



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

**Diseño sísmico basado en
prestaciones de edificios
industriales en base a daños y
coste de no operación**

Trabajo realizado por:

Fabián Alberto Flores González

Dirigido por:

Jesús Miguel Bairán García

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, 10 de mayo de 2019

Departamento de Ingeniería Civil

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada, quiero agradecerles a mis padres Vicente y Gloria, que con su ejemplo trabajo y dedicación, hicieron posible mi estancia en el extranjero para realización de esta maestría. De igual manera, a mis hermanos Diego, Cristian y Adriana, por el apoyo brindado, durante todo el tiempo que he estado lejos de casa.

Un agradecimiento especial a mi tutor, Jesús Miguel Bairan, por su acompañamiento, apoyo y guía en el desarrollo de este TFM.

A mi prima Yaneth y su familia por la acogida que me ha brindado desde mi llegada y por abrirme las puertas de su hogar, que Dios los bendiga siempre.

Por último, un agradecimiento a mis compañeros Thuesmita y David, por la compañía y amistad brinda durante toda mi estancia en Barcelona.

RESUMEN

El presente trabajo final de máster muestra el comportamiento estructural de una nave industrial frente a un evento sísmico, la cual tiene unas medidas de 5 metros de altura y una superficie de 17 m de ancho por 21 m de largo, modelada mediante elementos prefabricados de hormigón. Sus vigas están configuradas por sección tipo L de 0,45 m de ancho y 0,70 m de canto, y estas se encuentran simplemente apoyadas sobre las ménsulas de las columnas, que tiene una sección cuadrada de 0,60 m para evitar así la transmisión de momentos entre vigas y columnas. La cubierta se encuentra modelada mediante paneles prefabricados de hormigón, en sección "doble T" de 2,40 m de ancho por 0,70 de alto. Se usa un espectro elástico de diseño, con periodo de retorno de 475 años, y sus parámetros de aceleración de suelo están configurados de acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción.

Con la ayuda del programa de cálculo estructural SAP2000 se realiza un análisis modal espectral, con la finalidad de obtener las sollicitaciones últimas de diseño para tres coeficientes de comportamiento sísmico $R=1$; $R=1,5$; y $R=2,5$; manteniendo las dimensiones de las secciones y aumentando únicamente el nivel de armado de refuerzo. Una vez realizado estos diseños, se procedió a obtener las curvas de capacidad de la estructura, usando el mismo programa mediante un análisis estático no lineal (PushOver), y así obtener tres curvas de capacidad. Posteriormente se relaciona los resultados de cada curva de capacidad con el espectro elástico de diseño, para obtener el punto de rendimiento y sus desplazamientos objetivos.

La valoración de daño se realiza en base a la demanda de deformación plástica local de los elementos estructurales. Los procedimientos para las reparaciones se los realiza de acuerdo con los parámetros establecidos según FEMA-306. Para la cuantificación de las reparaciones en términos monetarios según su nivel de daño se utilizó el banco de precios del ITeC y del CYPE. Finalmente se procede a optimizar el coeficiente de comportamiento sísmico en base a los costes iniciales de construcción y a los costes esperados por daño acumulado.

En base a los resultados obtenidos, se demuestra la influencia que tiene el coste por no operación de la planta industrial, en la optimización del coeficiente de comportamiento "R". Donde, se observa que, si se toman en cuenta estos costes, el coeficiente tiende a ser de 1, y mientras que, a estos costes, no se los incluyan, el "R" será de 1,5.

ABSTRACT

The present final master's degree project shows the structural behavior of an industrial building in front of a seismic event, which measures 5 meters high and has a surface area of 17 m wide and 21 m long, modeled by prefabricated concrete elements.

Its beams are configured by L type section of 0.45 m wide and 0.70 m of edge, and these are simply supported on the corbels of the columns, which has a square section of 0.60 m to avoid the transmission of moments between beams and columns. The roof is modeled by prefabricated concrete panels, in "double T" section of 2.40 m wide by 0.70 high. A design elastic spectrum is used, with a return period of 475 years, and its ground acceleration parameters are configured according to the Ecuadorian construction norm.

With the help of the SAP2000 structural calculation program, a spectral modal analysis is carried out, in order to obtain the last design stresses for three coefficients of seismic behavior $R = 1$; $R = 1.5$; and $R = 2.5$; maintaining the dimensions of the sections and increasing only the steel reinforcement level. Once these designs were made, we proceeded to obtain the capacity curves of the structure, using the same program through a nonlinear static analysis (PushOver), and thus obtain three capacity curves. Subsequently, the results of each capacity curve are related to the elastic design spectrum, to obtain the point of performance and its objective displacements.

The damage assessment is made based on the demand for local plastic deformation of the structural elements. The procedures for repairs are carried out in accordance with the parameters established in accordance with FEMA-306. For the quantification of reparations in monetary terms according to their level of damage, the price bank of ITeC and CYPE were used. Finally, the coefficient of seismic behavior is optimized based on the initial construction costs and the expected costs for accumulated damage.

Based on the results obtained, the influence of the cost due to non-operation of the industrial plant is demonstrated in the optimization of the behavior coefficient "R". Where, it is observed that, if these costs are considered, the coefficient tends to be 1, and while, at these costs, they are not included, the "R" will be 1.5.

Contenido

AGRADECIMIENTOS.....	1
RESUMEN.....	2
ABSTRACT.....	3
ÍNDICE DE FIGURAS	6
ÍNDICE DE TABLAS	7
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	8
1.1. Motivación.....	8
1.2. Objetivos.....	10
1.2.1. Objetivo general.....	10
1.2.2. Objetivos específicos.....	10
1.3. Metodología	10
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	11
2.1. Propiedades mecánicas y su respuesta estructural	11
2.1.1. Ductilidad del material.....	11
2.1.2. Ductilidad de sección y de estructuras.....	12
2.1.3. Resistencia o capacidad estructural	14
2.2. Tipos de análisis sísmicos.....	14
2.2.1. Análisis estático lineal.....	15
2.2.2. Análisis dinámico lineal	15
2.2.3. Análisis estático no lineal	15
2.2.4. Análisis dinámico no lineal.....	17
2.3. Comportamiento dinámico de estructuras.....	17
2.3.1. Sistema de un grado de libertad.....	17
2.3.2. Sistema de varios grados de libertad.....	19
2.3.3. Espectros de respuesta.....	19
2.3.4. Curvas de capacidad.....	20
2.4. Índices de daño.....	21
2.4.1. Daño sísmico	21
2.4.2. Elementos propensos a daño	22
2.4.3. Representación del daño	24
2.4.4. Índice de Park y Ang	25
2.5. Ingeniería sísmica basada en prestaciones	26
2.5.1. Nivel de desempeño	28
2.6. Evaluación del desempeño sísmico	29

2.6.1.	Método N2 – Euro código 8	29
2.6.2.	Curva de fragilidad	31
2.7.	Tipología estructural: Elementos prefabricados de hormigón	31
2.7.1.	Procesos de construcción a base de componentes	32
2.7.2.	Aplicaciones del hormigón prefabricado.....	32
2.7.3.	Elementos estructurales.....	34
2.7.4.	Conexiones de elementos prefabricados.....	35
CAPÍTULO 3: CASO DE ESTUDIO.....		36
3.1.	Antecedentes.....	36
3.2.	Definición del modelo estructural	37
3.2.1.	Definición de la Acción Sísmica	38
3.2.2.	Análisis y diseño de elementos estructurales.....	39
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....		42
4.1.	Diagrama de momento curvatura Bilineal/Cuatrilíneal	42
4.2.	Curvas de capacidad (Pushover) de la Nave industrial	44
4.3.	Punto de desempeño y desplazamiento objetivos.....	45
4.4.	Nivel de daño y reparaciones	49
4.4.1.	Operaciones previas a la reparación.....	52
4.4.2.	Reparaciones según el nivel de daño.....	54
4.4.3.	Reparaciones por daño de instalaciones.	55
4.4.4.	Cuantificación del costo de acuerdo al nivel de daño.....	57
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS		58
5.1.	Coste de reparación y coste de construcción inicial.	58
5.2.	Determinación del coste de reparación esperado	59
5.3.	Optimización del coeficiente de comportamiento.....	63
5.3.1.	Escenario 1: Inclusión de costes por inoperatividad	63
5.3.2.	Escenario 2: sin incluir los costes por inoperatividad	64
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		65
BIBLIOGRAFÍA		67
ANEJO A		70
ANEJO B.....		76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura. 1 Diagrama tensión-deformación típico del acero.(Barbat, 2007)	11
Figura. 2 Diagrama tensión-deformación del hormigón no armado y hormigón armado-confinado. (Barbat, 2007).....	12
Figura. 3. Curvatura de una sección de hormigón simplemente armada. (Barbat, 2007)	13
Figura. 4. a) Curva de capacidad típica de un edificio de hormigón armado y b) cortante en la base y desplome de edificio. (Barbat, 2007)	14
Figura. 5. Pushover convencional (a) vs Pushover adaptativo (b).(Álvarez & Germán, 2012)	17
Figura. 6. Estructura idealizada SDOF. («Structural Dynamics of Linear Elastic Single- Degree-of-Freedom (SDOF) Systems», s. f.)	18
Figura. 7. Diseño de espectro de respuesta según (ASCE 7-10, 2010).....	20
Figura. 8. Espectro de capacidad-demanda.(Sejal, Vasanwala, & Desai, 2011).....	21
Figura. 9. Daños típicos a causa de terremotos. (FEMA 306, 2000).....	23
Figura. 10. Diagrama conceptual del marco conceptual de la "ingeniería basada en el desempeño". (Díaz & León, 2003)	27
Figura. 11 Estructura y espectro elástico.....	30
Figura. 12. Estructura portante cruzada mediante grandes paneles de hormigón.(Salas, 2008)	31
Figura. 13. Ejemplos de aplicaciones de prefabricados de hormigón.(Martin et al., 2004)	34
Figura. 14. Productos prefabricados comunes.(Martin et al., 2004)	34
Figura. 15. Distribución en planta de equipos y maquinaria de nave industrial.....	36
Figura. 16. Vista 3D esquemática de la Nave Industrial.	37
Figura. 17. Vista en alzado de la Nave Industrial.....	37
Figura. 18. Vista en planta de la Nave Industrial.	37
Figura. 19. Distribución de paneles doble tee para cubierta.	38
Figura. 20. Espectro Elástico normativo según NEC-SE-DS	39
Figura. 21. Momentos generados por acción del sismo sobre las columnas con R=2.5	40
Figura. 22. Captura del cuadro de ingreso de datos iniciales.	42
Figura. 23. Momento Curvatura Bilineal de Columna con R=1	43
Figura. 24. Momento Curvatura Bilineal de Columna con R=1.5	43
Figura. 25. Momento Curvatura Bilineal de Columna con R=2.5	44
Figura. 26. Curva de capacidad de la estructura para diferentes niveles de diseño.....	45
Figura. 27. Punto de desempeño para la R=1 y TR=475 años.....	46
Figura. 28. Punto de desempeño mostrado para R=2.5 y TR=475 años.	47
Figura. 29. Punto de desempeño Mostrado para R=1.5 y TR=475 años.....	47
Figura. 30. Formación de rotulas plásticas para R=1.5 y TR=475.....	48
Figura. 31. Rotación Plástica para R=1.5 y TR=475	48
Figura. 32. Niveles de daño para estructuras con alta y modera ductilidad según (FEMA 306, 2000).....	50
Figura. 33. Esquema de proyección de material abrasivo.(CYPE, 2019)	52
Figura. 34. Pistola de chorro de agua y material abrasivo.(CYPE, 2019).....	53

Figura. 35. Proyección en seco de chorro de partículas de material abrasivo.(CYPE, 2019)	53
Figura. 36. Comparación de los desplazamientos objetivos vs desplazamiento máximo de instalaciones.....	56
Figura. 37. Costes de reparaciones de cada nivel de daño y para cada TR.....	58
Figura. 38. Probabilidad de ocurrencia definido para cada periodo de retorno.	59
Figura. 39. Histograma de Probabilidad de daño acumulado.....	59
Figura. 40. Factor de probabilidad de daño acumulado para el coste esperado.....	60
Figura. 41. Costes de no operación por cada día de inoperatividad.....	60
Figura. 42. Costes de reparación para cada periodo de retorno según el nivel de coeficiente de comportamiento "R"	61
Figura. 43. Costes esperados en función al daño acumulado.	62
Figura. 44. Coeficiente óptimo de comportamiento, escenario 1.....	63
Figura. 45. Coeficiente óptimo de comportamiento, escenario 2.....	64

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ejemplos de componentes no estructurales y contenidos de estructuras.(Díaz & León, 2003).....	22
Tabla 2. Rangos de índice de daño de Park y Ang para diferentes estados de daño.(Moreno González, 2006).....	25
Tabla 3. Estados de daño y niveles de desempeño.(Safina Melone, 2003)	28
Tabla 4. Esfuerzos últimos generados sobre columnas.....	40
Tabla 5. Diseño de armado para columnas.....	40
Tabla 6. Diseño de armado para Vigas.....	41
Tabla 7. Desplazamientos objetivos según el riesgo sísmico y su coeficiente de comportamiento.	46
Tabla 8. Giros plásticos en las rotulas para cada Periodo de retorno.	49
Tabla 9. Giros plásticos para el nivel de armado con R=1	51
Tabla 10. Giros plásticos para el nivel de armado con R=1.5.....	51
Tabla 11. Giros plásticos para el nivel de armado con R=2.5.....	51
Tabla 12. Resumen de daños de acuerdo a cada evento sísmico.....	51
Tabla 13. Reparaciones según el nivel de daño.(FEMA 306, 2000).....	54
Tabla 14. Costos Unitarios de las reparaciones.	57
Tabla 15. Costes de reparación y de construcción	58
Tabla 16. Costes de no operación en base al tiempo de reparación.	61
Tabla 17. Costes esperados en función al daño acumulado.	62
Tabla 18. Costes iniciales y de reparaciones según el coeficiente de comportamiento. E1	64
Tabla 19. Costes iniciales y de reparaciones según el coeficiente de comportamiento. .64	64

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Los terremotos son un evento natural catastrófico teniendo en cuenta los efectos formados por estos a todo nivel, generando pérdidas humanas y económicas que son devastadoras para un país. Por ende, es de vital importancia para la ingeniería sísmica tratar de mitigar o minimizar los daños que estos puedan ocasionar en las infraestructuras, edificaciones, hospitales, puentes y carreteras, para contrarlar la conmoción social y generar una mejor seguridad precautelando el principio de salvaguardar vidas. Estos tipos de eventos han llevado a realizar una serie de estudios para obtener una mejor resistencia de las nuevas infraestructuras a los terremotos. Los mismos que son normados en los códigos técnicos de la construcción de cada país como por ejemplo el “Eurocódigo 8” o la ASCE - 41 y demás normativas, que sirven de referencia para otros tipos de normativas locales, así mismo estableciendo recomendaciones de diseños en base a experiencias estudiadas. Cabe señalar que cada país establece en sus normas y códigos, el tipo de análisis a realizar dependiendo de la estructura y en función al riesgo sísmico en el cual se vaya a construir, ya que cada zona o lugar tiene un mayor o menor nivel de riesgo sísmico. En el caso particular del Ecuador este tipo de análisis se encuentra establecido para estructuras de edificación en las normas NEC-SE-DS (cargas y diseño sísmico) y NEC-SE-RE (rehabilitación sísmica de estructuras).

Una forma de reducir los efectos generados por los sismos en las estructuras para la ingeniería sísmica, es desarrollar metodologías como lo es el diseño basado en prestaciones, este tipo de diseño nos permite limitar el riesgo sísmico en edificaciones a niveles socio-económicos aceptables o moderados. Todo esto ha venido mejorando en los últimos años por la razón que muchas otras ramas de la ingeniería y ciencias, se han venido involucrando en el estudio de la ingeniería sísmica, convirtiéndola en una materia de estudio interdisciplinaria.

En la actualidad muchos de los análisis sismo-resistentes tiene como enfoque principal el desarrollo de edificaciones a nivel residencial o social, que tengan la capacidad de resistir terremotos con bajos niveles de daño, por la importancia que conlleva el salvaguardar las vidas humanas. Pero si bien el principal objetivo es evitar el colapso de las estructuras no es el único parámetro de diseño, sino también el controlar el nivel de daño que puedan sufrir las partes de un sistema estructural, ahorrando y optimizando así los costos de fabricación, construcción y reparación que puedan tener estas antes durante y después de terremoto.

Para realizar un análisis estructural estático o dinámico de un edificio, es necesario recopilar toda la información correspondiente a forma tamaño y dimensiones en planta, en alzado y de las secciones, que conforman la estructura, así mismo debemos conocer las características de los materiales que se usaran para su construcción. Para determinar su comportamiento es necesario conocer la acción sísmica (fuerzas laterales equivalentes, espectro de respuesta, acelerogramas reales o artificiales) donde será sometida la edificación. Toda esa información más el uso programa informático de análisis lineal y no lineal se puede tener una buena predicción del comportamiento estructural de la edificación.

Para el presente trabajo que se muestra a continuación, se ha realizado un estudio de una nave de una fábrica de procesamiento y envasado de atunes, ubicado en la ciudad de Manta, provincia de Portoviejo, Ecuador. Para el análisis de la nave se plantea una nueva configuración estructural a la que existe actualmente, pasando de una estructura de acero a una de prefabricados de hormigón, con el fin de realizar un estudio estático no lineal conocido como Pushover, ya que este tipo de análisis nos permite relacionar el daño con la capacidad estructural del edificio, además que ese tipo de estudio nos permite establecer los niveles de daño del sistema estructural gracias a las formulaciones que se han desarrollado a lo largo del tiempo.

Se estudiara el nivel de daño sufrido por la estructura no solo de una manera global sino de manera local donde se generaran las rotulas plásticas, tener definido esto es primordial para poder cuantificar el daño que sufra un elemento estructural y poder predecir su posible costo de reparación (si es pertinente) además, de todos los posibles desplazamientos máximos que sufra la estructura durante el evento sísmico a la que será sometida y conocer que tan grave o no sería su influencia en posibles costos por no operación de la fábrica.

Se selecciono la parte más crítica e importante de la fábrica para el estudio por la razón que si esta sección se detiene, toda la producción se paraliza conllevando grandes pérdidas económicas de dinero y tiempo de reparaciones, y no menos importante posibles pérdidas humanas. Se contempla una distribución estructural de vigas simplemente apoyadas sobre las ménsulas de las columnas las mismas que no transmitirán momento a la columna, y una cubierta con vigas doble "T" prefabricadas que serán apoyadas en las vigas principales, la combinación de cargas se realizó de acuerdo a la normativa ecuatoriana de la construcción al igual que la función de espectro sísmico ingresado para los cálculos en el software. Se modelará toda esta estructura en el programa informático SAP2000 mismo que nos servirá para realizar el posterior análisis estático no lineal "PUSHOVER", de donde se obtendrá las curvas de capacidad.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Plantear un diseño sísmico basado en prestaciones para edificios industriales en base a daños y costes no operación.

1.2.2. Objetivos específicos

- Plantear una solución estructural alternativa a la existente en base a prefabricados de hormigón para el caso de estudio.
- Cuantificar el daño estructural frente a diferentes escenarios sísmicos.
- Realizar un análisis estático no lineal (Pushover) de la estructura propuesta
- Cuantificar el coste de reparación estructural, en base a la demanda de plastificación local.
- Valorar las estrategias y costes de reparación.
- Optimizar la estrategia de diseño sísmico para la estructura estudiada, considerando los costes de no operación de la planta industrial.

1.3. Metodología

Para el desarrollo del presente trabajo y con el fin de cumplir con los objetivos planteados se establece el siguiente procedimiento: 1) Definir y seleccionar la parte más crítica de la fábrica para el análisis. 2) Identificar y conocer los desplazamientos máximos de las instalaciones críticas de la nave industrial. 3) Realizar un análisis modal espectral de la estructura mediante el programa SAP2000 para conocer los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura. 4) Variación del factor de comportamiento "R" con los valores que permite la normativa para obtener esfuerzos resultantes distintos al punto tres. 4) Realizar el dimensionado de la armadura de acuerdo a cada coeficiente de comportamiento. 5) Realizar el diagrama de momento curvatura para cada tipo de armado de la estructura. 6) Ingresar y asignar las rotulas plásticas de acuerdo a los resultados del apartado anterior. 7) Efectuar un análisis de estático no lineal de Pushover de cada tipo de armado. 8) cuantificar los daños en la estructura y sus posibles reparaciones. 6) obtener un factor de reducción de espectro sísmico "R" optimo según los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. Propiedades mecánicas y su respuesta estructural

La ductilidad es la capacidad que tiene las estructuras, sus componentes o los materiales que los constituyen, de deformarse más allá del límite elástico sin pérdida de resistencia de acumular energía durante los ciclos de carga (histéresis). Por lo contrario, a esta definición se tiene la de fragilidad, que implica una pérdida súbita y completa de la resistencia de una sección, elemento o estructura en momento en el que se produce un incremento de desplazamientos. (Barbat, 2007)

2.1.1. Ductilidad del material

Para comprender de mejor manera la capacidad dúctil del hormigón armado como material compuesto es necesario examinar las características de sus componentes: acero y hormigón.

Material Acero.

El acero es un material dúctil como puede observarse en la Figura. 1, en la que se representa en diagrama tensión deformación típico. La principal característica del acero es su capacidad de deformarse plásticamente sin que disminuya su resistencia antes de alcanzar la rotura. (Barbat, 2007)

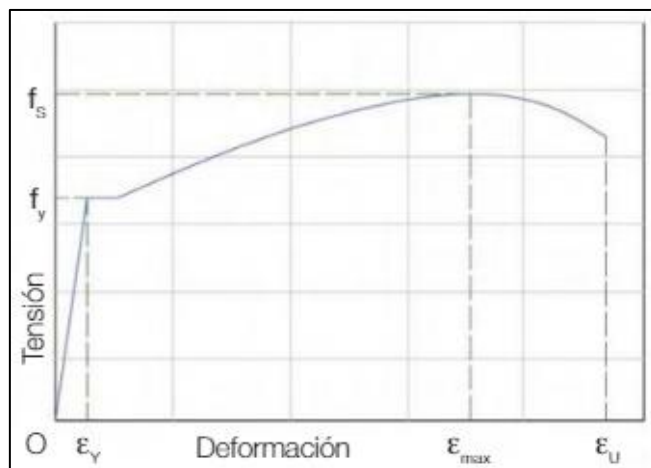


Figura. 1 Diagrama tensión-deformación típico del acero. (Barbat, 2007)

Si se conocen los valores de plastificación ϵ_y en una dirección dada y de la deformación última, ϵ_u , en esa dirección, se puede definir la ductilidad del material, μ_{ϵ} , como:

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (1)$$

Material hormigón

El comportamiento del hormigón es el de un material frágil. Su ductilidad depende fuertemente del tipo y grado de confinamiento que tenga, sea este suministrado por otros elementos estructurales o no estructurales como cerramientos o, simplemente por la presencia en el elemento estructural del acero armado, tanto longitudinal como transversal (Barbat, 2007). La Figura. 2, muestra la diferencia entre los diagramas tensión-deformación del hormigón con y sin confinación.

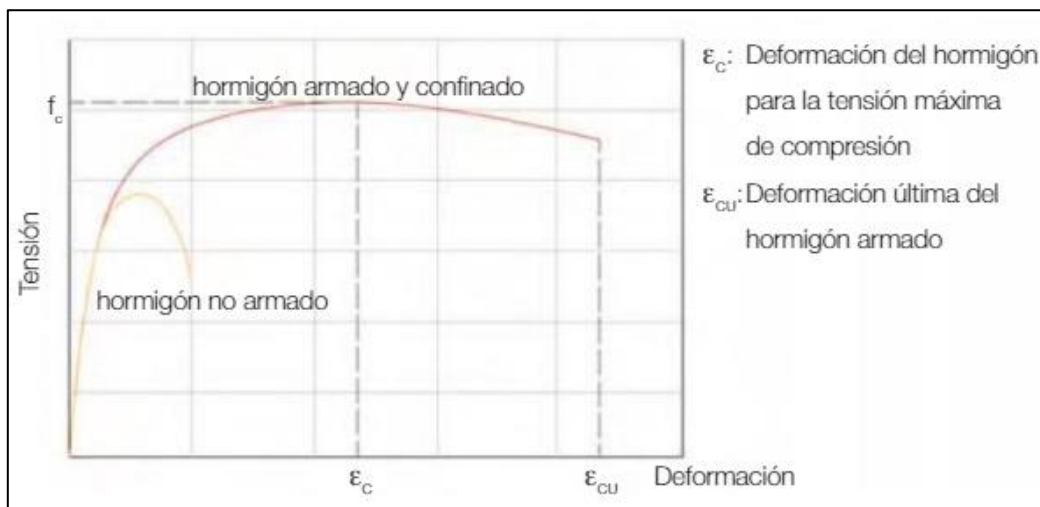


Figura. 2. Diagrama tensión-deformación del hormigón no armado y hormigón armado-confinado. (Barbat, 2007)

2.1.2. Ductilidad de sección y de estructuras

La ductilidad de estructural, μ , se determina como la relación del desplazamiento último, Δ_u , de un punto predeterminado, usualmente en el nivel más elevado del edificio, y desplome de plastificación idealizado de la estructura, Δ_y , que se define como el desplome para el que aparece la primera rótula plástica. (Barbat, 2007)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

Se denomina desplome plástico a la diferencia entre el desplome de plastificación, Δ_y , y el de fallo de la estructura Δ_u

$$\Delta_{Plástico} = \Delta_u - \Delta_y \quad (3)$$

La ductilidad de una sección del elemento se calcula como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (4)$$

Donde ϕ_u representa deducir la forma de calcular ambos términos de la ductilidad de la sección y ϕ_y la curvatura correspondiente a la plastificación del acero de la armadura.

