.



8. Bibliografía.

- [1] Celi C., Análisis Dinámico Lineal, Controlado por Derivas Inelásticas. (Edificio Aranjuez). Primer Informe.
- [2] Celi C., Pantoja C., Exposure model and vulnerability functions of residential buildings for the city of Quito – South America project (Sara Quito). Informe., Capacity Curves and Fragility Curves of residential buildings for the city of Quito.
<https://sara.openquake.org/>
https://www.researchgate.net/publication/316991616_FINAL_REPORT_CAPACITY_CURVES_AND_FRAGILITY_CURVES_OF_RESIDENTIAL_BUILDINGS_FOR_THE_CITY_OF_QUITO
- [3] Reinhorn A.M., Madan A., Valles R.E., Reichmann Y., Mander J.B. [1995] Modeling of masonry infill panels for structural analysis.
- [4] Asteris P.G., Cavaleri L., Di Trapani F., Sarhosis V. [2015] A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads.
- [5] Alomoto [2015], Resultados de ensayos experimentales de pórtico rellenos con mampostería, Centro de Investigación de la Vivienda.
- [6] Popovics, S., "A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete", *Cement and concrete research*, 3(5), 583-599, 1973
- [7] Karsan, I.D. and Jirsa, J.O. (1969). "Behavior of concrete under compressive loading", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. 12, pp. 2543-2563.
- [8] Celi C., Análisis paramétrico de la fiabilidad del modelamiento sísmico en el rango no lineal, en función del tipo de modelamiento empleado. Escuela Politécnica Nacional del Ecuador, 2014.
- [9] ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ISBN 978-0-7844-7791-5. Reston Virginia.
- [10] FEMA 356. American Society of Civil Engineers. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.D.C. 2000.
- [11] Sosa, D., "Comportamiento de la Conexión Pilote-Losa en Hormigón Estructural", Tesis de Maestría en Estructuras, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, 2014.
- [12] Sap2000, Static and Dynamic Finite Elements Analysis of Structures Advance, Computer and Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley, CA 94704, 1995.
- [13] Carlos C., y Roberto A., Fiabilidad del Modelamiento Sísmico, en el Rango No Lineal, en Función de la Longitud de las Zonas Plásticas Asumidas Para Vigas, *EPNJOURNAL*, Volumen 33, ISSN1390-0129, 2014.
- [14] FEMA 273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.D.C. 1997.
- [15] Ayala C. Almazán J. (2015). "Modelo Celosía No-Lineal para muros de albañilería armada de bloque con relleno parcial". XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica, paper N° 195.
- [16] Aguiar R., Análisis Sísmico por Desempeño, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Quito, 2003.
- [17] ATC 40. Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission, Volume 1, Report No SSC 96 -01, California, 1996
- [18] Hazus – MH 2.1. Advance Engineering Building Module (AEBM), Washington.D.C. 2001.
- [19] NEC-15, Norma Ecuatoriana de la construcción, Editorial Dirección de comunicación Social MIDUVI, 2014.ISBN:000000.
- [20] Barbat A., Pujades, L., Lantada, N., Moreno, R. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using a capacity spectrum based method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (10-11), pp. 851-865, Corrigendum 2010, 30, p. 767.
- [21] Freeman S.A., Nicoletti J.P., y Tyrell J. V., "Evaluation of existing buildings for seismic risk –A case study of Puget Sound Naval Shipyard", Bremerton, Washington, *Proceedings of the 6 U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle 1975.

[Responsable Técnico

MSc. Ing. Carlos Andrés Celi Sánchez.



9. LISTADO DE ANEXOS.

- ANEXO 1: Informe I “ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL, CONTROLADO POR DERIVAS INELÁSTICAS”
Contiene:
- Informe Estructural & Anexos propios.
 - Estudio de Suelos & Anexos propios.
 - Informe de Laboratorio & Anexos propios.
- ANEXO 2: Resultados Análisis No lineal, Resultados modelos matemáticos de elementos estructurales reforzados, Resultados comportamiento global Estructura reforzada, Resultados Análisis Fragilidad pre y post reforzamiento, Resultados de análisis probabilístico de alcázar estados límites de daño.
- ANEXO 3: Planos de detalle (Reforzamiento estructural).
- ANEXO 4: “PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA”
Contiene:
- Informe Presupuestal.
 - Presupuesto General.
 - Precios Unitarios.
 - Especificaciones Técnicas.
 - Cronogramas.