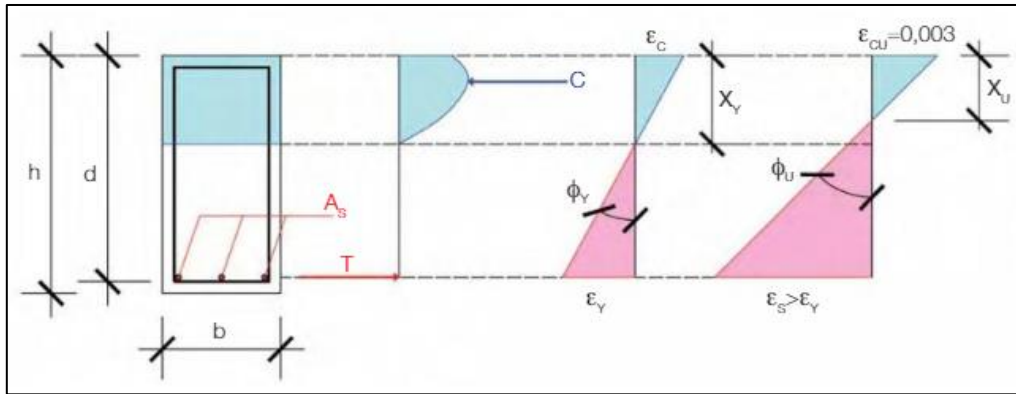


Figura. 3. Curvatura de una sección de hormigón simplemente armada. (Barbat, 2007)

De la Figura. 3 de (Barbat, 2007) podremos deducir la forma de calcular la ductilidad de la sección. Se observa de esta figura que C es la fuerza de compresión en el hormigón y T es la fuerza de tracción en la armadura inferior. La curvatura de plastificación viene dada por:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - X_y)} \quad (5)$$

Donde ϵ_y es la deformación de plastificación del acero, “d” es la distancia entre la fibra mas comprimida y el centro de gravedad de la armadura de tracción, y X_y es la profundidad de la fibra neutra. Si el fallo de la sección se produce por el aplastamiento del hormigón, la curvatura última se calcula como:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{X_u} \quad (6)$$

Donde ϵ_{cu} es la deformación última del hormigón y X_u es la profundidad de la fibra neutra después del fallo de la sección por aplastamiento de la fibra más comprimida del hormigón.

2.1.3. Resistencia o capacidad estructural

Al estudiar la respuesta inelástica de los edificios es especialmente ilustrativa la denominada curva de capacidad que se muestra en la Figura. 4 (a), dicha fuerza se obtiene a partir del análisis no lineal de la estructura de la Figura. 4 (b), sometida a fuerzas estáticas horizontales, denominado en inglés *pushover análisis*.

La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias a axil, momento y cortante son empleados para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica.

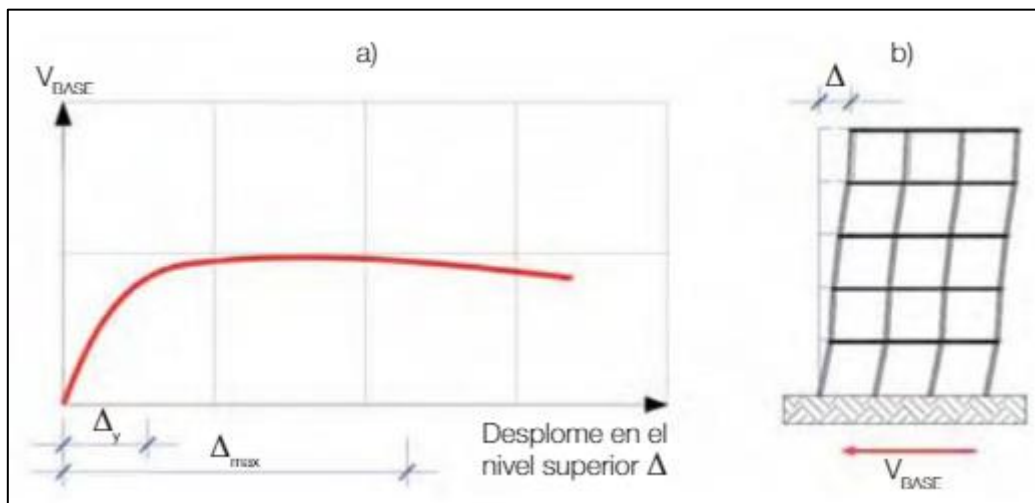


Figura. 4. a) Curva de capacidad típica de un edificio de hormigón armado y b) cortante en la base y desplome de edificio. (Barbat, 2007)

2.2. Tipos de análisis sísmicos

Los procedimientos establecidos por lo general las normativas o códigos sismorresistentes se basan en la hipótesis del comportamiento elástico de las estructuras, aunque también abordan un análisis de estático y dinámico, como lo son el análisis de fuerza lateral equivalente, el análisis de espectro de respuesta, análisis modal y el análisis elástico de historias en el tiempo. Las normativas sísmicas contienen un factor de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico, para así tener en cuenta la incursión de la estructura en rangos no lineales, mismo que depende del tipo de estructura y su regularidad tanto en planta como en alzado.

2.2.1. Análisis estático lineal

La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad con una rigidez lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objeto de producir los mismo esfuerzos y deformaciones que el terreno que está representada. (Moreno González, 2006)

2.2.2. Análisis dinámico lineal

La acción sísmica es modelada usando un análisis modal o bien un análisis de historias en el tiempo (time-history). La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La fuerza es distribuida en la altura del edificio basado en el primer modo de pandeo de la estructura, y los desplazamientos y fuerzas internos son calculados usando un análisis elástico lineal. (Moreno González, 2006)

2.2.3. Análisis estático no lineal

Considera la respuesta no lineal de los materiales, para estimar la capacidad de resistencia de una estructura más allá de su límite elástico (es decir, estado límite) hasta su resistencia máxima en el rango post-elástico. En el proceso, el método también predice áreas débiles potenciales en la estructura, al realizar un seguimiento de la secuencia de daños de todos y cada uno de los miembros de la estructura. (Rahul Leslie, 2012)

En este análisis, las funciones de fuerzas, expresadas tanto en términos de fuerzas horizontales o desplazamientos que son distribuidas a lo largo de toda la estructura como una forma de simular las fuerzas de inercia o sus efectos. Las funciones de fuerzas son incrementadas en intensidad y el análisis pushover termina con la última capacidad correspondiente a estado límite o estado de prevención de colapso. Existen dos formas de aplicar este patrón de fuerzas según se mantenga constante a través del análisis conocido como *pushover convencional* o si esta función de fuerzas cambia según el modo de vibración de la estructura el cual se lo conoce como *pushover adaptativo*. (Jiménez & José, 2014)

Análisis pushover convencional

La estructura es afectada por cargas gravitatorias constantes y fuerzas laterales o desplazamientos que son incrementados monótonamente y se mantienen constantes. Debido a que la estructura representa los efectos de no linealidad geométrica y la no linealidad de material. (Jiménez & José, 2014)

Este tipo de análisis emplea comúnmente una solución iterativa-incremental de las ecuaciones de equilibrio. Para cargas incrementales pequeñas, el comportamiento puede ser asumido lineal y el equilibrio se puede expresar en la forma:

$$K * \Delta X = \Delta F \quad (7)$$

Y puede ser rescrita de la siguiente manera:

$$K_t \Delta X + R_t = \Delta F \quad (8)$$

Donde:

- K_t es la rigidez tangente para el incremento de carga.
- ΔX es el incremento de desplazamientos.
- R_t son las fuerzas de restitución al comienzo del incremento de carga
- F las fuerzas aplicadas.

Análisis pushover adaptativo

Es un método por el cual los posibles cambios de distribución de fuerzas de inercia pueden tomarse en cuenta durante un análisis estático. De esa manera, responde al principal inconveniente del pushover convencional, donde una constante de función de fuerza tiene que ser usada. (Jiménez & José, 2014)

En el “pushover” adaptativo, el patrón de carga aplicado en el primer paso es independiente de la respuesta, debido a que éste cambia luego del primer paso en función del primer modo de vibración, su masa modal efectiva y frecuencia equivalente de la estructura (Álvarez & Germán, 2012). Posteriormente, el patrón de carga aplicada varía con la siguiente ecuación:

$$[K_t]\{\psi\} = \{g\} \quad (9)$$

Donde:

- $\{\psi\}$ es el desplazamiento durante el pasado incremento del patrón de cargas $\{g\}$
- $[K_t]$ es la matriz de rigidez tangente.

En la Figura. 5, se puede observar un ejemplo de un pushover convencional (a) vs el pushover adaptativo (b) para una misma estructura donde se muestra la

diferencia en los valores tanto en desplazamiento como en la fuerza mostrados a una misma escala. Donde la fuerza constante y el desplazamiento son menores para el pushover adaptativo que para el pushover convencional.

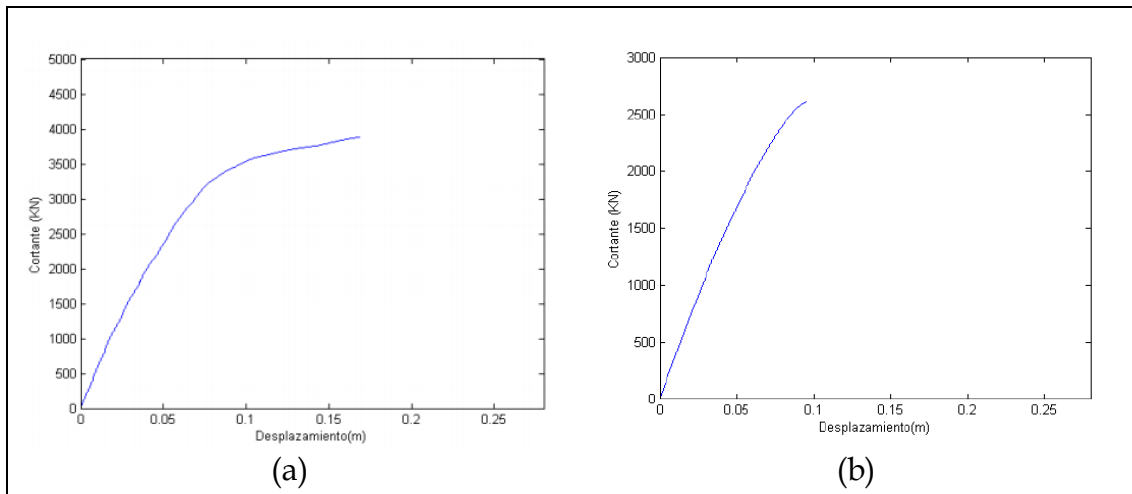


Figura. 5. *Pushover convencional (a) vs Pushover adaptativo (b).* (Álvarez & Germán, 2012)

2.2.4. Análisis dinámico no lineal

En este método la estructura es modelada similar al dinámico lineal, con la diferencia de agregar directamente la respuesta inelástica del material. La diferencia es que el sismo de entrada, solo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Siendo la técnica de análisis más sofisticada que existe. (Moreno González, 2006)

2.3. Comportamiento dinámico de estructuras

2.3.1. Sistema de un grado de libertad

El número mínimo de coordenadas requeridas para determinar completamente las posiciones de todas las partes de un sistema en cualquier momento del tiempo define el grado de libertad del sistema. Un sistema de un solo grado de libertad (*SDOF: single-degree-of-freedom*) requiere solo una coordenada para describir su posición en cualquier momento del tiempo. (Maia & Montalvão e Silva, 1997)

La idealización mostrada en la Figura. 6, asume que toda la masa de la estructura se puede agrupar en un solo punto y que toda la deformación en la estructura ocurre en las columnas asumiendo una viga rígida. Represente la amortiguación como un simple “dashpot” viscoso común, ya que permite un análisis dinámico

lineal. Otros tipos de modelos de amortiguación (por ejemplo, amortiguación por fricción) son más realistas, pero requieren análisis no lineales. («Structural Dynamics of Linear Elastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) Systems», s. f.)

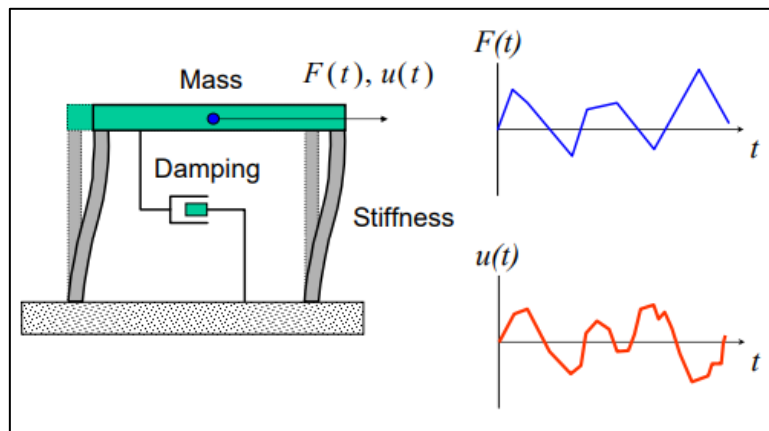


Figura. 6. Estructura idealizada SDOF. («Structural Dynamics of Linear Elastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) Systems», s. f.)

La ecuación dinámica de equilibrio se escribe como:

$$m(\ddot{u}) + c(\dot{u}) + ku = -m(\ddot{x}_0) \quad (10)$$

Donde:

- m representa la masa, es decir el peso dividido por la aceleración de la gravedad
- \ddot{u} , \dot{u} , u , son vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos al movimiento del terreno.
- c es la cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente.
- k representa la rigidez de las columnas
- \ddot{x}_0 es la aceleración del terreno registrada durante un terremoto.

La frecuencia angular (w) propia de este sistema viene dada como:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{rad/seg}) \quad (11)$$

2.3.2. Sistema de varios grados de libertad

La expresión de equilibrio para un sistema de varios grados de libertad (MDOF: múltiple-degree-of-freedom) parte de una modificación de la ecuación (12) del sistema dinámico SDOF, por la razón que muchas estructuras no siempre pueden ser esquematizadas como un sistema SDOF como por ejemplo una edificación de múltiples pisos donde el análisis se realiza con un método tipo MDOF.

Su ecuación dinámica queda expresada como:

$$[M](\ddot{u}) + [C](\dot{u}) + [K]u = -[M][\gamma](\ddot{x}_0) \quad (12)$$

Donde:

- $[M]$, $[C]$, $[K]$, son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema.
- $[\gamma]$ es una matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes.
- \ddot{x}_0 , es el vector que contiene la aceleración sísmica en la base de la estructura.

2.3.3. Espectros de respuesta

Se podrían clasificar en tres tipos de espectros de respuesta, dependiendo del parámetro de respuesta, según su aceleración, la velocidad o el desplazamiento. Todos ellos no denotan más que las características de un registro sísmico dado.

Un espectro de respuesta da la respuesta máxima amortiguada de todos los posibles sistemas de un grado de libertad lineal, usando la frecuencia natural o el periodo y el amortiguamiento para describir un sistema. (Moreno González, 2006)

El espectro mostrado en la figura 1, es una representación de los intervalos considerados por la normativa de la "ASCE 7-10", donde se dibuja el mismo en función de la aceleración a la que está sometida la estructura y su periodo de vibración. Los parámetros varían según las condiciones del suelo y la regularidad de la estructura.

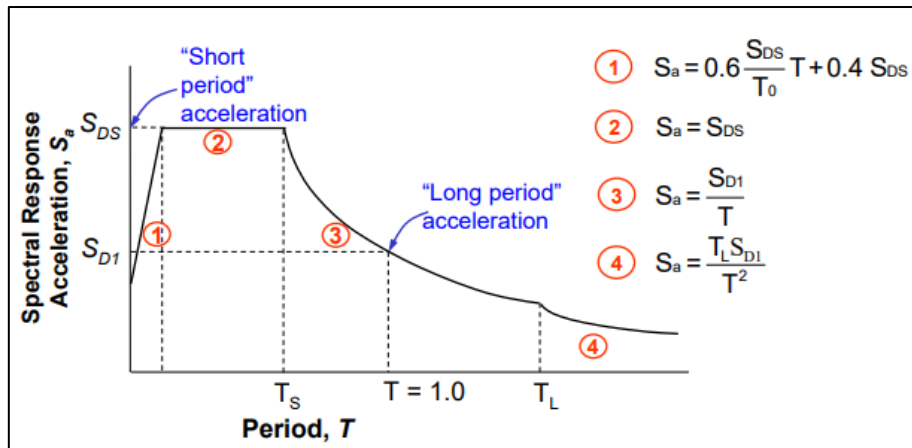


Figura. 7. Diseño de espectro de respuesta según (ASCE 7-10, 2010)

2.3.4. Curvas de capacidad

La capacidad de una estructura es representada por una curva de capacidad. La curva de capacidad es la relación entre la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. La curva de capacidad es obtenida típicamente por medio de un análisis estático no lineal, conocido también como análisis pushover. (Moreno González, 2006)

La curva de capacidad es transformada luego a coordenadas de aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada espectro de capacidad. Esta conversión es realizada para poder ser comparada con el espectro de demanda (Moreno González, 2006). Una forma de hacer la transformación de la curva a coordenadas espectrales es la siguiente:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (13)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}} \quad (14)$$

Donde:

- S_a, S_d , son la aceleración y el desplazamiento espectral respectivamente.
- V , es el cortante basal
- W , es el peso total
- α_1 , masa efectiva del primer modo de vibración
- Δ_{techo} , es el desplazamiento modal en la última planta del edificio.
- PF_1 , factor de participación modal
- $\phi_{1,techo}$, desplazamiento modal en la última planta del edificio.

La intersección entre los espectros de capacidad y de demanda se lo conoce como punto de desempeño, definido por el sistema estructural, como se lo muestra en la Figura. 8.

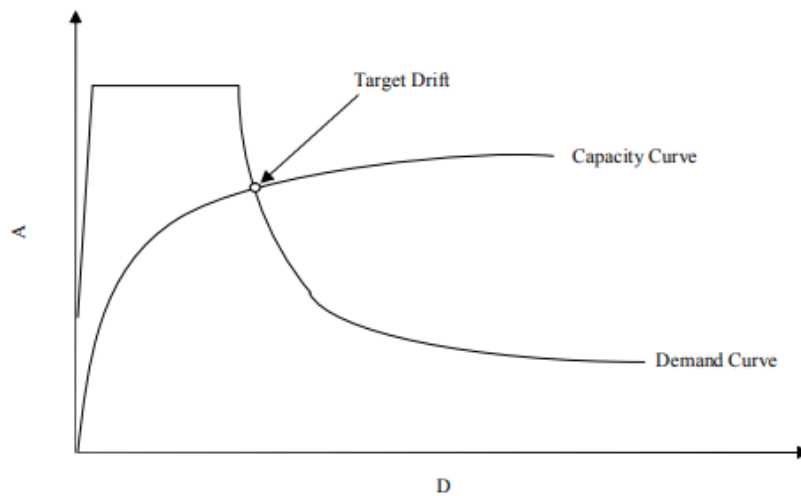


Figura. 8. Espectro de capacidad-demanda.(Sejal, Vasanwala, & Desai, 2011)

2.4. Índices de daño

2.4.1. Daño sísmico

El daño sísmico desde un punto de vista estructural, se lo relaciona con las deformaciones irreversibles (inelásticas), por consiguiente, cualquier variable de daño debe ser preferiblemente referida a una cierta cantidad de deformación.

Una estructura está definida por sistemas estructurales y sistemas no estructurales. Dependiendo donde la estructura sufra daños, estos pueden ser daños estructurales o daños no estructurales. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas y muros de carga), los elementos que no forman parte del sistema estructural resistente como, por ejemplo, los revestimientos, las divisiones con tabiques, son los que se consideran dentro del daño no estructural. (Moreno González, 2006)

Como medida representativa de la degradación estructural se define un parámetro indicador de daño, el cual se puede definir a nivel local, que representa el daño de un elemento estructural individual, y a nivel global, que representa el daño de la estructura entera. Estos índices pueden estar basados en algunos resultados como la respuesta medida de una estructura durante un sismo, en los resultados de un análisis dinámico no lineal o en la comparación de las propiedades físicas estructurales antes y después de un terremoto.(Moreno González, 2006)

2.4.2. Elementos propensos a daño

Para el cuantificar el daño, se ha de clasificar e identificar previamente los sistemas que conforman y se encuentran en una estructura, los cuales se pueden agrupar en cuatro grandes clases de elementos siendo los tres últimos de tipo no estructural (Díaz & León, 2003):

- Elementos estructurales: son los elementos que componen los sistemas resistentes (vigas, columnas, muros de carga) que soportan las cargas verticales o gravitatorias y las cargas laterales.
- Elementos arquitectónicos: como muros divisorios, ventanales revestimientos, etc.
- Instalaciones: son elementos que suministran servicios como, por ejemplo, tuberías de agua, redes de electricidad y alcantarillado y conducciones de gas.
- Contenidos: son los elementos que están dentro del edificio, pero no hacen parte de la estructura como: maquinarias, equipos, mobiliario, artículos de decoración: etc.

El estudio mostrado por (Díaz & León, 2003) muestra la respuesta de los diferentes elementos tanto estructurales como no estructurales expuestos a la acción sísmica, ha permitido establecer las principales variables o parámetros que condicionan el daño. De esta forma se ha identificado que los componentes estructurales son sensibles a la deriva entre piso, mientras que los componentes no estructurales pueden dividirse en dos grupos: 1) elementos sensibles a la deriva entre piso y 2) elementos sensibles a la aceleración. Los cuales se pueden ver la tabla mostrada a continuación.

Tabla 1. Ejemplos de componentes no estructurales y contenidos de estructuras. (Díaz & León, 2003)

Tipo	Ítem	Sensible a la deriva	Sensible a la aceleración
Arquitectónico	Particiones	●	○
	Parapetos		●
	Paneles exteriores	●	○
	Ornamentos		●
Mecánico y Eléctrico	Mecanismos generales		●
	Elevadores	○	●
	Electricidad en general	○	●
	Archivadores	○	●
Contenido	Equipo de oficina		●
	Equipos informáticos		●
	Equipo no permanente		●
	Objetos de arte y de valor		●

(●) Indican la primera causa de daño.
 (○) Corresponden a la causa secundaria.

Según (Moreno González, 2006), se describen, a continuación, los daños típicos causados por los grandes terremotos tanto en edificios de hormigón como de mano de obra de fábrica. En cuanto a los edificios de hormigón, en los pilares (columnas) aparece grietas a 45° y a 90°, ver Figura. 9 b) y c), las diagonales son causa de la torsión y del cortante, y las grietas verticales con debidas al desprendimiento del hormigón y pandeo de las barras longitudinales; en las vigas también se producen grietas diagonales debido al cortante (falla del acero transversal) y a la torsión. También existen grietas verticales (rotura del acero longitudinal, ver Figura. 9,d) aplastamiento del hormigón por flexión. Cuando el diseño de la unión es insuficiente, en los nodos aparecen grietas inclinadas (45°) debidas al cortante, ver Figura. 9.a . Estas conexiones son las importantes y se deben diseñar y ejecutar cuidadosamente. En forjaos o losas se pueden producir, alrededor de los pilares, unas grietas debidas al punzonamiento y, a causa de la flexión, se pueden producir grietas a lo largo de todo el forjado. En cuanto a los daños no estructurales, los más comunes son los agrietamientos de muros divisorios, en los que el cortante produce unas grietas diagonales en forma de X (cruces de San Andrés) y unas grietas verticales, que aparecen en las esquinas y en la zona central y que son debidas a la tendencia al vuelco que tienden los muros, y a la flexión. Otros daños típicos no estructurales son el desprendimiento de acabados, rotura de cristales, de instalaciones. Cuando los pórticos poseen tabiques de relleno al entrar en contacto con ellos se vuelven más rígidos, cambiando las propiedades dinámicas de la estructura. Cuando se tiene ventanas rectangulares en el tope de un muro relleno formando pilares cortos, se producen daños fuertes ya que el pilar tiende a fallar por los elevados esfuerzos cortantes que se producen al impedir su deformación.

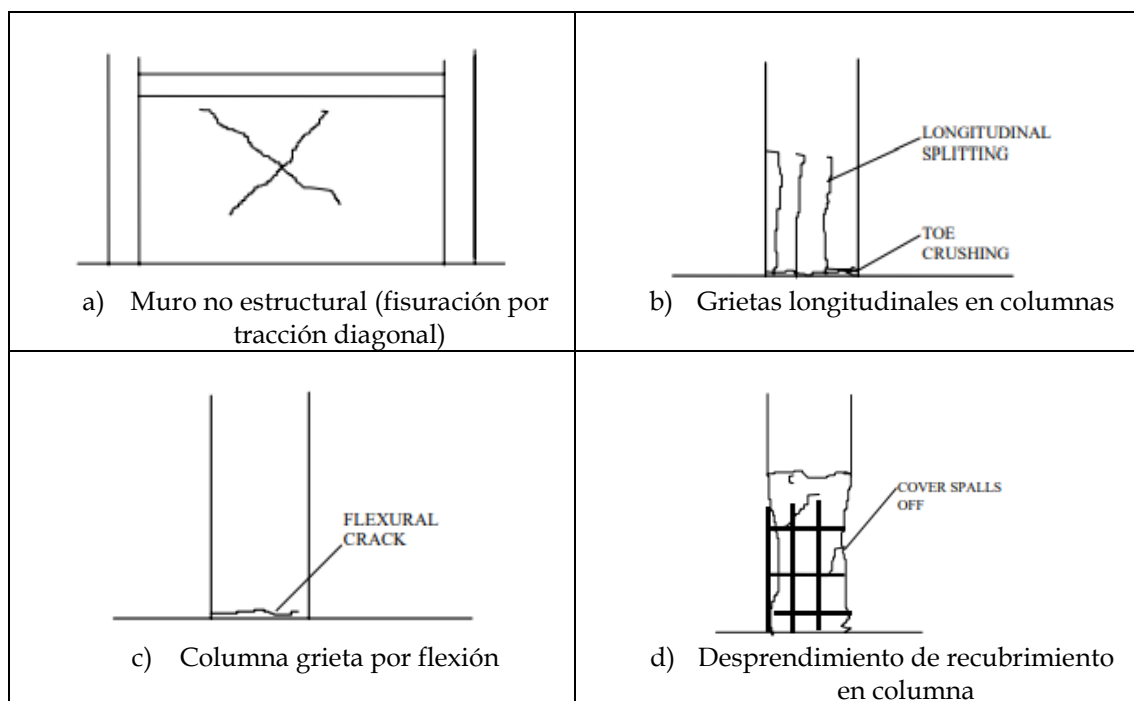


Figura. 9. Daños típicos a causa de terremotos. (FEMA 306, 2000)

2.4.3. Representación del daño

Según los estudios técnicos es común encontrar diferentes tipos de representación del daño que dependen tanto del modelo como de la clase de estudio que se desea realizar. (Díaz & León, 2003)

Representaciones mecánicas

Implican la definición de un modelo teórico que permita describir el comportamiento del mecanismo estructural a través de los “índices de daño”. Usualmente estos índices se expresan como función de ciertos parámetros Q_i , esto es:

$$I_D = I_D(Q_i) \quad (15)$$

De los cuales se pueden dividir en dos clases principales: (a) parámetros basados en el nivel alcanzado por la demanda de un cierto recurso (deformación, resistencia, disipación de energía, etc.) y (b) parámetros basados en la degradación experimentada por la degradación de ciertas variables (rigidez, frecuencia fundamental, etc.)

El índice propuesto por Park y Ang, son una de las funciones más empleadas para diseños de estructuras de hormigón armado. Este índice expresa el daño en función de la ductilidad de deformación y la energía inelástica disipada.

Representaciones físicas

Son representaciones directas que no requieren de un modelo analítico preestablecido. Se basan en los “estados discretos de daño”, esto es, descripciones cualitativas del daño por medio de palabras de diagnóstico (menor, sustancial, moderado, entre otras). Su inconveniente, desde el punto de vista de la interpretación del daño radica en la ambigüedad en las definiciones de los estados, conllevando a incertidumbres en las operaciones de campo a la hora de valorar los daños en una estructura. (Díaz & León, 2003)

Representaciones orientadas a pérdidas

Requieren la definición de modelos de pérdidas que expresan el daño por medio de “relaciones de daño”, las cuales cuantifican el valor relativo de una pérdida como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición. De la misma manera existen relaciones de daño funcional, que expresan la degradación de alguna función en el sistema dañado. Estas representaciones son las que se utilizan con más frecuencia, debido a su relación con una especie de contexto socio-económico. (Díaz & León, 2003)

Representaciones orientadas a reglas de deducción

Se apoyan en la teoría de inteligencia artificial para expresar el daño a través de un “estado de daño”, definido en términos lingüísticos. Es una representación muy versátil, pero, por otro lado, es bastante compleja y su implementación requiere de chequeos sustanciales ante casos ensayados. Hasta el momento este tipo de representación ha sido registrada a análisis especializados o dirigidos hacia sistemas expertos. (Díaz & León, 2003)

2.4.4. Índice de Park y Ang

Este índice ha sido calibrado usando datos de muchas estructuras dañadas por terremotos pasados, ha sido utilizado ampliamente para estructuras de hormigón. Este índice de daño global se usa para representar el comportamiento del sistema estructural y se define como un promedio ponderado de índices de daño local (D_i) usando la energía disipada (E_i) en el elemento correspondiente como coeficiente de ponderación. (Moreno González, 2006)

El índice de daño global (D_T) viene dado por:

$$D_T = \sum \lambda_i D_i \quad \lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad (16)$$

El daño estructural se cuantifica por cinco estados discretos de daño: nulo, leve moderado, severo y colapso. En la Tabla 2 muestra los valores para los estados de daño.

Tabla 2. Rangos de índice de daño de Park y Ang para diferentes estados de daño. (Moreno González, 2006)

Estados de daño	Rangos del índice de Park y Ang
Leve	0,1-0,2
Moderado	0,2-0,5
Severo	0,5-1,0
Colapso	>1,0

2.5. Ingeniería sísmica basada en prestaciones

En el diseño sismorresistente se tiene como objetivo garantizar unas prestaciones o funciones de la edificación en caso de un sismo. En los primeros procedimientos de diseño se tenía como objetivo único el evitar el colapso de la estructura debido a grandes sismos, sin embargo, esto no implica un comportamiento aceptable de la estructura frente a sismos de pequeña y moderada intensidad, como se pudo demostrar durante sismos pasados (Northridge-USA, 17/01/1994, Umbria-Marche Italia 26/09/1997 y 24/10/1997), donde a pesar de que muchas estructuras con diseño sísmica resistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. (Díaz & León, 2003; Moreno González, 2006).

Por los motivos antes expuestos se comenzó a trabajar en una nueva metodología de diseño, valiéndose de la idea principal en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor del cortante basal de diseño. Dando lugar a dos de los principios más importantes de diseño sísmico basado en desempeño, el cual establece la formación de un mecanismo de viga débil - columna fuerte donde se pudiera garantizar la formación de rotulas plásticas en las vigas y no en las columnas, y si la resistencia de cortante de los miembros excediera la correspondiente de resistencia a flexión. (Díaz & León, 2003)

Existen varios procedimientos de análisis para el comportamiento de las estructuras tanto en rangos elásticos lineal como inelásticos. Dentro de los análisis elásticos hay procedimientos de fuerza lateral estática, fuerza lateral dinámica y metodologías donde se relacione la capacidad y demanda establecida por la normativa. El principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal, pero implica aplicaciones de programas informáticos avanzados, que a efectos prácticos y de diseño resulta demasiado complejo. Por consiguiente, se da paso a los procedimientos de análisis estático no lineal, las cuales permiten tener una mejor visión del trabajo de las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

En 1989, se lanzó el proyecto financiado por FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) para desarrollar pautas de ingeniería formales para la modernización de edificios existentes, ATC, 1989, se recomendó que las reglas y pautas fueran lo suficientemente flexibles para adaptarse a una variedad mucho más amplia de reducción de riesgo sísmico local o incluso específico de edificios. El documento de diseño inicial, NEHRP directrices para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes, FEMA 273, contenía una gama de objetivos de desempeño formal que correspondían a niveles específicos de sacudidas sísmicas. Los niveles de rendimiento se generalizaron con descripciones de

estados de daño general con títulos de: Operación, Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención de colapso. El objetivo de estos niveles era identificar los estados limitantes de desempeño que son importantes para una amplia gama de partes interesadas mediante la medición de: la capacidad de usar el edificio después del evento, la protección tradicional de la seguridad de la vida proporcionada por los códigos de construcción y, en el peor de los casos, evitar colapso. (Sejal et al., 2011)

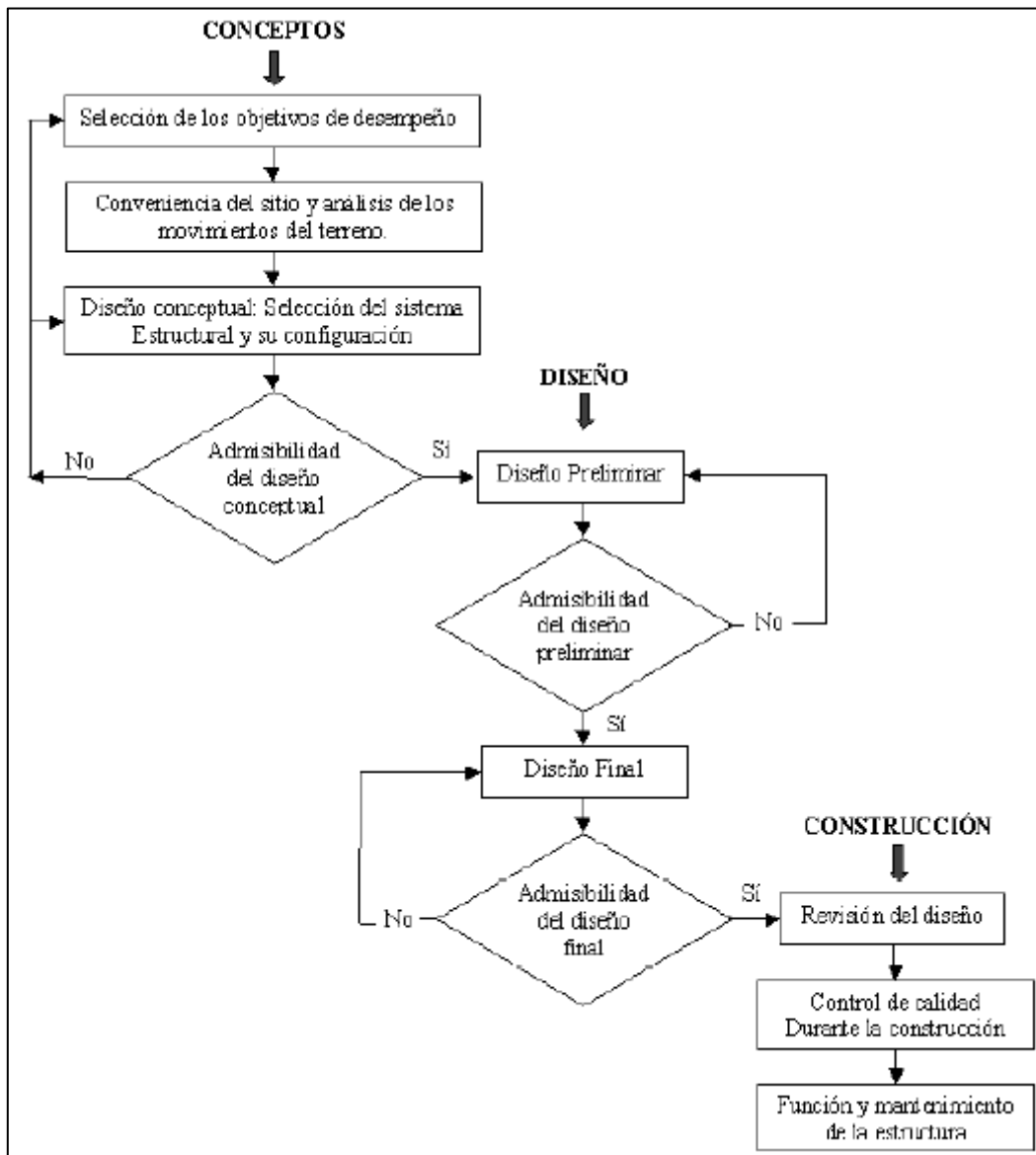


Figura. 10. Diagrama conceptual del marco conceptual de la "ingeniería basada en el desempeño". (Díaz & León, 2003)

Durante los 10 años posteriores a la publicación de FEMA 273, sus procedimientos fueron revisados , refinados y finalmente, publicado en 2006 como un estándar nacional de Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), "ASCE 41". Aunque estaba destinado a la rehabilitación de edificios existentes, los objetivos de rendimiento

y los datos técnicos que lo acompañan respondieron al interés general en PBSB (*Performance based seismic design*) y se han utilizado para el diseño de nuevos edificios para lograr objetivos de rendimiento más altos o más confiables que los que se perciben disponibles de las disposiciones del código prescriptivo. Se considera que ASCE 41 representa la primera generación de procedimientos de diseño sísmico basados en el rendimiento.

Cabe señalar que en visto a todo lo señalado anteriormente, se establece que el "Diseño basado en el desempeño sísmico" es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso se detalla de una manera conceptual en la Figura. 10. Diagrama conceptual del marco conceptual de la "ingeniería basada en el desempeño". (Díaz & León, 2003) donde cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. (Díaz & León, 2003)

2.5.1. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño se describe un estado límite de daño. Representan una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. (ATC 40, 1996)

Propuesta del comité VISION 2000

La propuesta del comité VISION 2000 (SEAOC, 2000) define cuatro niveles de desempeño descritos en la Tabla 3.

Tabla 3. *Estados de daño y niveles de desempeño.* (Safina Melone, 2003)

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y los no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Intensidades sísmicas se caracterizan por cuatro niveles de eventos probabilísticos:

- EQ1: evento frecuente, periodo de retorno de 43 años, probabilidad de excedencia de 50% en 30 años.
- EQ2: evento ocasional, periodo de retorno de 72 años, probabilidad de excedencia de 50% en 50 años.
- EQ3: evento raro, periodo de retorno de 475 años, probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.
- EQ4: evento muy raro, periodo de retorno de 970 años, probabilidad de excedencia de 10% en 100 años.

2.6. Evaluación del desempeño sísmico

Normalmente se diseña para estado límite último, se busca aumentar la resistencia, pero con esto necesariamente se garantiza reducir el daño y, por ende, la seguridad (Moreno González, 2006). Según Park y Paulay, los edificios porticados pueden comportarse mejor a impactos sísmicos si se garantiza que las rotulas plásticas se generen más en las vigas que en las columnas, es decir formando un mecanismo de “columna fuerte – viga débil”.

Para evaluar del comportamiento estructural básico se deben conseguir tres objetivos principales, los cuales se logran con el diseño del edificio. El objetivo de estado límite de seguridad es evitar el peligro, dando seguridad a la gente dentro y fuera del edificio, el objetivo del estado límite de reparabilidad es garantizar la reparación de los daños causados al edificio por fuerzas externas y finalmente, el objetivo del estado de serviciabilidad, es asegurar la funcionalidad y la comodidad del edificio. (Moreno González, 2006)

2.6.1. Método N2 – Euro código 8

El método N2, donde N indica que se trata de un análisis no lineal y 2 hace referencia al uso de dos modelos matemáticos. El método compara el desplazamiento de demanda, obtenido por el análisis del espectro de respuesta de un modelo bilineal equivalente a un sistema de un grado de libertad (SDOF), con los resultados de un análisis pushover de un sistema de varios grados de libertad (MDOF), determinado el espectro inelástico para ductilidades constantes, los espectros de formato AD (aceleración-desplazamiento). Luego los índices de daño locales y globales se determinan con los modelos de daño de Park y Ang. (Moreno González, 2006)

Pasos a seguir para la aplicación del método N2:

1. Datos: modelo estructura y espectro elástico, Figura. 11.

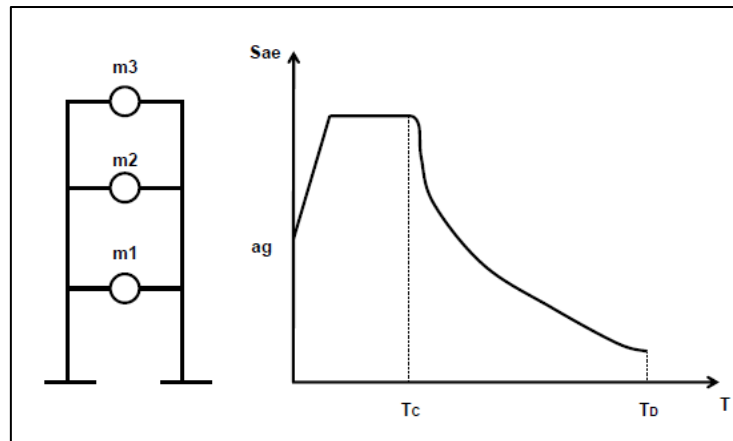


Figura. 11. Estructura y espectro elástico.

2. Espectro de demanda sísmica en formato AD:
 - a. Determinar el espectro elástico en formato AD (aceleración - desplazamiento):

$$Sd_e = \frac{Sa_e * T^2}{4\pi^2} \quad (17)$$
 - b. Determinar el espacio inelástico para ductilidades constantes.
3. Análisis pushover:
 - a. Suponer el desplazamiento de forma ϕ .
 - b. Determinar la distribución vertical de las fuerzas laterales.
 - c. Determinar la relación entre cortante en la base y desplazamiento en tope del edificio Δ_{techo} .
4. Modelo equivalente a un sistema de un grado de libertad (SDOF):
 - a. Determinar la masa equivalente (m^*).
 - b. Transformar del sistema MDOF al sistema SDOF.
 - c. Determinar una relación elasto-plástica aproximada de fueras-desplazamiento.
 - d. Determinar la resistencia F_y^* , el desplazamiento D_y^* , y el periodo T^* .
 - e. Determinar el diagrama de capacidad (aceleración-desplazamiento).
5. Demanda sísmica para el SDOF:
 - a. Determinar el factor de reducción R_u .
 - b. Determinar el desplazamiento de demanda S_d .
6. Demanda sísmica global para el modelo de varios grados de libertad (MDOF):
 - a. Transformar el desplazamiento de demanda del SDOG al desplazamiento en el tope del edificio al modelo MDOF.

7. Demanda sísmica local:
 - a. Análisis pushover del MDOF.
 - b. Determinar las cantidades locales correspondientes a desplazamientos (derivadas de piso, rotaciones, etc.).
8. Evaluación del comportamiento (análisis de daño): el comportamiento global puede ser visualizado comparando los desplazamientos de capacidad y demanda.

2.6.2. Curva de fragilidad

La curva de fragilidad se define como una función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite, en función de un estimador de la acción sísmica. Los estados límite de daño considerados son: leve, moderado, severo y completo, en la cual la acción sísmica se define en términos espectrales. La metodología está basada en tres conceptos fundamentales: curvas de capacidad punto de desempeño y curvas de fragilidad. (Moreno González, 2006)

2.7. Tipología estructural: Elementos prefabricados de hormigón

La prefabricación es una de forma de materializarse el proceso de industrialización de la construcción, pero no la única. La prefabricación pesada a base de grandes paneles de hormigón conformando sistemas cerrados de vivienda no es, en modo alguno, toda la industrialización de la edificación. En la Figura. 12 mostrada a continuación se puede apreciar una estructura prefabricada paneles portantes de hormigón en las tipologías estructurales cruzadas. (Salas, 2008)



Figura. 12. Estructura portante cruzada mediante grandes paneles de hormigón. (Salas, 2008)

Se conoce como construcción industrializada al sistema constructivo basado en el diseño de producción mecanizado de componentes y subsistemas elaborados en serie que, tras una fase de montaje, conforman todo o una parte de un edificio o construcción. En un edificio prefabricado, las operaciones en la obra son esencialmente de montaje y no de elaboración.(Escrig Pérez, 2010)

2.7.1. Procesos de construcción a base de componentes

Existen cuatro sistemas diferentes de producción de elementos prefabricados(Salas, 2008):

Sistemas cerrados

Los elementos se fabrican conforme a especificaciones internas del propio sistema. responden únicamente a reglas de compatibilidad interna y el proyecto arquitectónico ha de subordinarse en forma no necesariamente sumisa a los condicionantes del sistema.

Empleo parcial de componentes

La gama de productos y prestaciones es más o menos fija admitiéndose ciertas variaciones dimensionales o de pequeña entidad. su empleo no requiere un grado de industrialización determinado de sus realizaciones y pueden utilizarse en obras o proyectos claramente tradicionales.

Sistemas tipo mecano

Son resultado de la evolución hacia una apertura “acotada” de los sistemas cerrados, preparados para combinarse en múltiples soluciones suministradas por distintos productores que respetan voluntariamente un lenguaje combinatorio definido y acotado.

Sistemas abiertos

Constituidos por elementos o componentes de distinta procedencia aptos para ser colocados en diferentes tipos de obras, industrializadas o no, y en contextos diversos. Suelen valerse de juntas pretenciosamente universales; gamas modulares acotadas; flexibilidad de proyecto prácticamente total, etc.

2.7.2. Aplicaciones del hormigón prefabricado.

Los desarrollos en productos, materiales y técnicas han hecho que el concreto prefabricado / pretensado sea competitivo en una variedad de construcciones

residenciales, comerciales, industriales, y muchos otros tipos de estructuras. En esta sección se dan algunos ejemplos de aplicaciones a diferentes tipos de estructuras.

Los propietarios, desarrolladores y diseñadores reconocen rápidamente las muchas cualidades inherentes del hormigón prefabricado y pretensado que lo hacen adecuado para muchos tipos de estructuras de construcción. Las estructuras de hormigón prefabricadas y pretensadas, ensambladas a partir de productos de alta calidad producidos en la planta, proporcionan una flexibilidad superior para lograr los grados requeridos de resistencia al fuego, control de sonido, eficiencia energética y durabilidad. La disponibilidad de diversos materiales y acabados hace posible la reproducción de prácticamente cualquier carácter estético deseado. La velocidad de construcción posible con el hormigón prefabricado y pretensado minimiza los costos de mano de obra en el lugar, reduce el costo de la financiación provisional y, por lo tanto, proporciona una importante economía general al propietario o desarrollador. (Martin, Perry, & Precast/Prestressed Concrete Institute, 2004)

El hormigón prefabricado y pretensado goza de amplia aceptación en edificios de apartamentos, hoteles y oficinas. Las características superiores de resistencia al fuego y control de sonido son específicamente reconocidas por los propietarios y desarrolladores. La contención de incendios de dos horas dentro de cada unidad de vivienda proporciona seguridad para las unidades adyacentes. Con este tipo de viviendas de hormigón prefabricado de alta calidad, las tasas de seguro contra incendios se reducen y, con frecuencia, se pueden generar mayores ingresos debido al entorno seguro y de alta calidad y al estilo de vida que se ofrecen. (Martin et al., 2004)



a) Edificación residencial



b) Edificación de oficinas

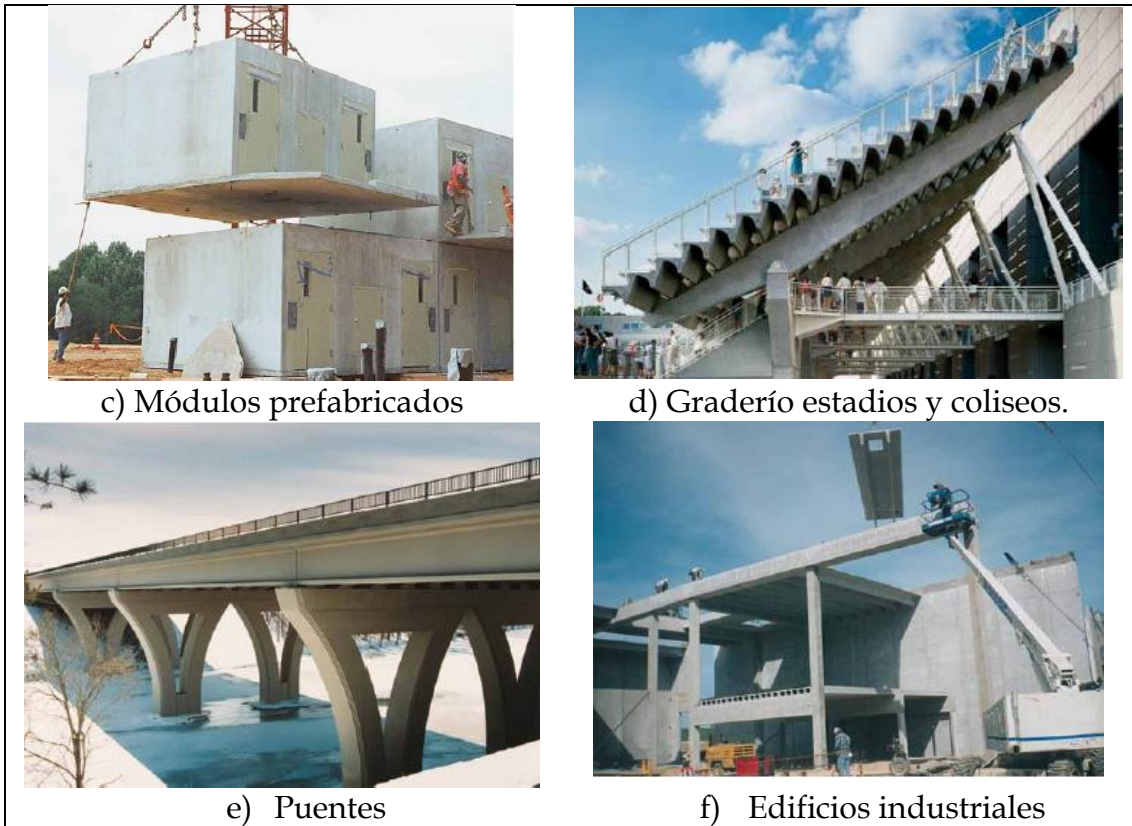


Figura. 13. Ejemplos de aplicaciones de prefabricados de hormigón.(Martin et al., 2004)

2.7.3. Elementos estructurales

Mientras que el concreto prefabricado y pretensado se puede fabricar en una variedad de tamaños y formas personalizados, la máxima economía se logra utilizando los productos comunes (Figura. 14) que han evolucionado en la industria, donde según su uso y aplicación estos pueden ser utilizados por proyectistas para resolver proyectos arquitectónicos e industriales.

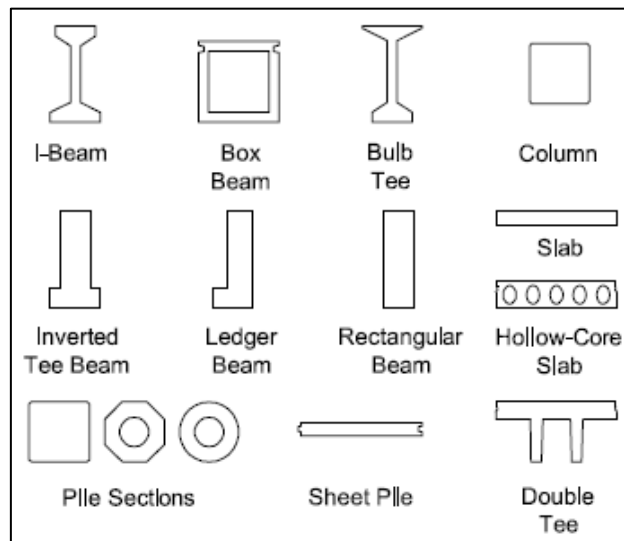


Figura. 14. Productos prefabricados comunes.(Martin et al., 2004)

Las secciones tipo dobles “T” son eficientes para los tramos en el posible con un rango de 12 a 40 m, aunque los tramos más largos son posibles con secciones más profundas. La sección tipo “T” invertida, “ledger beam” y rectangular son usadas en pórticos estructurales para soportar miembros de pisos o de cubierta.

2.7.4. Conexiones de elementos prefabricados

Conexión columna- fundación

El comportamiento de las conexiones mecánicas ensambladas en seco, que enfrentan una gran expansión dentro de la práctica prefabricada debido a sus ventajas en términos de velocidad y facilidad de montaje, se ha estudiado dentro de una campaña experimental integral que compara el ciclo de comportamiento de zócalos empernados, acopladores mecánicos y soluciones semisecas como barras salientes. También se han diseñado y probado pocas soluciones innovadoras de zócalo empernado con el objetivo de mejorar su comportamiento mecánico. La investigación señaló resultados similares obtenidos para diferentes tecnologías, aunque su modo de falla sugirió diferentes comportamientos, como la concentración de la bisagra plástica dentro de la barra de refuerzo parcialmente roscada que va en la base (zócalos empernados), o el desarrollo libre de la bisagra plástica dentro de la columna (acopladores). Las pautas de diseño, propuestas por los autores e insertadas en el libro de diseño Negro & Toniolo (2012), muestran, sin embargo, que en las columnas altas y delgadas típicas los efectos de la reducción de la longitud efectiva de la bisagra plástica se vuelven notables, cambiando por completo la capacidad de ductilidad del Miembro y, correspondientemente, del edificio. (Dal Lago, 2015)

Conexiones viga columna y piso viga

En áreas europeas no sísmicas, se ha utilizado comúnmente como conexiones de viga a columna y de piso a viga, un simple soporte seco, que consiste en colocar los miembros uno encima del otro con una capa de soporte interpuesta (generalmente en neopreno o plomada) para distribuir mejor la carga y permitir espacio para rotaciones de bordes en el plano. Esta pobre tecnología ha demostrado ser en gran medida inadecuada para la carga sísmica, entre otros por Magliulo et al. (2011) y Biondini et al. (2013c). Las conexiones típicas de viga a columna y de piso a viga ampliamente difundidas en todos los marcos prefabricados ensamblados en seco en todo el mundo son conexiones de pasadores, hechas con barras de gran diámetro que sobresalen del miembro del cojinete (o atornilladas en casquillos preinstalados) y lechada una vez que el miembro apoyado se coloca en posición. El pasador muestra una rigidez puramente flexionable insignificante, lo que permite rotaciones relativas entre los miembros, pero es capaz de proporcionar una considerable resistencia al corte con un comportamiento combinado de flexión-corte axial del propio pasador. (Dal Lago, 2015)

CAPÍTULO 3: CASO DE ESTUDIO

3.1. Antecedentes

Como caso de estudio, para el desarrollo del presente trabajo final de master, se analizará una edificación, de tipo nave industrial. A continuación, se presentará una solución estructural alternativa, a la estructura metálica existente, la cual será diseñada mediante elementos prefabricados de hormigón, con el fin de realizar un análisis sísmico basado en prestaciones.

La estructura, a analizar, se encuentra ubicada en una región costera de Ecuador, por lo que, el espectro de respuesta elástico, se realizara de acuerdo a parámetros, establecidos por la normativa ecuatoriana, con la finalidad de obtener, datos mucho más reales, considerando el alto nivel de riesgo sísmico al que se encuentra sometido.

Para el análisis, de la nave industrial, se seleccionará la parte más crítica del complejo industrial, de envasado de atún, en consecuencia, la sección de mayor cuidado, es la fosa de autoclaves (Figura. 15), usada esterilización de las latas de atún, donde, se encuentran 7 de estas máquinas, que trabajan con vapor de agua a alta presión, interconectadas mediante tuberías, entre toda la fábrica y estas a su vez se encuentran interactuando con la estructura, debido a que, las tuberías se encuentran apoyadas sobre la estructura de la nave y son muy sensibles a grandes desplazamientos, que se puedan generar, por movimientos sísmicos.

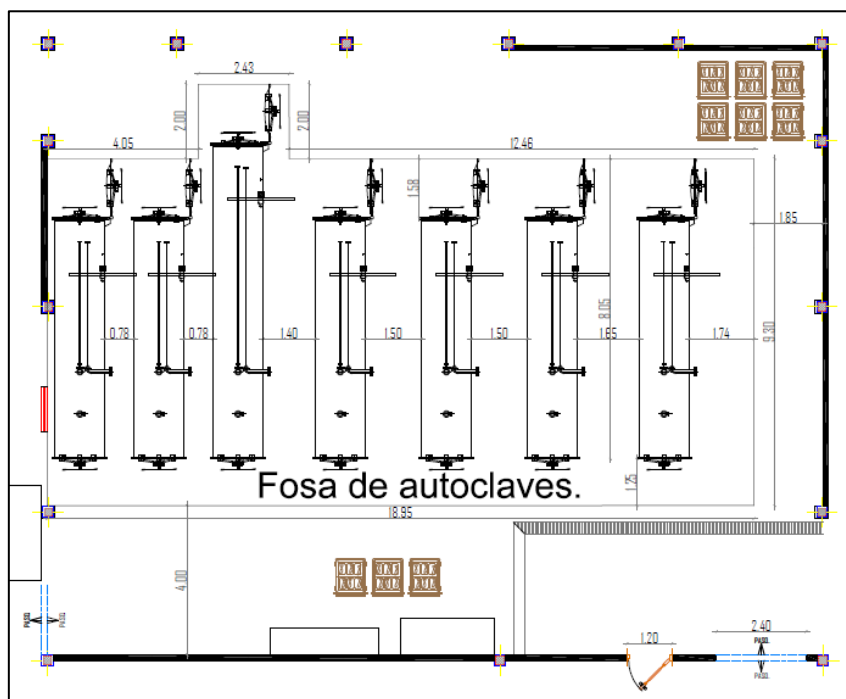


Figura. 15. Distribución en planta de equipos y maquinaria de nave industrial

3.2. Definición del modelo estructural

El modelo planteado, (Figura. 16), debe cumplir con unos requerimientos mínimos, de diseño, los cuales por funcionalidad y su uso en la fábrica, serán dos, la altura mínima de 5 m (Figura. 17), y una distribución en planta de 17 m ancho y 21 m de largo (Figura. 18). Cabe señalar que, por la ubicación de las instalaciones dentro de la fábrica, estas deberán garantizar una luz libre de 17 m y la separación entre pilares debe ser mínimo de 6 metros, con el fin de garantizar el libre tránsito, entre maquinaria y personal.

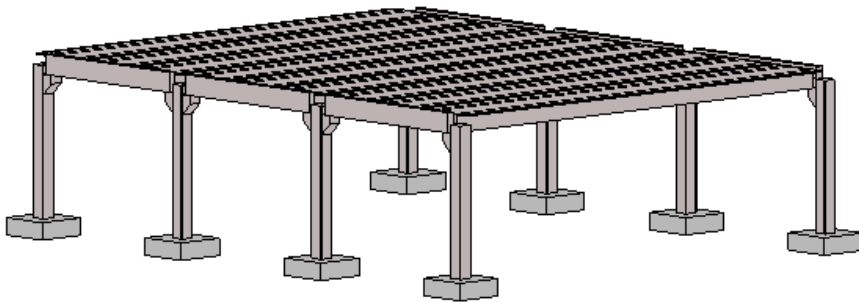


Figura. 16. Vista 3D esquemática de la Nave Industrial.

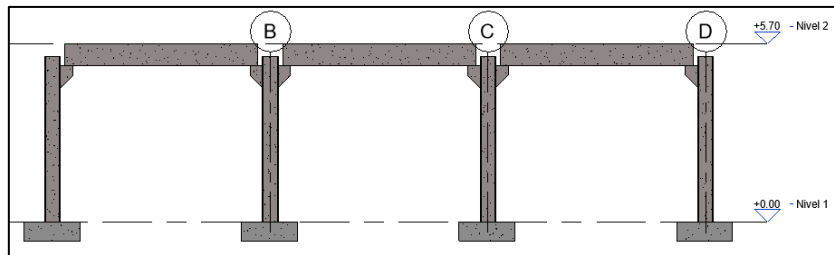


Figura. 17. Vista en alzado de la Nave Industrial

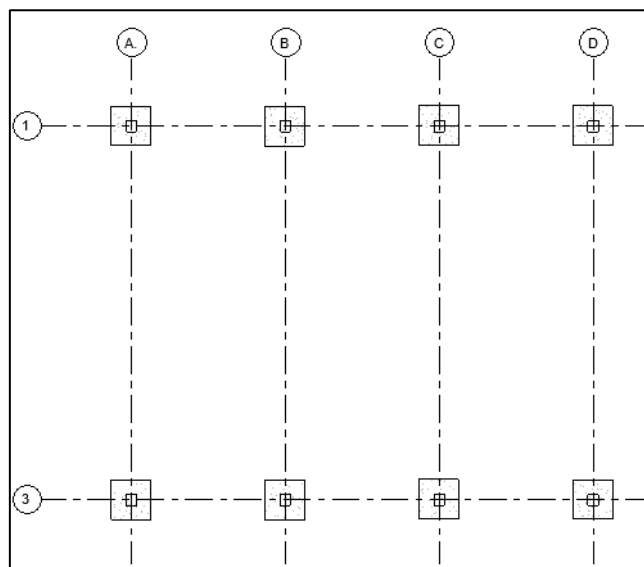


Figura. 18. Vista en planta de la Nave Industrial.

De acuerdo a la configuración de la nave planteada, la sección de las columnas será, cuadra de 60 cm por lado, para las vigas el tipo de sección usado es "Ledger Beam" con una altura máxima de 70cm y una base de 45cm, dando un apoyo, con una huella de 25cm, ver Figura. 14. Para la cubierta y con el objetivo, de que esta actúe como un diafragma rígido, se plantea vigas en "doble tee", distribuidas de acuerdo a lo mostrado en la Figura. 19.

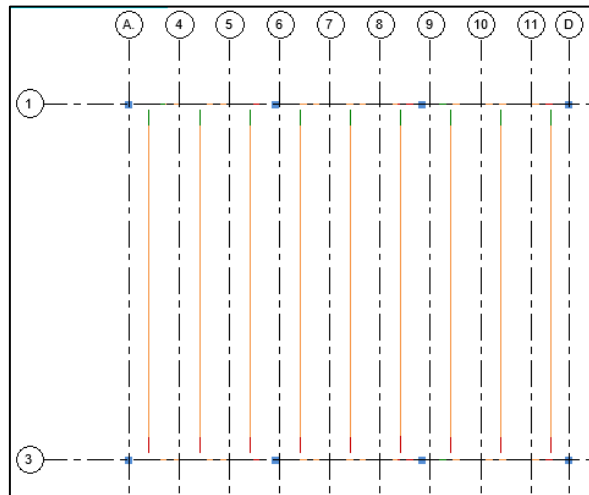


Figura. 19. Distribución de paneles doble tee para cubierta.

Para las cargas y combinaciones de cargas se utilizó la normativa ecuatoriana y fueron las siguientes:

- Carga de peso propio obtenida directamente por el software de análisis SAP2000, ingresando las características de análisis y tamaño.
- Carga parmente (D) debido a la cubierta.
- Sobrecarga de mantenimiento y uso (L) de 8 KN/m.
- Carga Accidental (E) debida a sismo para un periodo de retorno 475 años

Para combinaciones se usó los factores de 1.2 para cargas permanentes y de 1.6 para las cargas vivas.

3.2.1. Definición de la Acción Sísmica

Para el análisis de la estructura se utilizará la siguiente acción sísmica definida de acuerdo los parámetros establecidos con la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS diseñada para un periodo de retorno de 475 años ingresando sus parámetros de diseño directamente en el software SAP2000. Por su ubicación y de acuerdo al riesgo sísmico de la zona que está ubicada la aceleración del suelo que se toma en cuenta es de $PGA=0.5g$, por lo que se produce a obtener los siguientes coeficientes:

- Coeficientes de amplificación del suelo: $F_a = 1.12$; $F_d=1.11$; $F_s=1.4$
- Coeficiente $\eta=1.8$
- Factor de importancia $I=1$
- Tipo de suelo "D"
- Aceleración máxima en la roca $Z=0.5$
- Factor de reducción de resistencia sísmica $R=2.5$

La Figura. 20 muestra el espectro elástico normativo de acuerdo a los factores y la normativa anteriormente mencionada, con este espectro se procede a al diseño variando los coeficientes de comportamiento "q" para normativa europea o factores de reducción "R" para normativa americana.

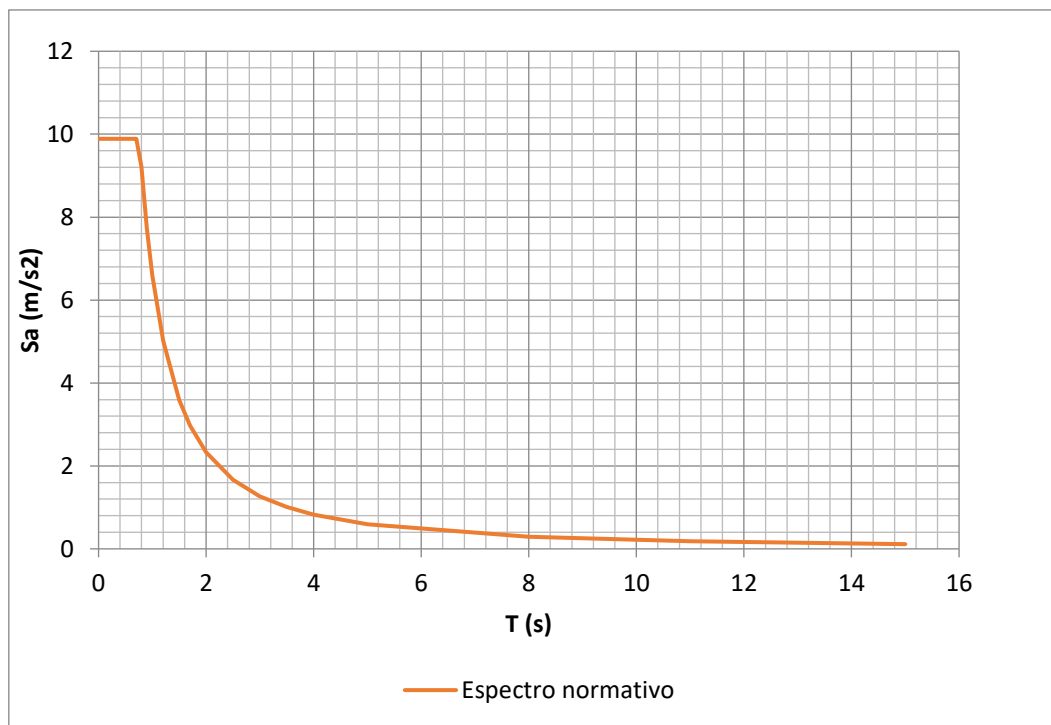


Figura. 20. Espectro Elástico normativo según NEC-SE-DS

3.2.2. Análisis y diseño de elementos estructurales

Se procede a la modelación de la estructura en el programa SAP2000, donde, ingresamos los datos de secciones y materiales a usar, para nuestro caso se usará un hormigón HA-35/AC/10/IIIa, y para las armaduras se usará un acero B 500 SD, en todos los elementos estructurales. Para el caso de las columnas, estas variarían su armado, debido a que se cambia el coeficiente de comportamiento, donde los esfuerzos serán distintos (Tabla 4) y por su configuración estructural, únicamente, en estas se generarían las rotulas plásticas y no así en las vigas, ya que estas no transmiten momento y están simplemente apoyadas.

Según la normativa ASCE 7-10, los factores de comportamiento “R”, para este tipo de configuración estructural, nos permite, variar únicamente entre tres valores, los cuales, están indicados en la Tabla 4 y la Tabla 5, para los cuales se calcula la estructura y se diseña para cada uno de estos valores.

Tabla 4. Esfuerzos últimos generados sobre columnas

Esfuerzos generados en la columna para cada R			
R	Axil (KN)	Cortante (KN)	Momento (KN/m)
1	335	312	1612
1,5	335	232	1064
2,5	335	135	678

La Figura. 21, nos muestra para un factor de comportamiento con 2.5, el momento máximo generado en la columna, sería de 678 KNm, de manera similar, se procede con los demás factores de comportamiento resumidos en la Tabla 4.

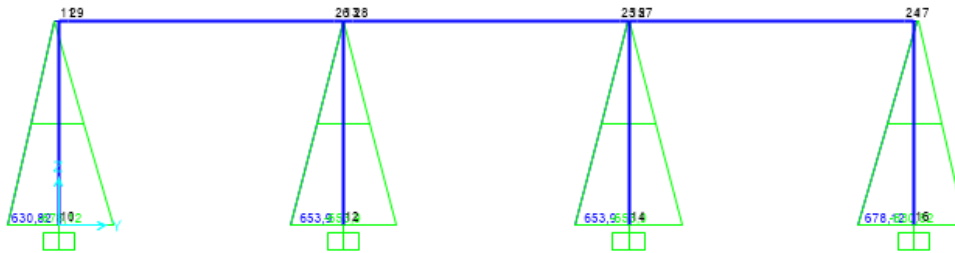


Figura. 21. Momentos generados por acción del sismo sobre las columnas con R=2.5

Una vez que se han obtenidos los esfuerzos, se procedió al diseño y armado de las mismas, según especificaciones y detallados del Eurocódigo 8. En la Tabla 5, se puede apreciar, la variación en el cambio de armado que, tienen las columnas tanto longitudinal, como el transversalmente, debido principalmente, a la variación del coeficiente de comportamiento R.

Tabla 5. Diseño de armado para columnas

R	Armadura longitudinal	Armadura transversal
2,5	10 ϕ 25	ϕ 10 - 200mm
1,5	24 ϕ 25	ϕ 10 - 200mm
1	32 ϕ 25	ϕ 10 - 150mm

Para el caso de las vigas, están mantendrán la misma sección y el mismo diseño de armado, para cada caso de factor de comportamiento. Debido a que sus solicitaciones ultimas no varían, según cada factor de comportamiento.

Tabla 6. Diseño de armado para Vigas

R	Extremo izquierdo		Extremo derecho		Armadura Transversal
	As	As'	As	As'	
1	6 ϕ 25	2 ϕ 20	6 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 10 - 150mm
1,5	6 ϕ 25	2 ϕ 20	6 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 10 - 150mm
2,5	6 ϕ 25	2 ϕ 20	6 ϕ 25	2 ϕ 20	ϕ 10 - 150mm

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

4.1. Diagrama de momento curvatura Bilineal/Cuadrilíneo

Antes de obtener la curva de capacidad de la estructura se deben definir previamente las rotulas plásticas de acuerdo a las cuantías mecánicas de cada elemento para que el programa SAP2000 pueda realizar el cálculo, cabe recalcar que el programa puede asignar automáticamente estos valores de rotulas, pero para este caso específico se utilizó el programa “Diagrama de momento curvatura Bilineal / Cuadrilíneo” (Bairan Jesús M., 2013).

En la Figura. 22 se muestra una captura donde se ingresan los datos de sección, armaduras longitudinales y transversales y las características mecánicas de los materiales, este caso es el de una columna sección cuadrada de 600 mm por 600 mm con un diseño de armado para R=1. Se procederá de forma similar con cada tipo de columna y viga.

CALCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA BILINEAL / CUADRILINEAL			
J. M. Bairan (UPC) v7.1			
DATOS:			
SECCION		MATERIALES	
B=	600,0 mm	Hormigón	
H=	600,0 mm	fck=f'c=	23,0 MPa fct= 2,9 MPa
d=	550,0 mm	η=	1,0
d'=	50,0 mm	λ=	0,80
As=	2945 mm ²	Ec=	30000 MPa
As'=	2945 mm ²	ecu=	0,004
Capas adicionales		ecy=	0,0015
	Area	d	
As1	1963,0	175	
As2	1963 mm ²	300	
As3	1963,0	425	
Confinamiento		Hormigón núcleo confinado:	
φt,v	10,0 mm	Nt,v	4,00
φt,h	10,0 mm	Nt,h	4,00
st	200 mm		
fyt	435 MPa	est,max	0,0675
r	40,0 mm		
Acero:		Mander	
		fyk=fy=	435 MPa
		esmax=	0,0675
		Es=	200000 MPa
		n=	6,67
		Scrm=	244,2 mm
		w*=	1,0 mm
		Lp=	663 mm
		rot_p=	0,05
		Fi=	25 mm
		rec=	40,0 mm
		Acef=	75000
		rho_ef=	0,039
F_axil=		-3,35E+05 N OK	
M/V=		5000,0 mm	

Figura. 22. Captura del cuadro de ingreso de datos iniciales.

Una vez ingresados estos resultados se procede al cálculo del momento curvatura para cada tipo de columna obtenido los siguientes resultados mostrados en las gráficas a continuación.

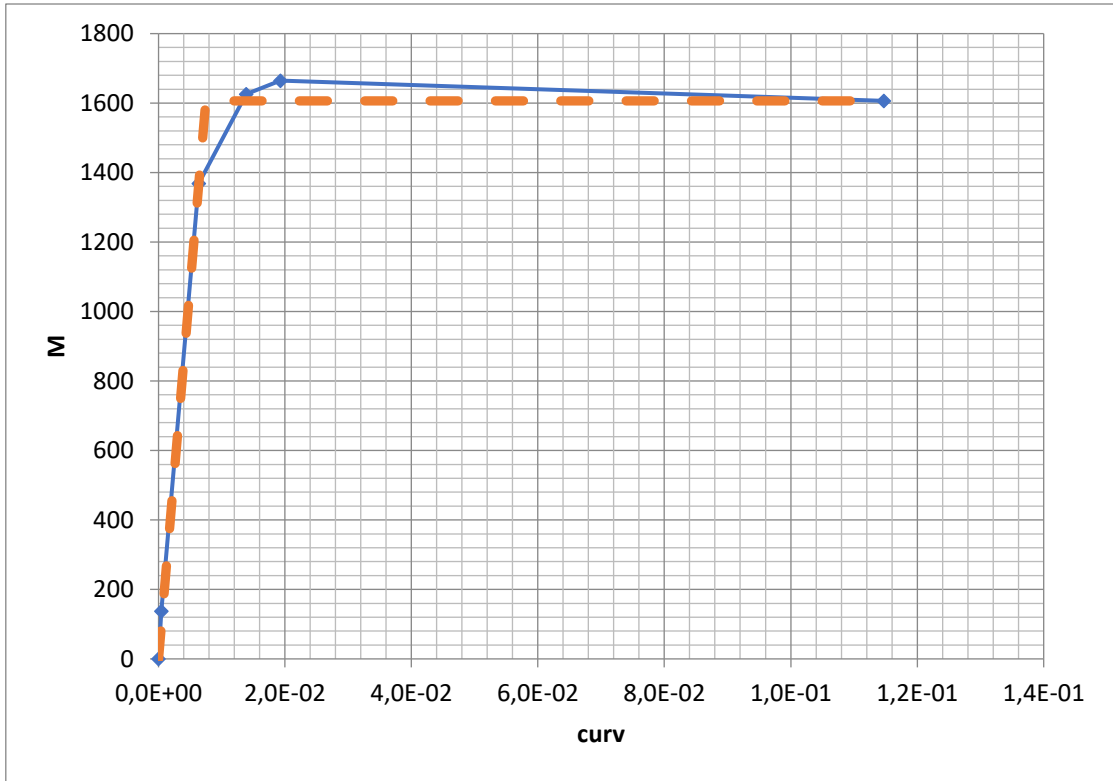


Figura. 23. Momento Curvatura Bilineal de Columna con R=1

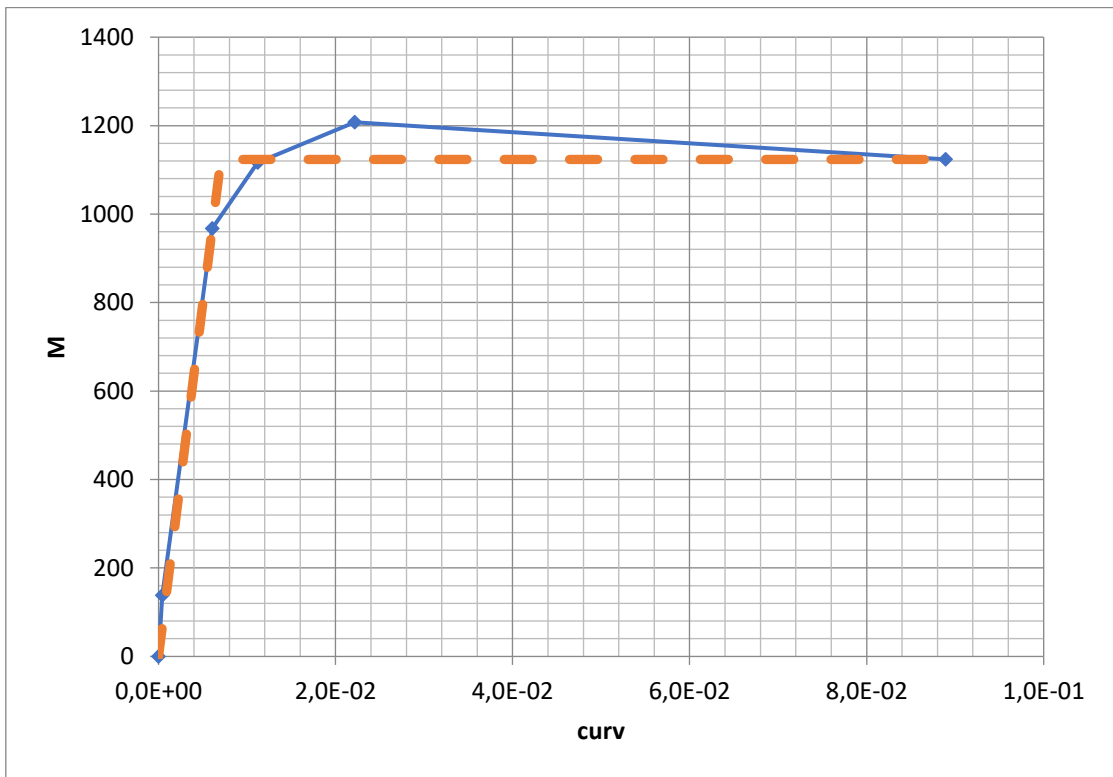


Figura. 24. Momento Curvatura Bilineal de Columna con R=1.5

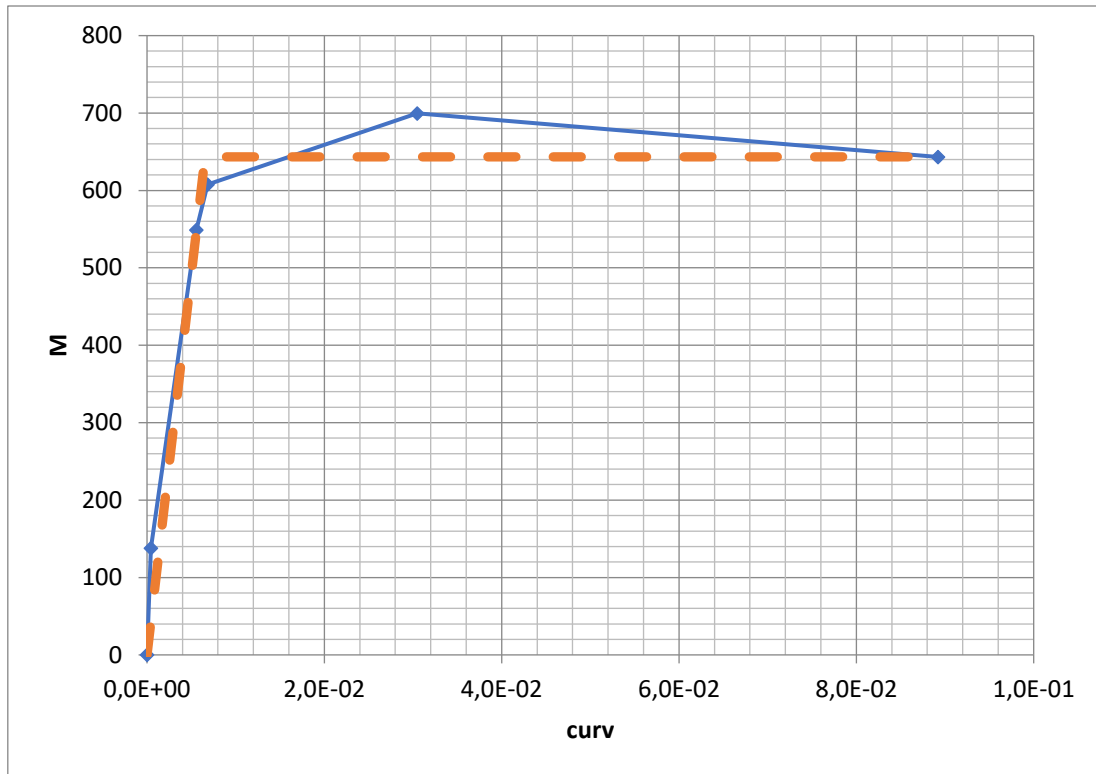


Figura. 25. Momento Curvatura Bilineal de Columna con R=2.5

Se puede observar de las Figuras (23-25) que los momentos son mayores en cada caso por ejemplo para el caso de R=1 se obtiene un momento de 1645 KNm aproximadamente, en el caso de R=1.5 (Figura. 24) el momento baja a 1200 KNm y los mismo sucede con el caso de la Figura. 25 donde obtenemos un valor menor de 700 KNm, lo cual esta correcto debido a que para una fuerza sísmica reducida el armado será menor y por tanto su capacidad resistente disminuirá.

4.2. Curvas de capacidad (Pushover) de la Nave industrial

Usando el software de ingeniería estructural SAP 2000 se obtiene los valores de capacidad de la estructura tomando en cuenta los distintos tipos de armado que se generaron de acuerdo a la Tabla 5, dando como resultados las siguientes graficas mostradas a continuación. Previamente antes de realizar el análisis pushover a la estructura se ingresó los datos de las rotulas plásticas para cada tipo de sistema estructural definidas en el apartado anterior, de esta manera se puede apreciar una diferencia en la capacidad estructural de acuerdo a cada coeficiente de comportamiento.

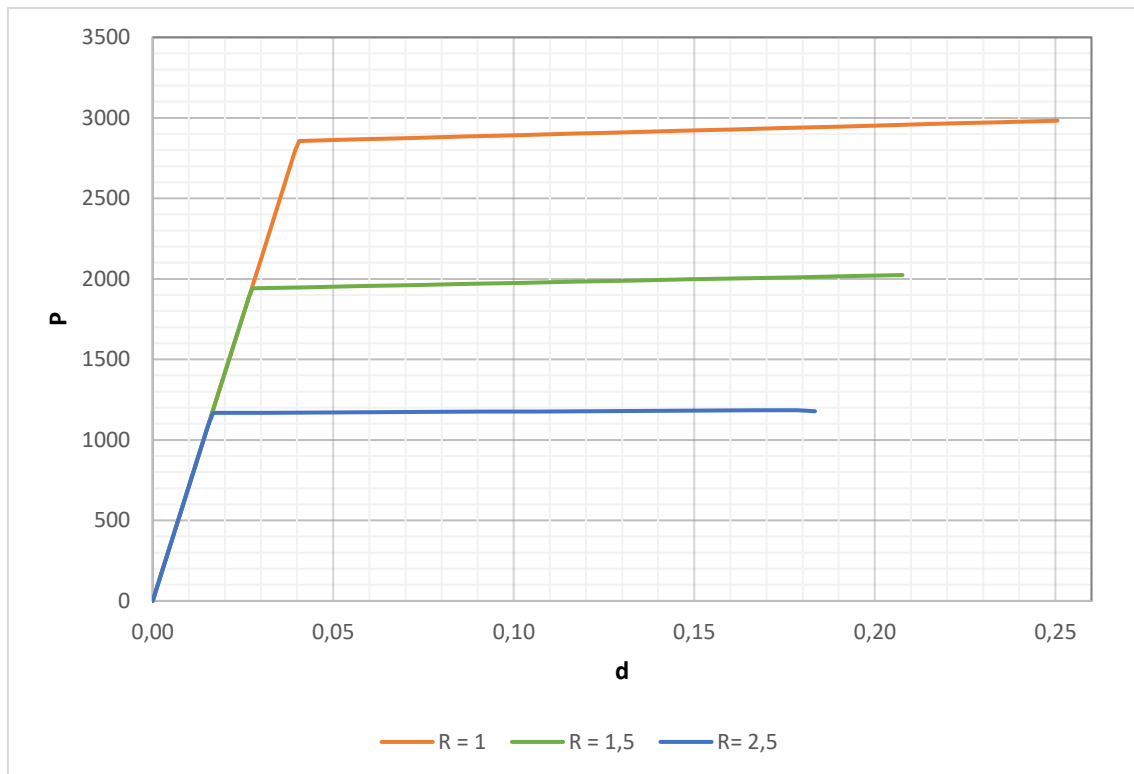


Figura. 26. Curva de capacidad de la estructura para diferentes niveles de diseño

Donde, se puede apreciar por ejemplo un aumento de la capacidad de carga que tiene cada estructura según su factor de comportamiento, es decir, que para un factor de comportamiento de $R=2,5$ (ver Figura. 26, línea color azul) tendría un valor aproximado de 1200 KN, y no así en el caso de la estructura con $R=1$ (ver Figura. 26, línea color naranja) la cual sería de 3000 KN aproximadamente.

4.3. Punto de desempeño y desplazamiento objetivos.

Cuando ya se hayan obtenido las curvas de capacidad se procede al cálculo del punto de desempeño para obtener el desplazamiento objetivo, se usa el método de acuerdo con la normativa del Eurocódigo 8, también conocido como método N2, el cual está detallado en la sección 2.6.1. El mismo que será comparado con el espectro de demanda sísmica, para ello se empleó el programa "EC8 Pushover Analysis" de (Bairan Jesús M., 2013).

El espectro de demanda usado para encontrar el desplazamiento objetivo es el mismo ya definido en la sección 3.2.1, Figura. 20, y sus resultados varían según el coeficiente de comportamiento "R", sus valores están mostrados en la Tabla 7 (Sismo de diseño $TR=475$) y también se muestran los resultados para diferentes riesgos sísmicos donde varía su periodo de retorno (TR) según sea el caso: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

El punto de desempeño para cada desplazamiento indicado en la Tabla 7, se muestran en las gráficas del Anejo A, también se puede observar un ejemplo de esto en la Figura. 27.

Tabla 7. Desplazamientos objetivos según el riesgo sísmico y su coeficiente de comportamiento.

	Frecuente	Ocasional	Raro (Diseño)	Muy raro
R	TR=100 (m)	TR=225 (m)	TR=475 (m)	TR=2500 (m)
1	0,0234	0,0311	0,0396	0,0764
1,5	0,0236	0,0318	0,0416	0,0796
2,5	0,0254	0,0346	0,0456	0,0856

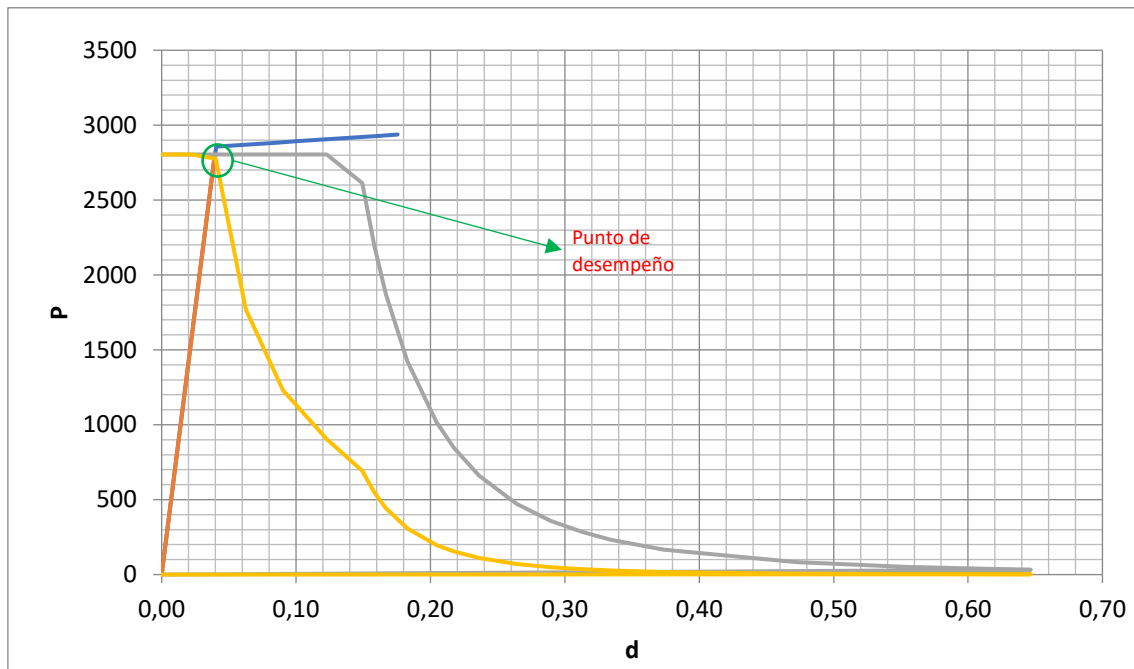


Figura. 27. Punto de desempeño para la R=1 y TR=475 años.

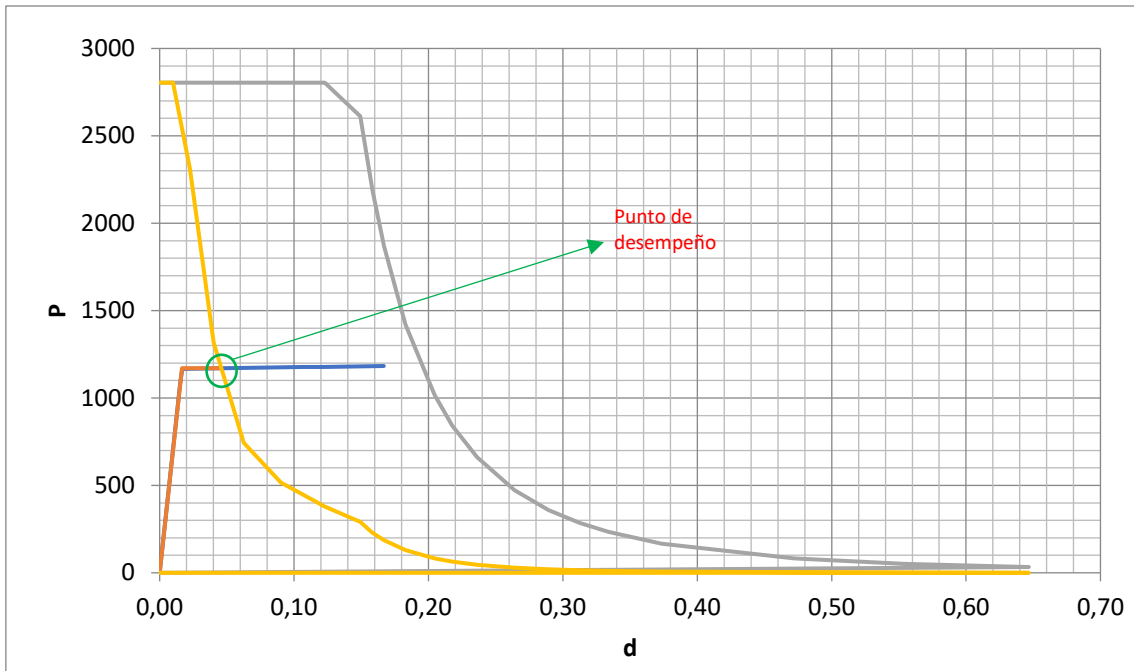


Figura. 28. Punto de desempeño mostrado para $R=2.5$ y $TR=475$ años.

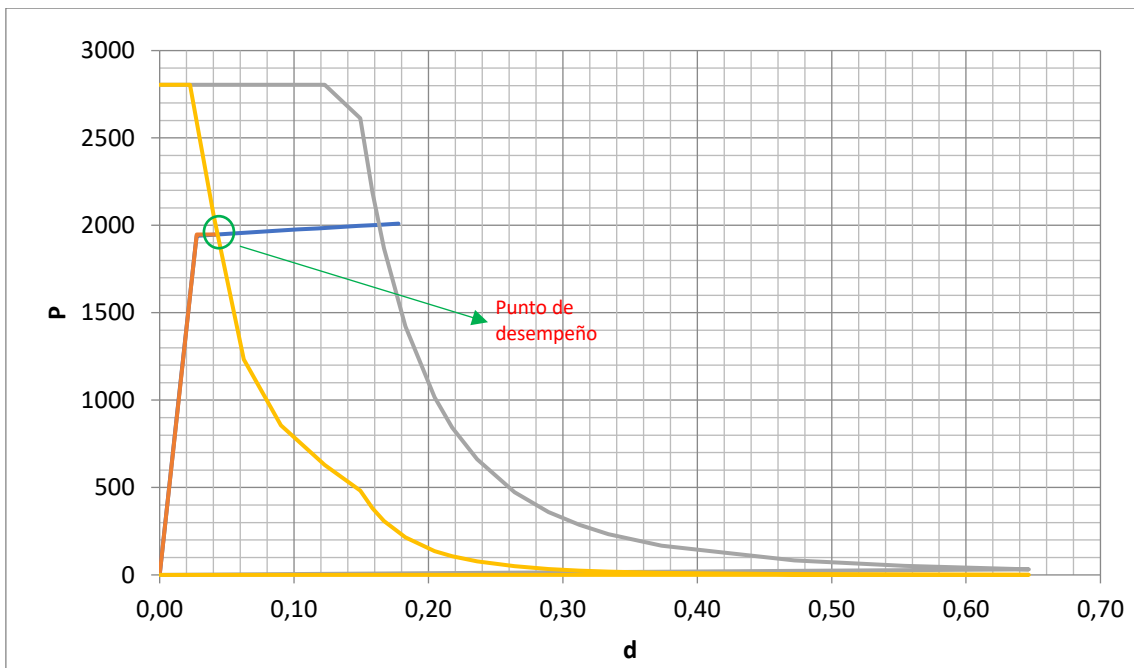


Figura. 29. Punto de desempeño Mostrado para $R=1.5$ y $TR=475$ años.

De acuerdo con el punto de desempeño obtenido para diferentes periodos de retorno de 100, 225, 475 y 2500 años, se puede apreciar en la *Tabla 7* el aumento del desplazamiento según el aumento de la intensidad sísmica, así mismo se puede ver que si el factor de comportamiento "R" disminuye su desplazamiento será menor para un mismo periodo de retorno. Obtenidos estos desplazamientos

se procede a localizar el mismo en la estructura modelada y recolectar datos de sus rotulas plásticas (Figura. 30) y su rotación plástica (Figura. 31). Los resultados para cada periodo de retorno y factor de comportamiento se mostrarán en el Anejo B, y un resumen de cada resultado se indicará en la Tabla 8.

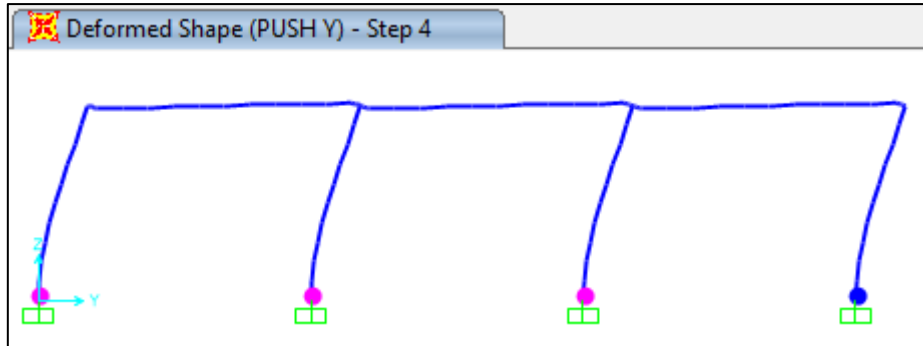


Figura. 30. Formación de rotulas plásticas para $R=1.5$ y $TR=475$.

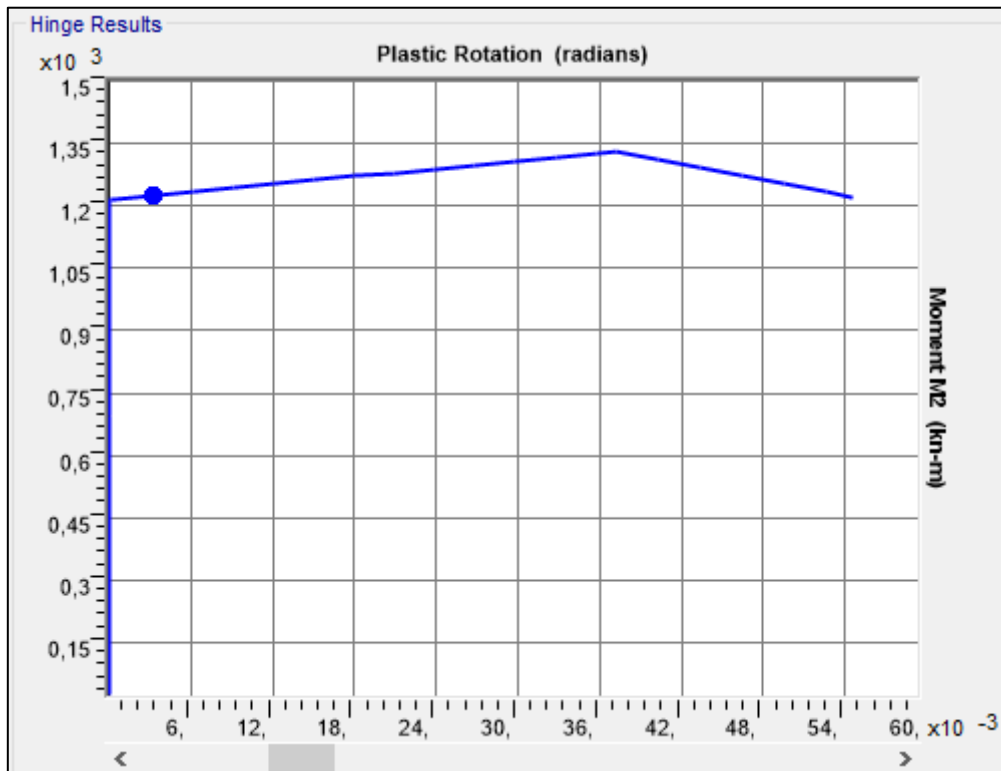


Figura. 31. Rotación Plástica para $R=1.5$ y $TR=475$

Los valores de giro plástico generado en cada rotula varía de acuerdo a cada desplazamiento objetivo, como ejemplo en la Tabla 8 podemos observar que par aun evento sísmico raro con TR=475 y R=1,5, podemos deducir que el giro plástico en la columna más solicitada es de 0.0416 rad, en cambio para las mismas condiciones de diseño (R=1,5) pero para un caso de evento sísmico muy raro (TR=2500) estos valor seria de 0.0796 rad.

Tabla 8. Giros plásticos en las rotulas para cada Periodo de retorno.

		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
R		TR=100	TR=225	TR=475	TR=2500
1	Desp. Obj. (m)	0,0234	0,0311	0,0396	0,0764
	Giro θ_p (rad)	0	0	0,001	0,006
1,5	Desp. Obj. (m)	0,0236	0,0318	0,0416	0,0796
	Giro θ_p (rad)	0	0,0002	0,0031	0,012
2,5	Desp. Obj. (m)	0,0254	0,0346	0,0456	0,0856
	Giro θ_p (rad)	0,003	0,0061	0,00615	0,015

4.4. Nivel de daño y reparaciones

Una vez obtenidos las rotaciones plásticas de acuerdo con su punto de desempeño realizado en la sección anterior, procedemos a valorar el nivel de daño que la estructura tendrá, en este caso las rotulas se generar únicamente en las columnas ya que no existen transmisión de momentos entre las vigas y las columnas debido a su configuración estructural de simplemente apoyadas para las vigas.

Existen diferentes teorías y normativas que ayudan a la clasificación del nivel de daño, la más importantes ya fueron revisadas en la sección 2.4 del presente TFM y para la cual ha servido como base para el desarrollo del mismo, pero para el presente trabajo se usara los niveles de daño establecidos en el programa "Diagrama de momento curvatura Bilineal / Cuatrilineal" de (Bairan Jesús M., 2013) el cual estable básicamente tres tipos de daño considerables de reparación, estos son: perdida de recubrimiento, riesgo de colapso y rotura.

Los niveles de daño establecidos por la (FEMA 306, 2000) se muestran en la Figura. 32, los cuales van desde daños insignificantes hasta daños extremos pero los más representativos son tres: leve, moderado y fuerte.

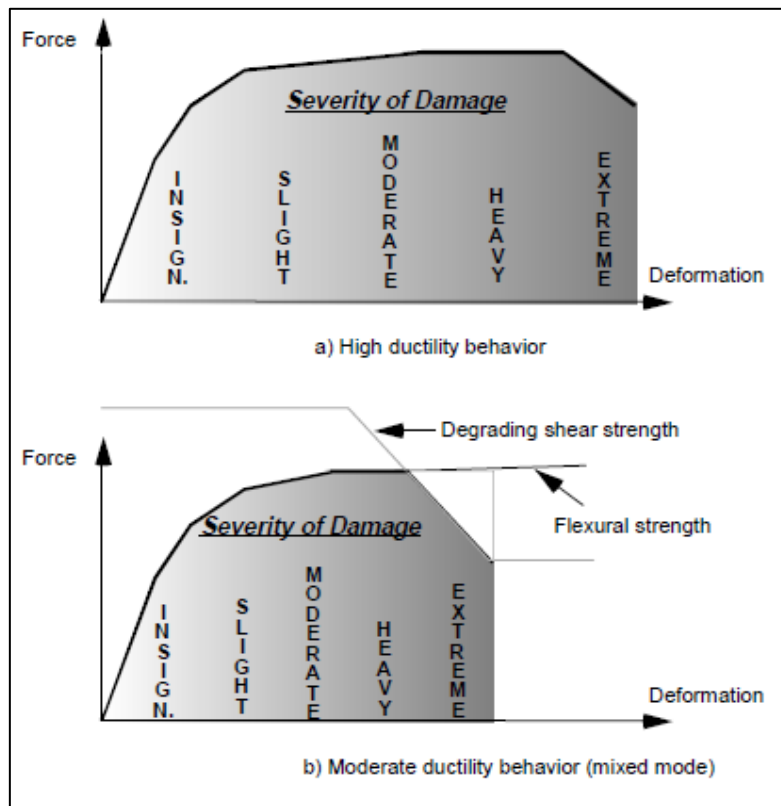


Figura. 32. Niveles de daño para estructuras con alta y modera ductilidad según (FEMA 306, 2000)

A continuación, se indicarán los valores para cada nivel de daño en términos de rotación plásticas (rad) según el nivel de armado al cual fueron previamente diseñados, la Tabla 9 indica los giros plásticos para un nivel armado con $R=1$, los valores resaltados en verde son los que se ingresaran al programa de SAP2000 junto con los valores del diagrama de interacción de cada tipo de columna, para la definición de las rotulas plásticas. Se procederá de igual manera en cada tipo de armado con $R=1.5$ (Tabla 10) y con $R=2.5$ (Tabla 11).

En analogía con los niveles de daño según (FEMA 306, 2000), se emparejara los niveles mostrados en las tablas 9, 10 y 11, con los niveles mostrados en la Figura. 32, entendiéndose así el nivel "plastificación" del programa de (Bairan Jesús M., 2013) con el daño "insignificante" de la (FEMA 306, 2000), así sucesivamente con los cuatro niveles restantes, con el fin de clasificar y cuantificar el tipo de reparación.

Tabla 9. Giros plásticos para el nivel de armado con R=1

Daño	Θ_p (rad)	M (kNm)	Daño (FEMA 306)
Plastificación	0,000	1368,25	Insignificante
Fisura residual	0,005	1625,44	Débil
Pérdida recubrimiento	0,009	1664,75	Moderado
Riesgo colapso	0,051	1625,29	Fuerte
Rotura	0,072	1606,36	Extremo

Tabla 10. Giros plásticos para el nivel de armado con R=1.5

Daño	Θ_p (rad)	M (kNm)	Daño (FEMA 306)
Plastificación	0,000	967,21	Insignificante
Fisura residual	0,003	1116,77	Débil
Pérdida recubrimiento	0,011	1207,52	Moderado
Riesgo colapso	0,039	1153,31	Fuerte
Rotura	0,055	1123,53	Extremo

Tabla 11. Giros plásticos para el nivel de armado con R=2.5

Daño	Θ_p (rad)	M (kNm)	Daño (FEMA 306)
Plastificación	0,000	967,21	Insignificante
Fisura residual	0,003	1116,77	Débil
Pérdida recubrimiento	0,011	1207,52	Moderado
Riesgo colapso	0,039	1153,31	Fuerte
Rotura	0,055	1123,53	Extremo

Comparando los resultados de giros plásticos (Θ_p) obtenidos en la Tabla 8, con los resultados de las Tablas 9, 10 y 11 según sea el caso, se llega a obtener el nivel de daño generado por cada evento sísmico resumido en la Tabla 12. Así por ejemplo si queremos saber el nivel de daño sufrido en las columnas con R=1.5 y un sismo raro (TR=475) tomamos el valor de tomamos el valor de 0.003 rad y buscamos en la Tabla 10 el nivel de daño al que se corresponda en este caso sería un daño moderado según la FEMA 306.

Tabla 12. Resumen de daños de acuerdo a cada evento sísmico

	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
R	TR=100	TR=225	TR=475	TR=2500
1	Plastificación	Plastificación	Insignificante	Moderado
1,5	Plastificación	Leve	Moderado	Fuerte
2,5	Insignificante	Moderado	Fuerte	Extremo

4.4.1. Operaciones previas a la reparación

Las operaciones previas detalladas a continuación, son acciones que se deben realizar antes de cada reparación, pueden ser una de ellas a la vez o combinaciones de estas según el tipo de reparación de acuerdo con (CYPE, 2019):

- a) Preparación de superficie de hormigón en vigas y pilares mediante proyección en seco de material abrasivo.

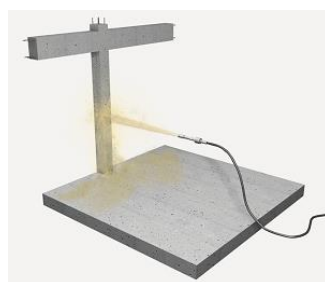


Figura. 33. Esquema de proyección de material abrasivo.(CYPE, 2019)

- b) Procedimiento de aplicación manual de mortero ligero tixotrópico, monocomponente, modificado con polímeros, reforzado con fibras y resistente a los sulfatos, de elevada resistencia mecánica y retracción compensada con una resistencia a compresión a 28 días mayor o igual a 35 N/mm^2 y un módulo de elasticidad mayor o igual a 15000 N/mm^2 , clase R3 según UNE-EN 1504-3, compuesto de cemento Portland, áridos de granulometría seleccionada, polímeros y fibras sintéticas de poliacrilonitrilo, con bajo contenido en cromato y exento de cloruros, en capa de 15 mm de espesor medio, con acabado superficial fratasado con esponja o fratás, para reparación y refuerzo estructural de elemento de hormigón.
- c) Proyección de chorro de agua y material abrasivo formado por partículas de silicato de aluminio para la preparación de la superficie de hormigón estructural, eliminando capas antiguas, lechadas superficiales, pinturas o cualquier otro tipo de grasa o suciedad del soporte, para proceder posteriormente a la aplicación de productos reparadores y protectores en estructura de hormigón armado, y carga manual de los restos generados sobre camión o contenedor. El precio incluye el desplazamiento, montaje y desmontaje en obra del equipo de proyección.



Figura. 34. Pistola de chorro de agua y material abrasivo.(CYPE, 2019)

- d) Proyección en seco de chorro de partículas de material abrasivo formado por partículas de silicato de aluminio, para el saneado de armaduras de acero, para proceder posteriormente a la aplicación de productos de reparación y/o protección, eliminando la suciedad superficial, la herrumbre y toda sustancia que pueda disminuir la adherencia entre las armaduras y el material de reparación a aplicar, hasta alcanzar un grado de preparación Sa 2 ½ según UNE-EN ISO 8501-1, y carga manual de los restos generados sobre camión o contenedor. El precio incluye el desplazamiento, montaje y desmontaje en obra del equipo de proyección.

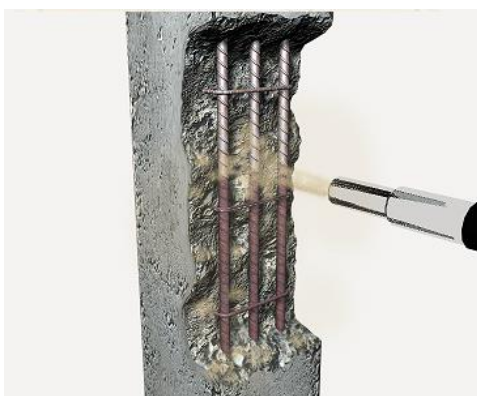


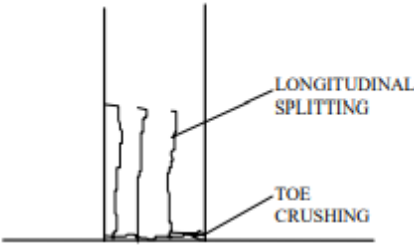
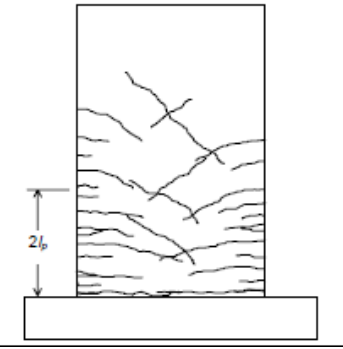
Figura. 35. Proyección en seco de chorro de partículas de material abrasivo.(CYPE, 2019)

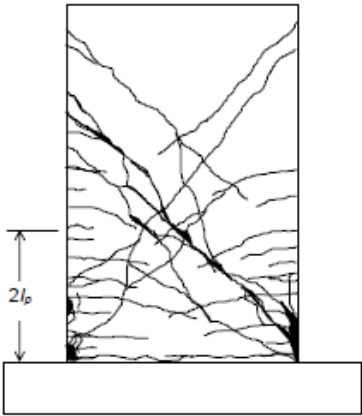
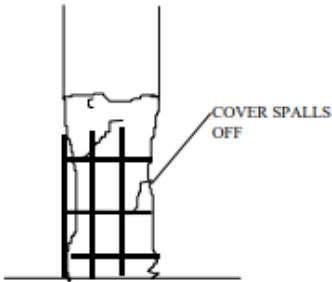
4.4.2. Reparaciones según el nivel de daño

Para saber el tipo de operación a seguir según el nivel de daño se toma como referencia los reparaciones o rehabilitación de estructuras de las bases de datos del banco de precios obtenidos del CYPE y del ITeC de disponibilidad web.

La evaluación para las reparaciones según (FEMA 306, 2000) se resumen en la Tabla mostrada a continuación:

Tabla 13. Reparaciones según el nivel de daño.(FEMA 306, 2000)

Daño	Evaluación	Tipo de reparación
Insignificante	<ul style="list-style-type: none"> • Ancho de fisura por cortante menores de 1mm • Ancho de fisura por flexión menores de 3mm 	<p>Reparación con mortero a base de cemento para reparación no estructural. Aplicación manual de mortero tixotrópico, de fraguado rápido. Con capa con espesor medio de 20 mm con acabado superficial fratasado con esponja. (CYPE, 2019)</p>
Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • Ancho de fisura por cortante menores de 3mm • Ancho de fisura por flexión menores de 6mm • Ancho de fisura por cizallamiento exceden de 1 mm 	<p>Reparación estructural con inyección de fisuras, con colocación de inyectores externos colocación cada 200 mm en fisura, con adhesivo tixotrópico de dos componentes con base de resina epoxi y sellado de la fisura superficial para no dejar escapar la lechada inyectada. (CYPE, 2019)</p> <p>Inyección de resina aplicada con sistema de inyección de baja presión (3 kg/m²), lechada fluida de dos componentes con base de resina epoxi con rendimiento de 0.5 kg/m. (CYPE, 2019)</p> <p>Luego de la inyección se realiza una reposición del material recubierto perdido.</p>

Fuerte	<ul style="list-style-type: none"> Los anchos de las grietas de corte pueden exceder 3mm., Pero no excede 9mm. 	Reparación de fisura de pilar de hormigón armado, con repicado del hormigón, saneado y cepillado de las armaduras con medios manuales y con chorro de arena, pasivado de las armaduras, imprimación anticorrosiva y puente de unión con mortero polimérico de resinas epoxi, restitución de la parte afectada con mortero polimérico de reparación y carga manual de escombros sobre contenedor. (ITeC, 2019)
Extremo	<ul style="list-style-type: none"> La armadura se ha fracturado. Grietas de cizallamiento amplio típicamente concentradas en una sola grieta 	Reemplazo o mejora requerida. En el reforzamiento se añaden 100 mm de hormigón armado HA-25/B/10/I vertido con bomba en cada cara del elemento, con acero B 500 SD barras corrugadas, previa preparación de la superficie del hormigón con chorros de arena seca e imprimación de resina epoxi sin disolventes, de dos componentes, incluye carga manual de sobre contenedor transporte de residuos a instalación autorizada de gestión de residuos. (ITeC, 2019)

Cabe señalar que, según lo mostrado por la (FEMA 306, 2000), esta no especifica ninguna acción o valoración de reparación para daños leves, para el caso de estructuras de hormigón armado, con suposición, del modo de comportamiento a flexión y tensiones, de la categoría "RC1B", de la sección 5.5 pagina 98. Por lo que, para casos donde el daño, sea categorizado como "leve", se tomarán acciones parecidas a la categoría superior, a esta; es decir "moderado".

4.4.3. Reparaciones por daño de instalaciones.

Para el análisis, del desempeño sísmico y sus implicaciones, a nivel de las instalaciones de la nave industrial, este se lo realizara mediante el estudio del máximo desplazamiento, que soportarían las instalaciones, en este caso como las

tuberías de la maquinaria intervienen con la estructura se plantea que los daños se efectuaran sobre estas.

De acuerdo con la normativa (ASME B31.3, 2009) que dicta las guías de diseño para tuberías a presión, esta nos indica que un máximo desplazamiento o desalineación que las tuberías deberían tener es de 45 cm, para tuberías con un diámetro de 10 mm, por lo que se llega a tomar este valor como referencia para plantear posibles reparaciones que se puedan llegar a tener debidas por el movimiento sísmico de la estructura.

Para el caso de las reparaciones se plantea que si los desplazamientos objetivos resumidos en la Tabla 7, de la sección 4.3, sobrepasan el máximo desplazamiento de acuerdo a la norma planteada en el párrafo anterior, se tomará como referencia el costo de la operación de la reparación de la tubería, el cual tiene un valor de 20,48 € por metro lineal de tubería y se sumara al costo total de reparación.

Para este caso podemos observar en la Figura. 36 que existen cuatro desplazamientos objetivos que sobrepasan el lumbral de daño (línea en amarillo) permitido por la normativa (ASME B31.3, 2009) para las instalaciones de tuberías a presión, estos casos son para $R = 2,5$ en el caso de $TR = 475$ años y para todos los tipos de diseño sísmico ($R = 2,5$; $R = 1,5$; $R = 1$) con periodo de retorno $TR = 2500$ años.

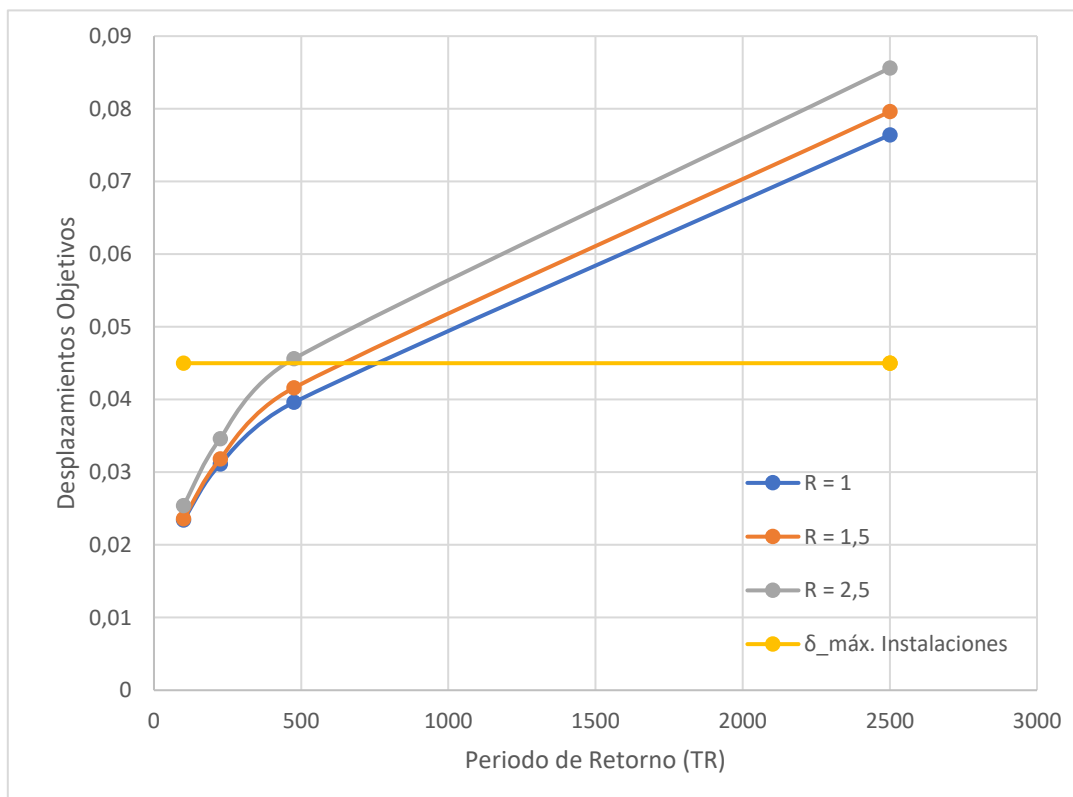


Figura. 36. Comparación de los desplazamientos objetivos vs desplazamiento máximo de instalaciones

4.4.4. Cuantificación del costo de acuerdo al nivel de daño.

Para la cuantificación del precio de las reparaciones según el nivel de daño se usó dos tipos de bancos de precios de disponibilidad en la web, los cuales son: (CYPE, 2019) y (ITeC, 2019).

Los costos unitarios según el nivel de daño se encuentran detallados en la Tabla 14, los mismos que son medidos en unidades de superficie o unidades lineales para el caso de reparación en un evento moderado este tendrá dos costos por tener reparaciones por superficie y a nivel lineal por grietas y fisuras. Para los casos de daño fuerte y extremos estos costos no están detallados como en el caso anterior, sino que estos ya vienen definidos directamente en la operación y su medida será por superficie o de manera lineal.

Tabla 14. Costos Unitarios de las reparaciones.

Daño	U. Medida	Valor
Insignificante	m2	28,59 €
Moderado	m2	49,68 €
	m	53,61 €
Fuerte	m2	213,62 €
Extremo	m	284,31 €

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Coste de reparación y coste de construcción inicial.

De acuerdo a los valores, de los costos unitarios, de la Tabla 14, en la sección 4.4.4, se procede a la valoración total de la reparación de los elementos estructurales, que hayan sufrido daño, tomando como referencia el costo del elemento, donde haya sufrido el mayor daño, y asumiendo, un costo del mismo valor, para los demás elementos que tengan un daño menor. Los resultados de estos costes se resumen en la Tabla 15, y se pueden visualizar en la Figura. 37.

Tabla 15. Costes de reparación y de construcción

	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro	Coste Estructura
	TR=100	TR=225	TR=475	TR=2500	
R = 1	Plastificación 0,00 €	Plastificación 0,00 €	Insignificante 181,97 €	Moderado 1.629,98 €	36.440,81 €
R = 1,5	Plastificación 0,00 €	Leve 1.061,29 €	Moderado 1.629,98 €	Fuerte 4.685,38 €	
R = 2,5	Insignificante 181,97 €	Moderado 1.629,98 €	Fuerte 4.685,38 €	Extremo 5.053,58 €	

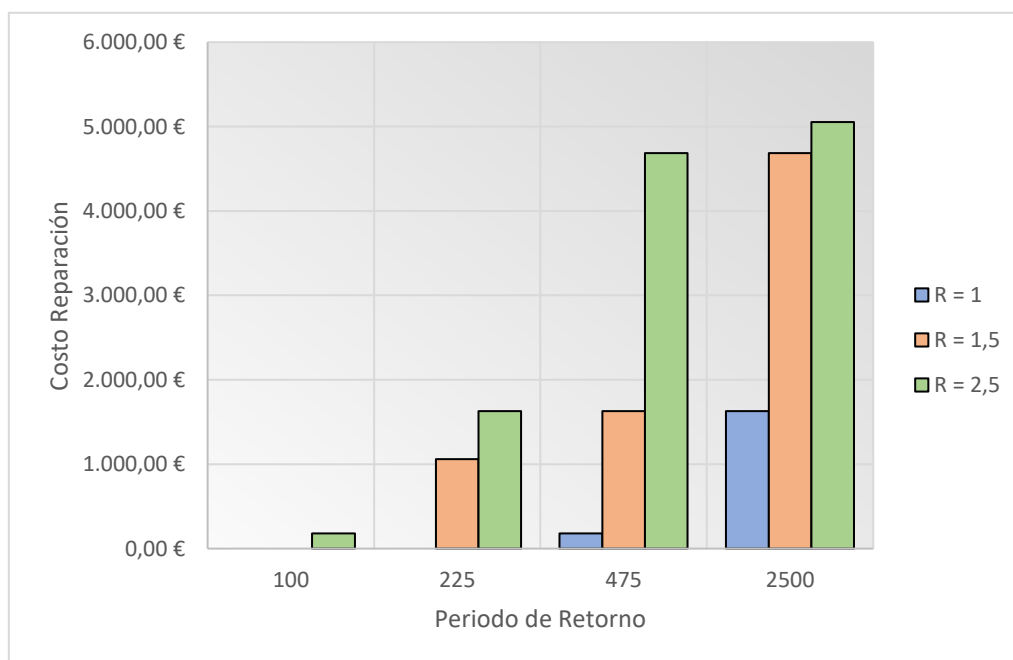


Figura. 37. Costes de reparaciones de cada nivel de daño y para cada TR

5.2. Determinación del coste de reparación esperado

Para la determinación del coste de reparación esperado se toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia, que es la relación entre la vida útil de la estructura ($T_{Vida_útil}$) y el período de retorno (TR) de la estructura, definido en la ecuación 18.

$$Probabilidad\ Ocurrencia_e = \frac{T_{Vida_útil}}{TR} \quad (18)$$

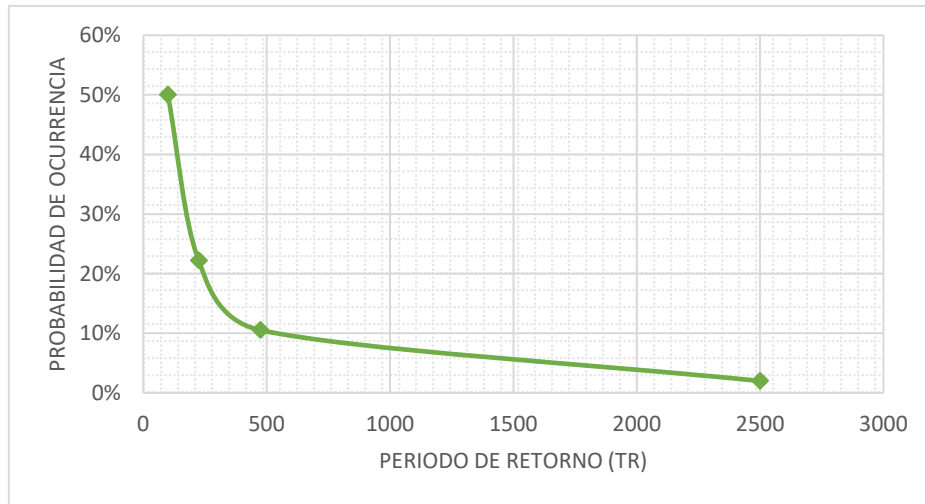


Figura. 38. Probabilidad de ocurrencia definido para cada periodo de retorno.

Otra forma de interpretar de mejor manera estos datos es mediante la probabilidad de ocurrencia de daño acumulado, que es la probabilidad de que un sismo sea mayor o igual que el analizado, es decir, que por ejemplo según la Figura. 40 para un período de retorno de $TR = 225$ la probabilidad de que venga un sismo mayor o igual a este es del 22%.

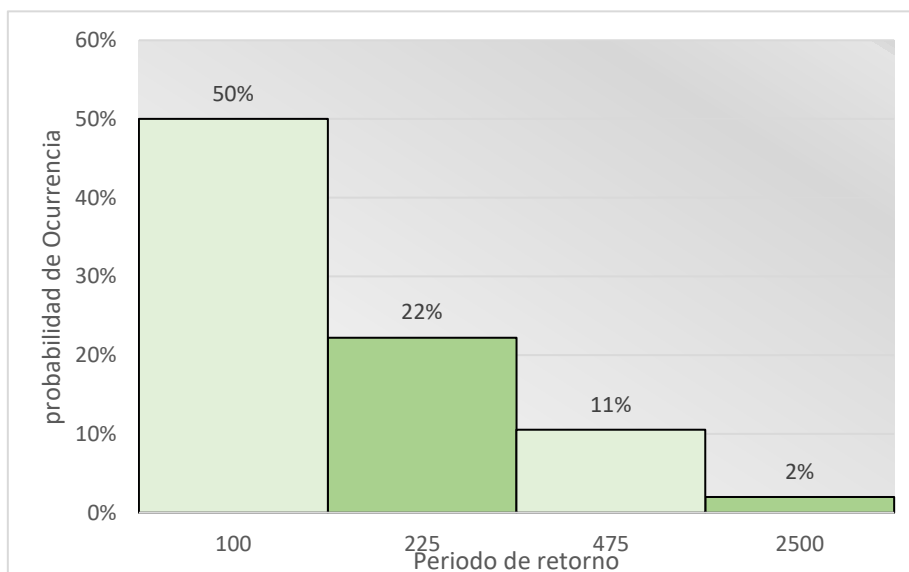


Figura. 39. Histograma de Probabilidad de daño acumulado

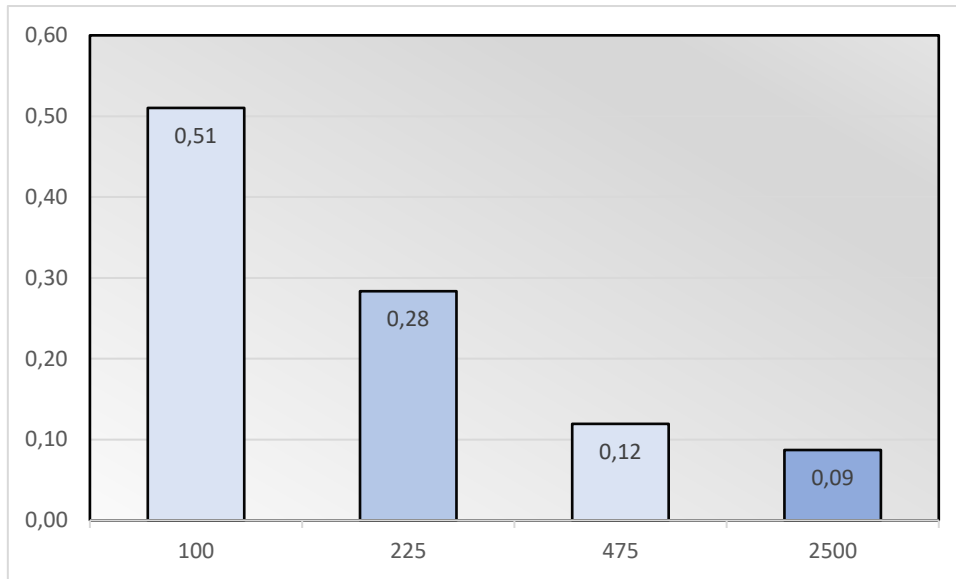


Figura. 40. Factor de probabilidad de daño acumulado para el coste esperado.

En la Figura. 40, el factor que se aprecia es un peso que se le asigna a un tipo nivel de daño de acuerdo a cada periodo de retorno, y se multiplicara por valor del coste de reparación (Tabla 15) según su nivel de daño, con el fin de relacionar el daño acumulado y la probabilidad de ocurrencia de cada riesgo sísmico.

Adicionalmente al coste esperado de reparación se le asignó un coste de no operación de la fábrica, por cada día que conlleve la reparación, para lo cual se asignó el valor de la producción en términos monetarios de 8000 € / día, por lo que el coste de reparación esperada incremente según los días que tome realizar cada reparación. En la Figura. 41, se puede apreciar los costes para cada día de reparación, sus detalles y su relación con el nivel de daño se encuentran detallados en la Tabla 16.

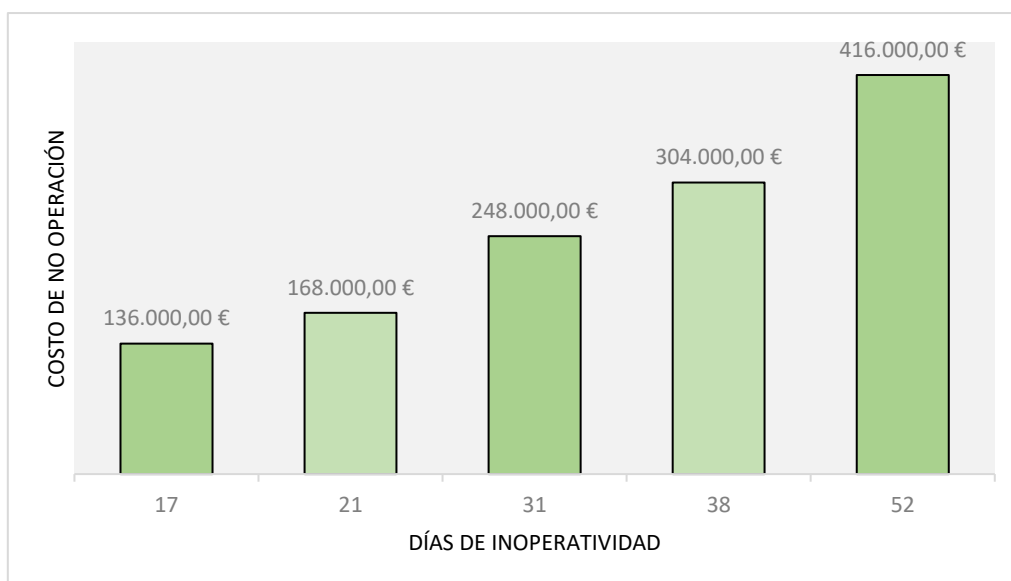


Figura. 41. Costes de no operación por cada día de inoperatividad

Tabla 16. Costes de no operación en base al tiempo de reparación.

Daño	Tiempo	Coste por no Operación
Insignificante	17	136.000,00 €
Moderado	21	168.000,00 €
Leve	31	248.000,00 €
Fuerte	38	304.000,00 €
Extremo	52	416.000,00 €

El valor del costo diario por no operación fue estimado de acuerdo a los datos obtenidos de la “Cámara Nacional de Pesquería del Ecuador”, a la cual pertenece la empresa estudiada.

Con los datos obtenidos se procede el cálculo de los costes reparación, según su tipo de diseño de armado y lo costes que tendrían para cada periodo de retorno estudiado, obteniendo como resultados los datos mostrados en la Figura. 42, en los cuales ya se encuentra incluido el coste por no operación analizado anteriormente. En los que se puede observar mayores costes de reparaciones para periodo retorno de 2500 años y factores de comportamiento menores, es decir para un $R = 2,5$ donde los daños serían mayores.

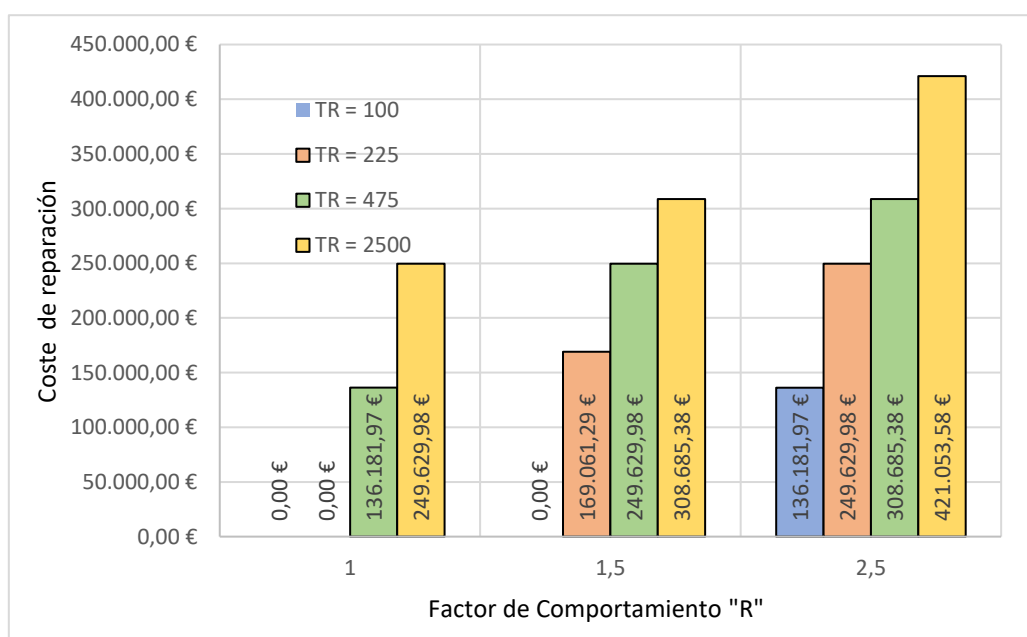


Figura. 42. Costes de reparación para cada periodo de retorno según el nivel de coeficiente de comportamiento "R".

A continuación, se procede el cálculo del coste esperado de reparaciones en términos de daño acumulado para lo cual fue necesario efectuar una multiplicación entre los factores de probabilidad de daño (Figura. 40) y los costos de reparaciones de la Figura. 42, obteniendo los resultados de la Tabla 17.

Tabla 17. Costes esperados en función al daño acumulado.

TR	1	1,5	2,5
TR = 100	0,00 €	0,00 €	69.480,60 €
TR = 225	0,00 €	47.919,87 €	70.756,80 €
TR = 475	16.252,77 €	29.792,34 €	36.840,36 €
TR = 2500	21.718,61 €	26.856,62 €	36.633,02 €
Coste Total	37.971,38 €	104.568,82 €	213.710,77 €

Para una mejor representación de estos resultados en función de los daños acumulados, se muestra la Figura. 43, en la que podemos apreciar de manera gráfica que los costes esperados acumulados para un coeficiente de comportamiento R = 1 son menores que los costes por acumulación de daño para un R=2.5 donde la estructura sufriría daños para cada nivel de ocurrencia.

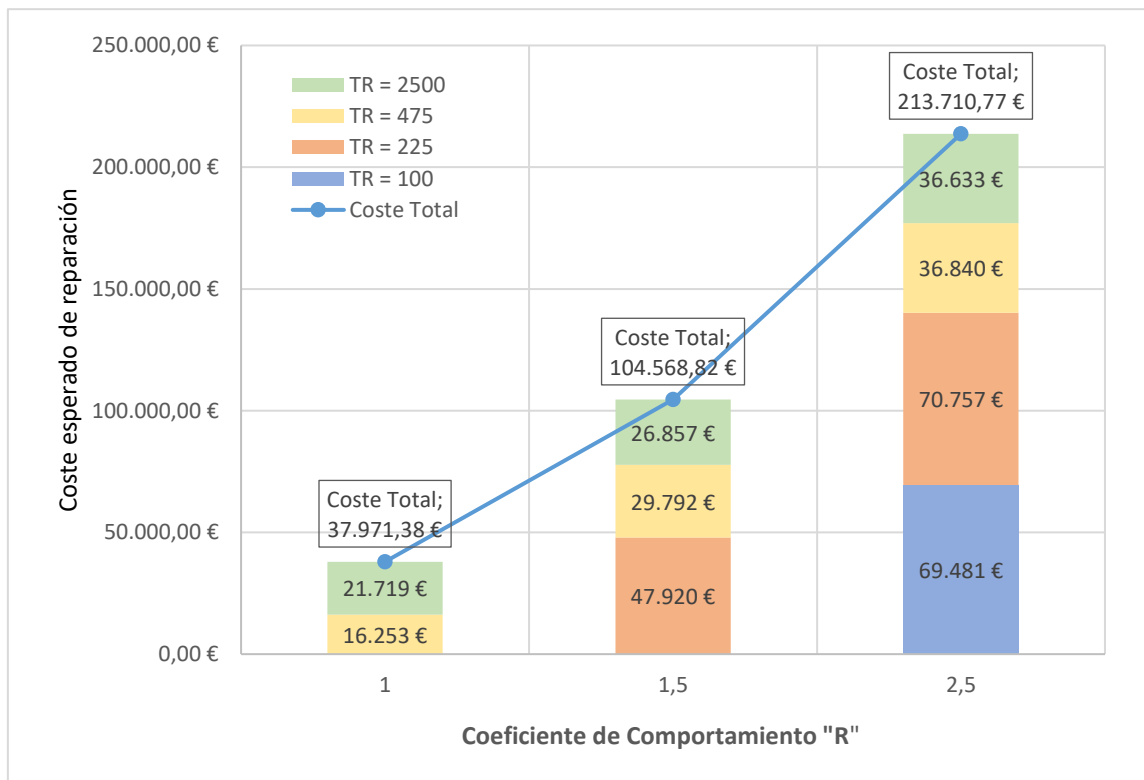


Figura. 43. Costes esperados en función al daño acumulado.

5.3. Optimización del coeficiente de comportamiento

Se presentará dos posibles escenarios para el cálculo de este coeficiente de comportamiento óptimo, con diferentes hipótesis en cada caso. Realizado el estudio del coste esperado de reparación y los datos del costo inicial de la estructura, se obtendrá un coeficiente de desempeño óptimo para el tipo de configuración estructural planteado en la sección 3.2, para lo cual se relacionará e interpondrá las gráficas de costo inicial y costos esperados.

5.3.1. Escenario 1: Inclusión de costes por inoperatividad

Para el primer escenario donde el cálculo conserva los tiempos de reparación según la Tabla 16, y además se sigue tomando en cuenta los costes por no operación de la fábrica o inoperatividad, que como se verá en la gráfica siguiente estos costos siguen siendo importantes para la optimización de este coeficiente.

Con la finalidad de obtener una calibración mucho más homogénea y con mayor nivel de exactitud se agregan dos factores de comportamiento los cuales son: $R = 1,25$ y $R = 2$. Los valores para el cálculo del coste esperado de reparaciones se obtendrán realizando una interpolación lineal con los datos anteriores y posteriores a estos valores.

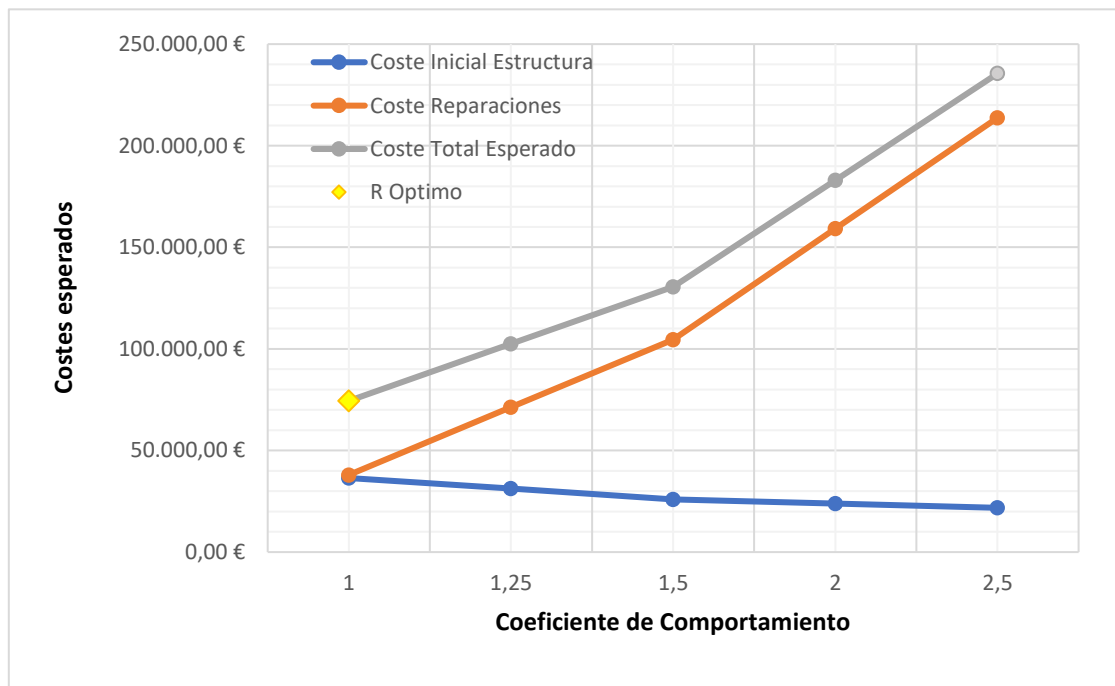


Figura. 44. Coeficiente óptimo de comportamiento, escenario 1.

Los datos para la construcción de las curvas mostradas en la Figura. 44, se presentan en la Tabla 18, donde la casilla con fondo amarilla indica el menor valor del costo esperado, por lo que el coeficiente mostrado para este valor sería el “R” óptimo.

Tabla 18. Costes iniciales y de reparaciones según el coeficiente de comportamiento. E1

R	1	1,25	1,5	2	2,5
Coste Inicial Estructura	36.440,81 €	31.210,94 €	25.981,06 €	23.886,25 €	21.791,44 €
Coste Reparaciones	37.971,38 €	71.270,10 €	104.568,82 €	159.139,80 €	213.710,77 €
Coste Total Esperado	74.412,20 €	102.481,04 €	130.549,89 €	183.026,05 €	235.502,21 €

5.3.2. Escenario 2: sin incluir los costes por inoperatividad

En este caso se plantea no incluir los costes por inoperatividad de la fábrica, valores que son muy determinantes en el caso anterior para optimizar el coeficiente, con la final de evaluar su comportamiento y analizar su variación en la calibración del mismo.

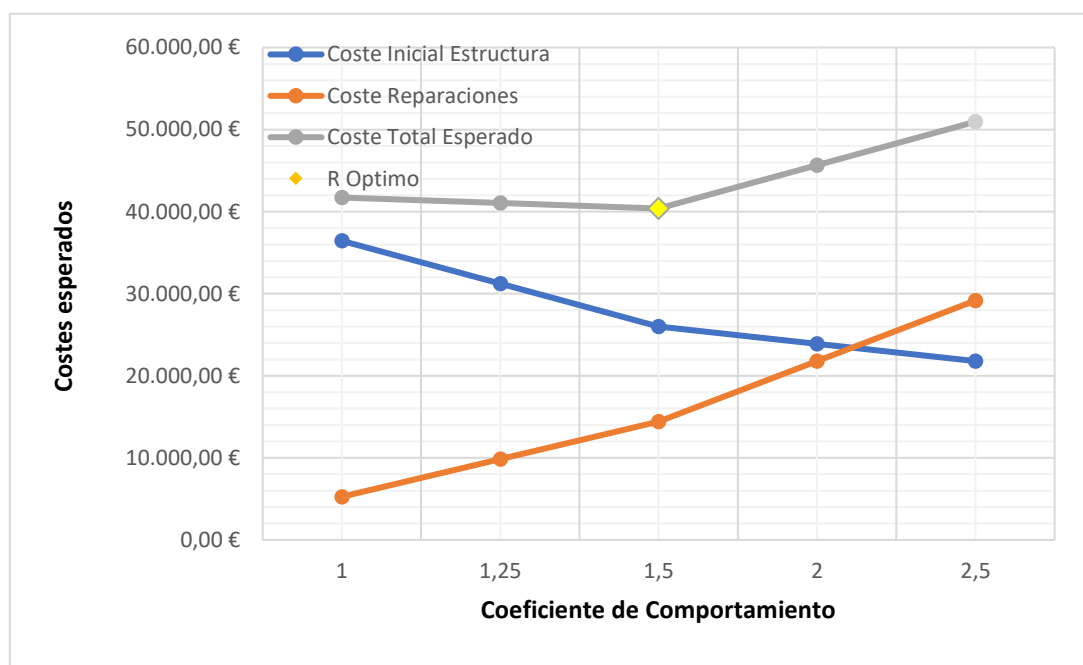


Figura. 45. Coeficiente óptimo de comportamiento, escenario 2.

En la Figura. 45, muestra el “R” óptimo (punto amarillo), que para este caso sería el de menor valor en curvatura de coste total esperado, la cual se calcula sumando los datos de la curva del coste inicial con los datos de curva por reparaciones. Los valores de estas sumatorias se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19. Costes iniciales y de reparaciones según el coeficiente de comportamiento.

R	1	1,25	1,5	2	2,5
Coste Inicial Estructura	36.440,81 €	31.210,94 €	25.981,06 €	23.886,25 €	21.791,44 €
Coste Reparaciones	5.264,95 €	9.834,61 €	14.404,27 €	21.786,84 €	29.169,42 €
Coste Total Esperado	41.705,76 €	41.045,55 €	40.385,33 €	45.673,10 €	50.960,86 €

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el análisis estático no lineal (PushOver), es importante una correcta asignación de las rótulas plásticas, para los elementos estructurales, en este caso de estudio, por la configuración estructural, la asignación de estas rótulas plásticas se las realizara, únicamente a las columnas y no las vigas, por lo que éstas, no transmiten momento a las columnas. Esta asignación, se la realizo manualmente al programa, y no de forma automática, como normalmente lo realiza el programa SAP2000, ya que así, podremos obtener los valores de las rotaciones plásticas, para compararlas con los límites, ya definidos por el diagrama de momento - curvatura, y así, posteriormente se pudo definir el nivel de daño y calcular los costes esperados de reparación.

En conclusión, se pudo realizar un análisis sísmico basado en prestaciones, para edificios industriales basados en costes no operación, por lo que se pueden obtener el coste esperado de reparaciones, incluyendo en los cálculos los costes por inoperatividad de la fábrica, según el nivel de daño sufrido en la estructura y sus periodos de retorno. Dando como resultado un R óptimo de 1, para el primer escenario planteado y de $R = 1,5$; para el segundo escenario, es importante señalar que, el costo por inoperatividad de la planta, es determinante, para la optimización del coeficiente de comportamiento.

Analizando los datos obtenidos, para los costes esperados de reparación, concluimos que, los costes de reparación aumentan si el nivel de diseño es menor, es decir, para diseños con cuantía menor ($R = 2.5$), que son más propensos a daños fuertes y extremos, el coste de reparar esta estructura será más caro, en cambio, estos costes disminuyen si el nivel de armado es superior ($R = 1$). Por lo contrario, con respecto a los costes iniciales de estructura, estos serán menores mientras el nivel de diseño sea menor ($R = 2.5$); y los costes serán mayores mientras mayor sea el nivel de diseño ($R = 1$).

Se concluye que, tanto para los casos de periodos de retorno menores al de diseño $TR = 475$ años, como para periodos de retorno mayores a este, los tres niveles de diseño definidos resisten y cumplen su función estructural, adicionalmente se observo que para sismos muy raros con $TR = 2500$ años, en todos los casos los desplazamientos objetivos serán superiores a 45 centímetros, generando daños considerables en las instalaciones, de acuerdo con el límite permitido por la norma ASME B31.3.

Recomendaciones y trabajos futuros:

Como recomendación se propone que se realice el mismo procedimiento detallado en este TFM, pero con una configuración estructural distinta es decir mediante pórticos donde exista una transferencia de momentos entre las vigas y columnas, generando así la formación de rotulas plásticas en las vigas, modelar este comportamiento y calcular los desplazamientos objetivos para compararlos con los aquí expuestos.

Se recomienda así mismo, aumentar el número de coeficientes de comportamientos, fuera de normativa, con el fin obtener una mayor cantidad de datos y variables disponibles para realizar un mismo análisis de optimización.

BIBLIOGRAFÍA

- ÁLVAREZ, P., & GERMÁN, M. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha*. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/17872>
- ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASME B31.3. (2009). *Process Piping Guide*. Recuperado de https://engstandards.lanl.gov/esm/pressure_safety/process_piping_guide_R2.pdf
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Recuperado de http://www.dinochen.com/attachments/month_0901/atc-402.pdf
- BAIRAN JESÚS M. (2013). *Hoja de cálculo del diagrama momento curvatura bilineal / cuatrilínea* [Excel]. Barcelona, Catalunya, España: UPC.
- BARBAT, A. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Recuperado de https://issuu.com/juliojvaquero/docs/arcer_5_confinamiento_ductilidad
- CYPE. (2019). *Generador de Precios* [WEB]. España.
- DAL LAGO, B. A. (2015, marzo 12). *Seismic performance of precast structures with dissipative cladding panel connections* [Tesi di dottorato]. Recuperado 21 de marzo de 2019, Politécnico de Milán <https://www.politesi.polimi.it/handle/10589/107267>

- DÍAZ, B., & LEÓN, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. (Ph.D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya. Recuperado de <http://www.tdx.cat/handle/10803/6230>
- ESCRIG PÉREZ, C. (2010). *Evolución de los sistemas de construcción industrializados a base de elementos prefabricados de hormigón*. Universitat Politècnica de Catalunya. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/8398>
- FEMA 306. (2000). *Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. *Earthquake Spectra*, 16(1), 263-283.
- ITeC. (2019). *Banco de precios ITeC* [WEB]. España: Instituto de Tecnología de la Construcción.
- JIMÉNEZ, M., & JOSÉ, C. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal («Push-Over»)*. Universitat Politècnica de Catalunya. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/21138>
- MAIA, N. M. M., & MONTALVÃO E SILVA, J. M. (Eds.). (1997). *Theoretical and experimental modal analysis*. Taunton, Somerset, England: New York: Research Studies Press; Wiley.
- MARTIN, L. D., PERRY, C. J., & PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (Eds.). (2004). *PCI design handbook: precast and prestressed concrete* (6th ed). Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute.

- MORENO GONZÁLEZ, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Universitat Politècnica de Catalunya. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559>
- RAHUL LESLIE. (2012). *The Pushover Analysis in its Simplicity*.
- SAFINA MELONE, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93538>
- SALAS, J. (2008). *From closed system precasting to the subtle industrialization of building construction: keys to technological change*. Informes de la Construcción, 60(512). <https://doi.org/10.3989/ic.07.001>
- SEJAL, D. P., VASANWALA, S. A., & DESAI, A. K. (2011). Performance based seismic design of structure: A review. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, 1(4), 795.
- Structural Dynamics of Linear Elastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) Systems*. (s. f.). Recuperado 27 de febrero de 2019, de http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:lzQb6pwseEUJ:www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic03-StructuralDynamicsofSDOFSystemsNotes.pdf+&cd=22&hl=es-419&ct=clnk&gl=es

ANEJO A

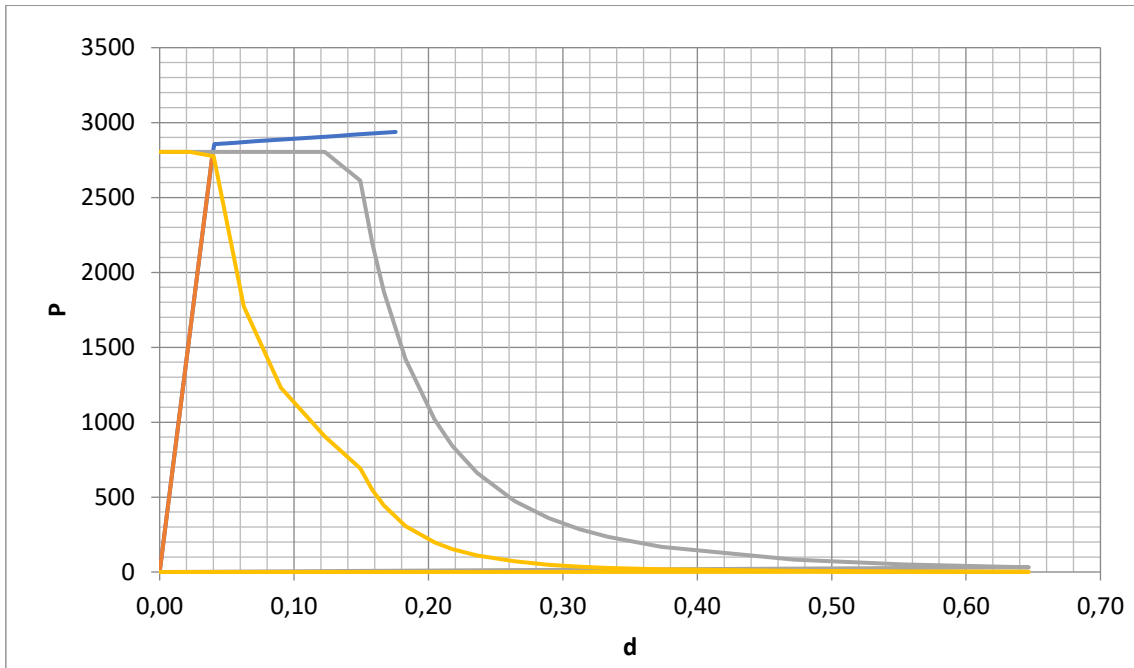


Ilustración 1. Punto de desempeño para la $R=1$ y $TR=475$

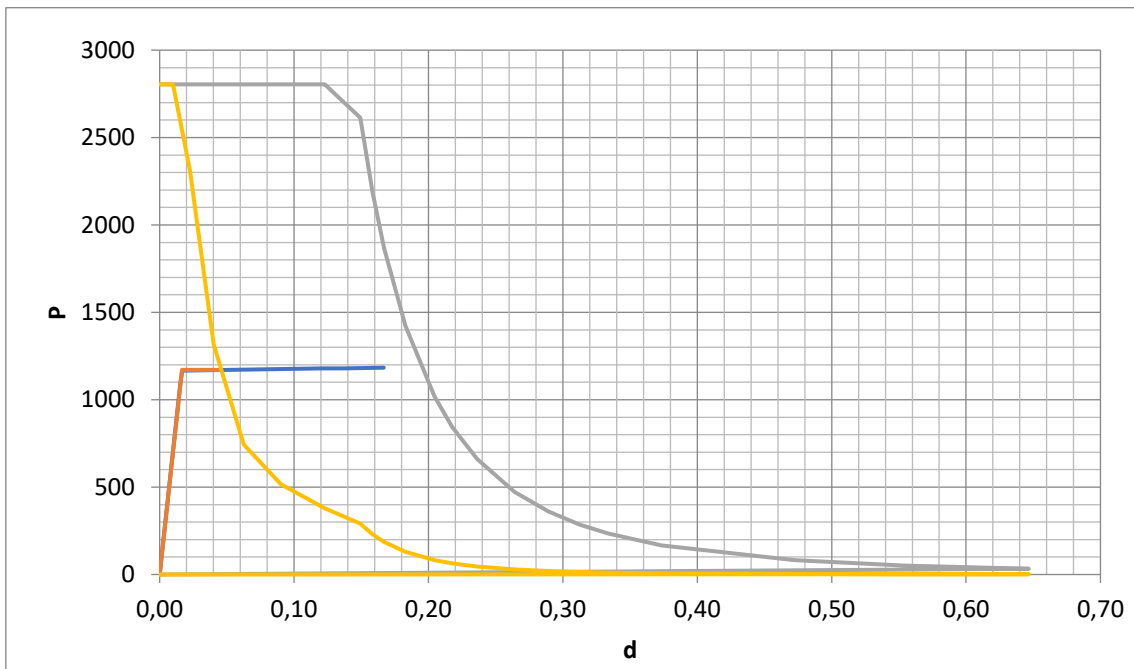


Ilustración 2. Punto de desempeño para la $R=2,5$ y $TR=475$

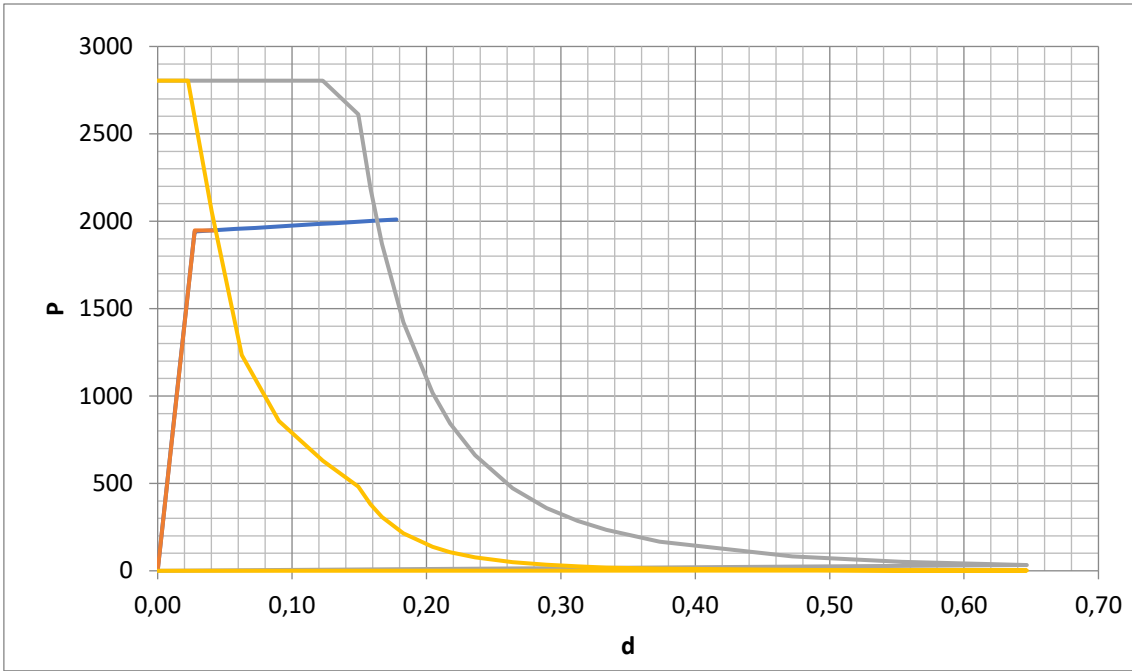


Ilustración 3. Punto de desempeño para la $R=1,5$ y $TR=475$

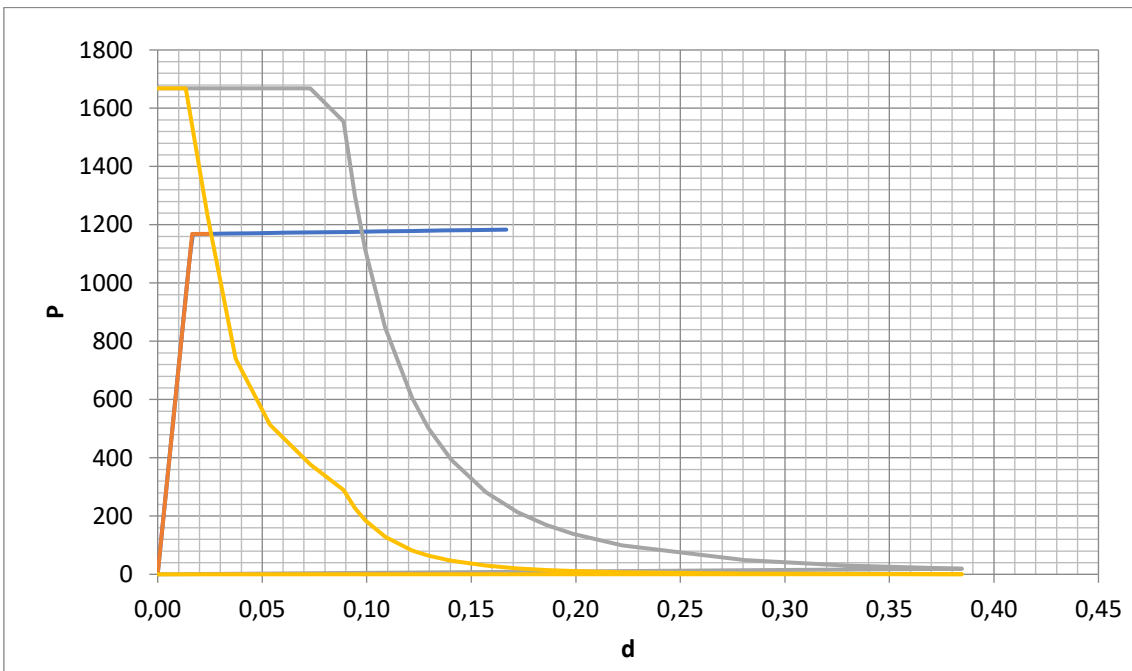


Ilustración 4. Punto de desempeño para la $R=2,5$ y $TR=100$

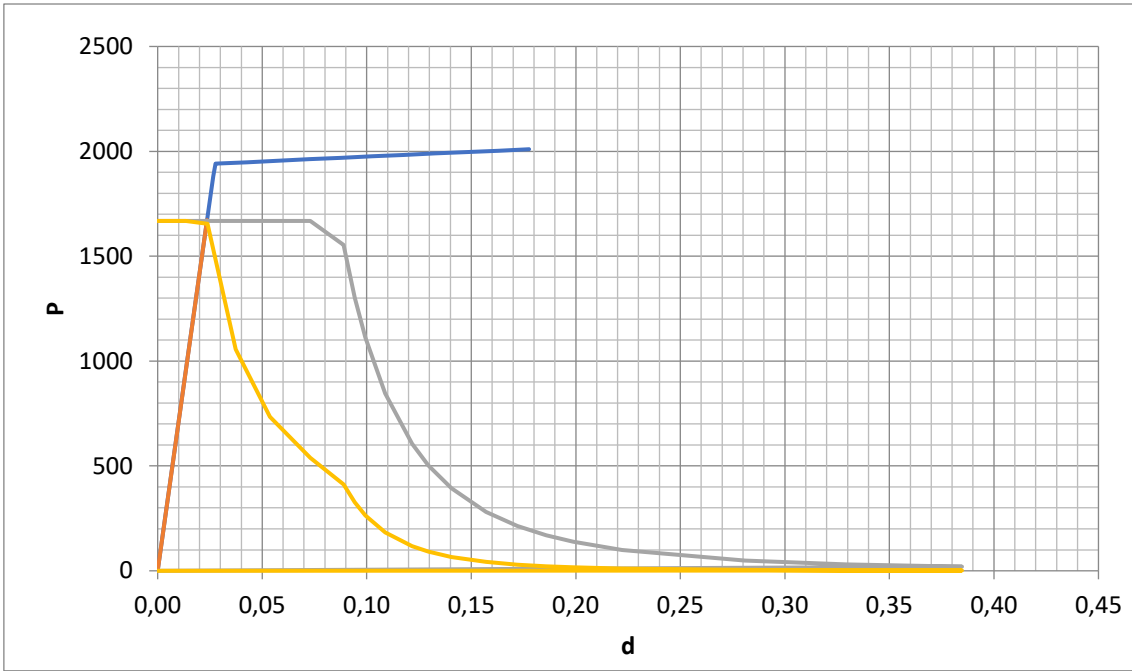


Ilustración 5. Punto de desempeño para la $R=1,5$ y $TR=100$

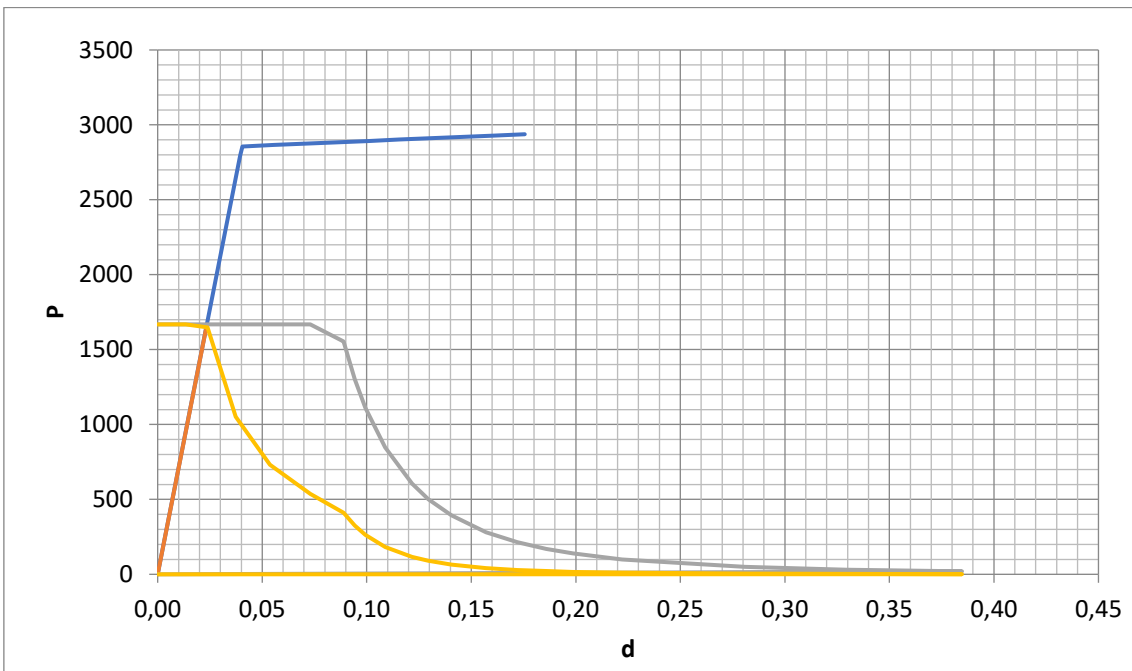


Ilustración 6. Punto de desempeño para la $R=1$ y $TR=100$

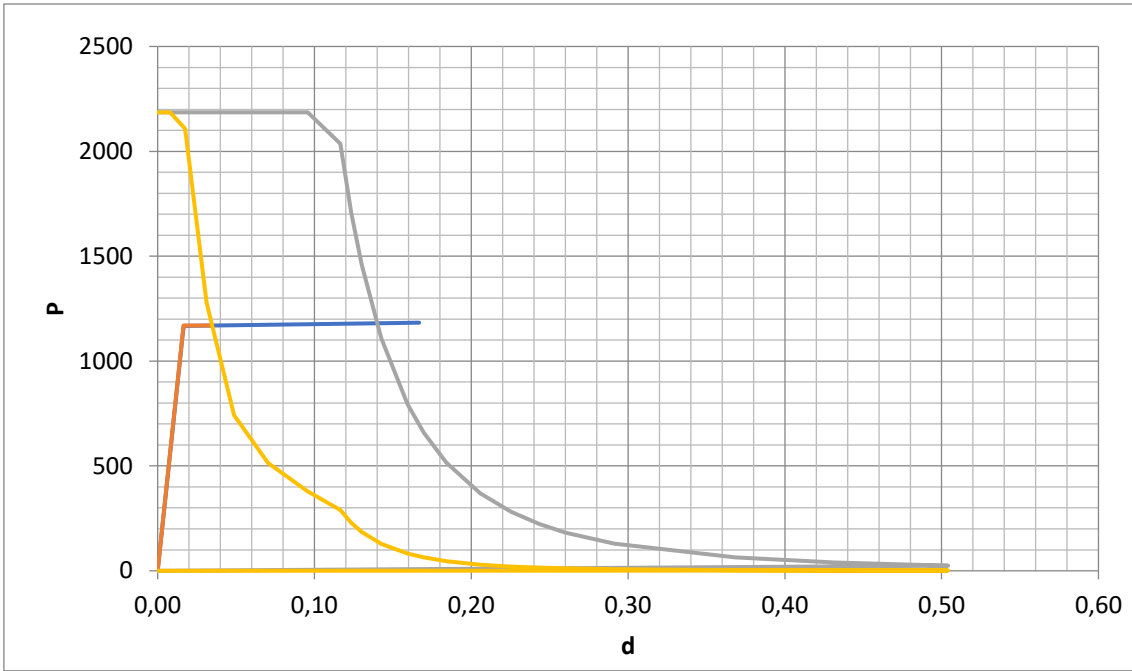


Ilustración 7. Punto de desempeño para la $R=2,5$ y $TR=225$

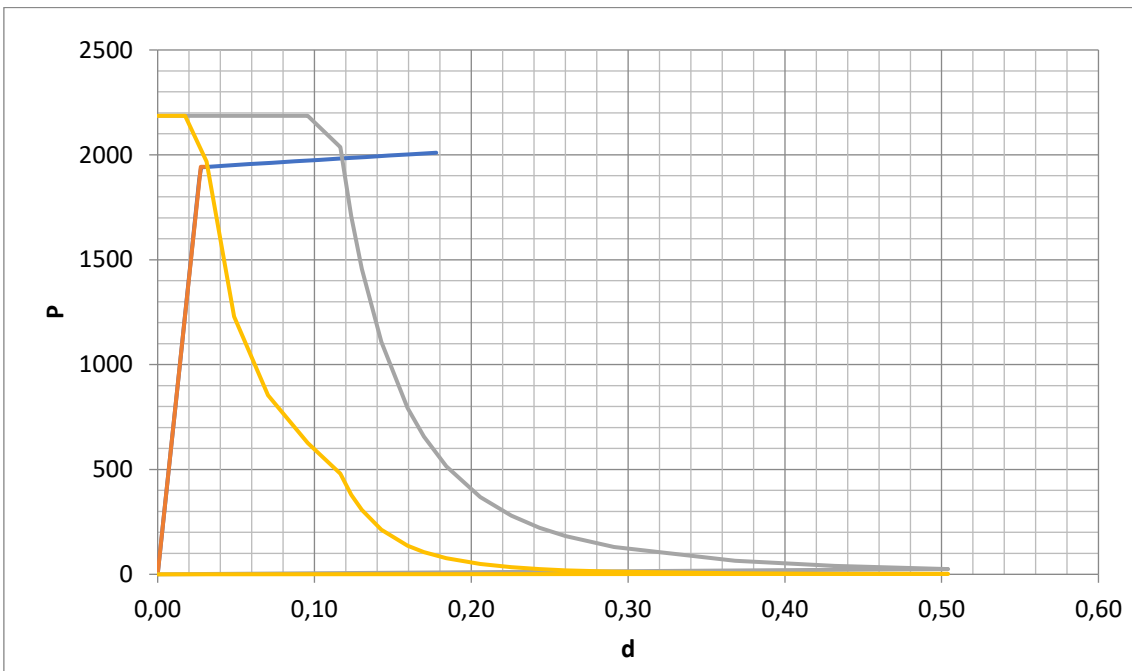


Ilustración 8. Punto de desempeño para la $R=1,5$ y $TR=225$

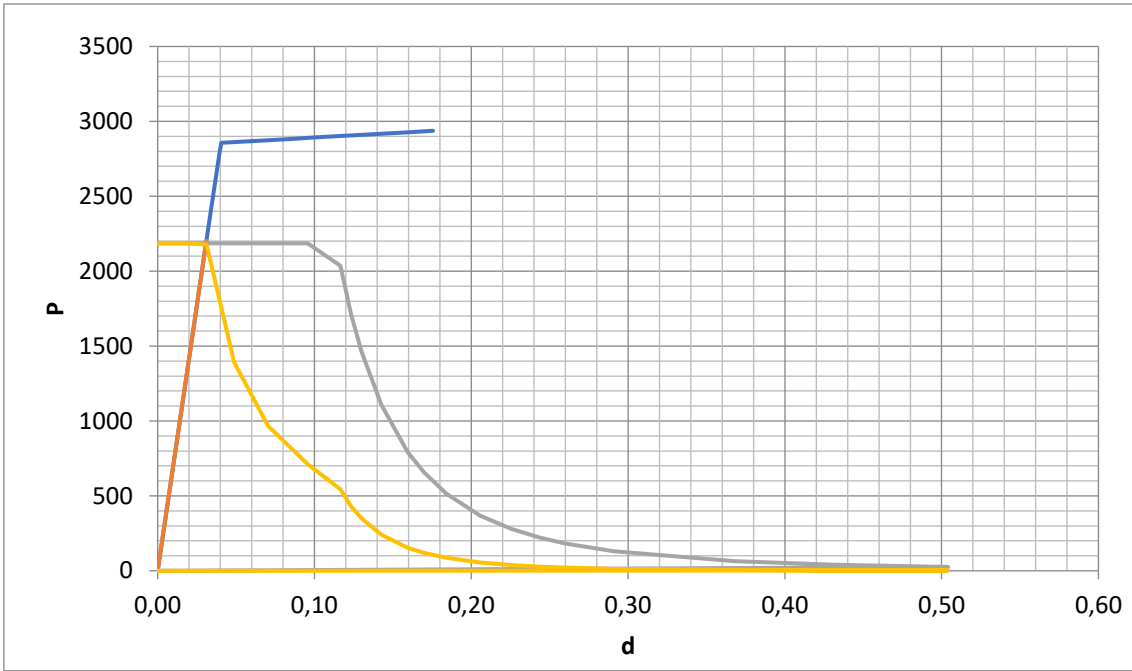


Ilustración 9. Punto de desempeño para la $R=1$ y $TR=225$

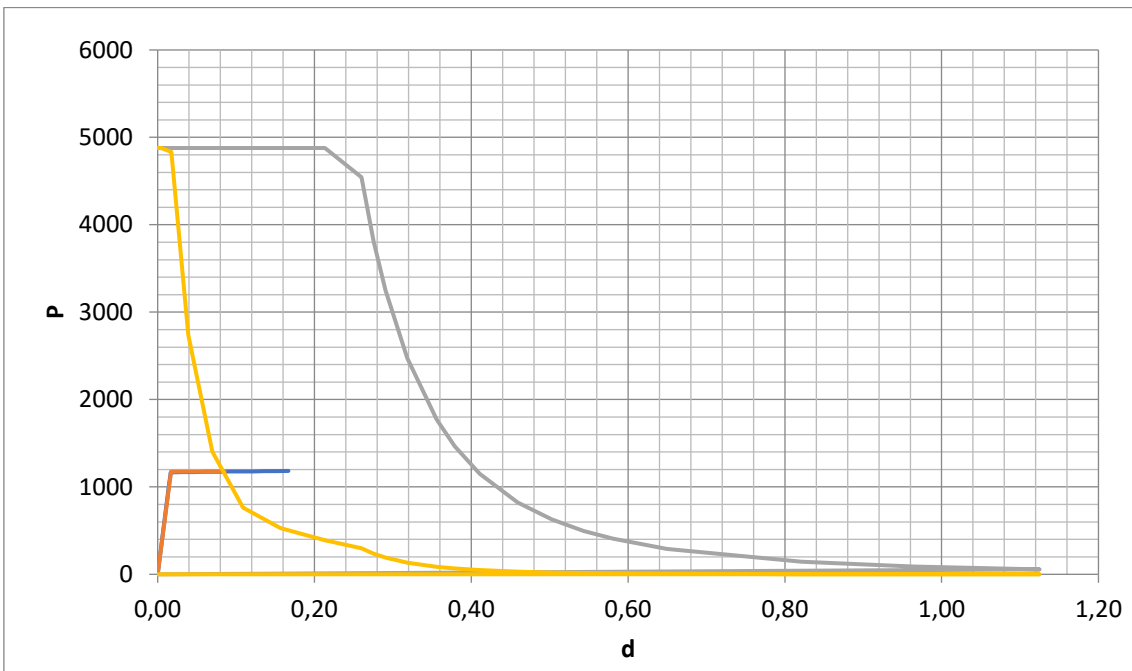


Ilustración 10. Punto de desempeño para la $R=2,5$ y $TR=2500$

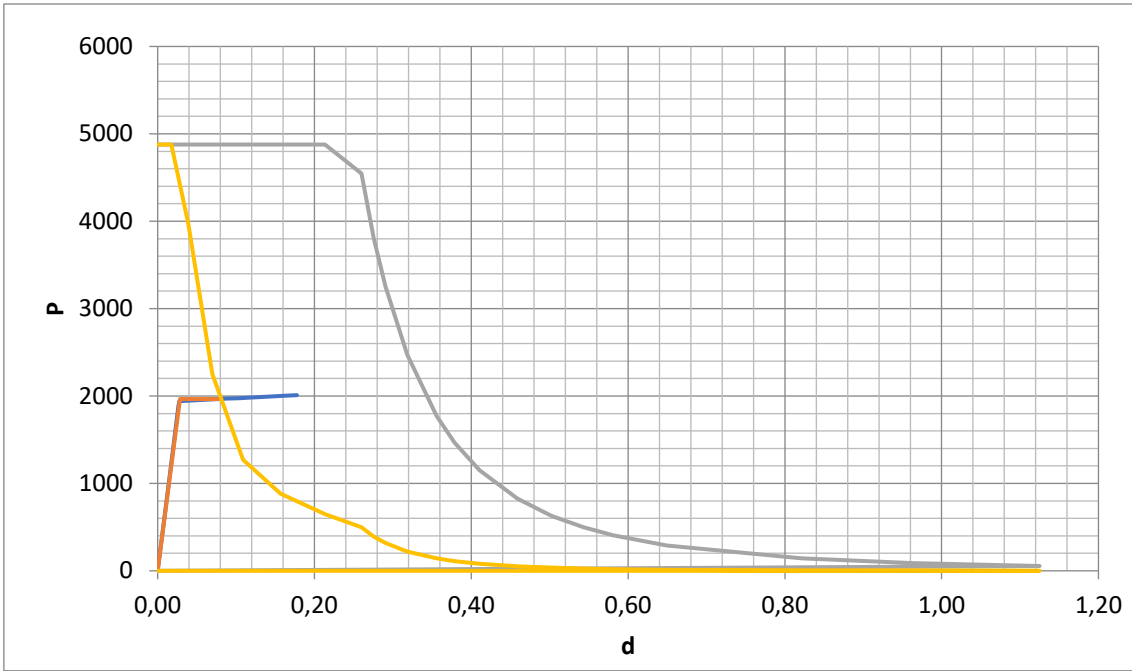


Ilustración 11. Punto de desempeño para la $R=1,5$ y $TR=2500$

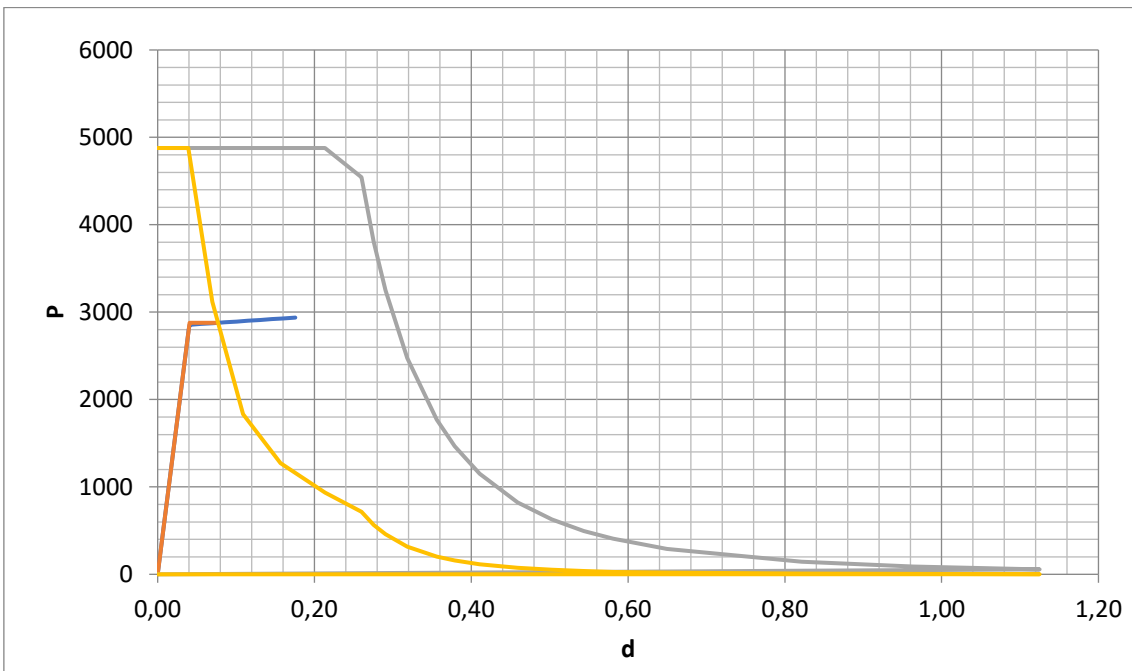


Ilustración 12. Punto de desempeño para la $R=1$ y $TR=2500$

Ç

ANEJO B

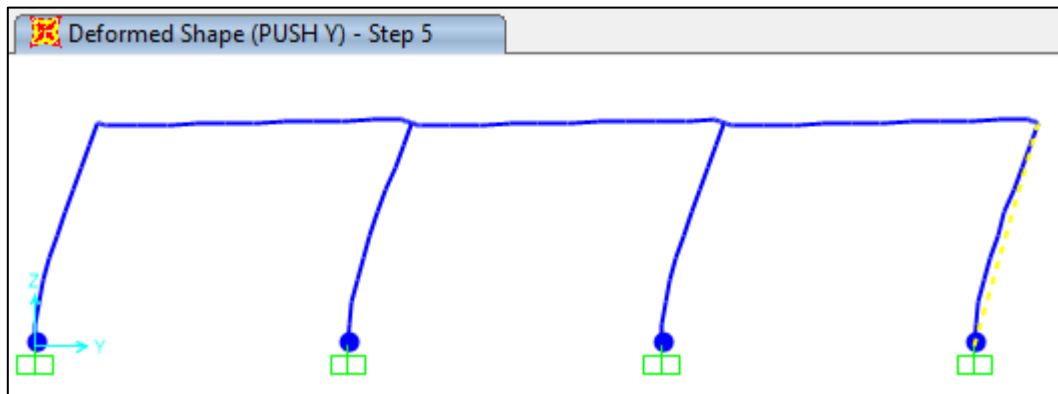


Ilustración 13. Formación de rotulas plásticas para $R=2.5$ y $TR=475$.

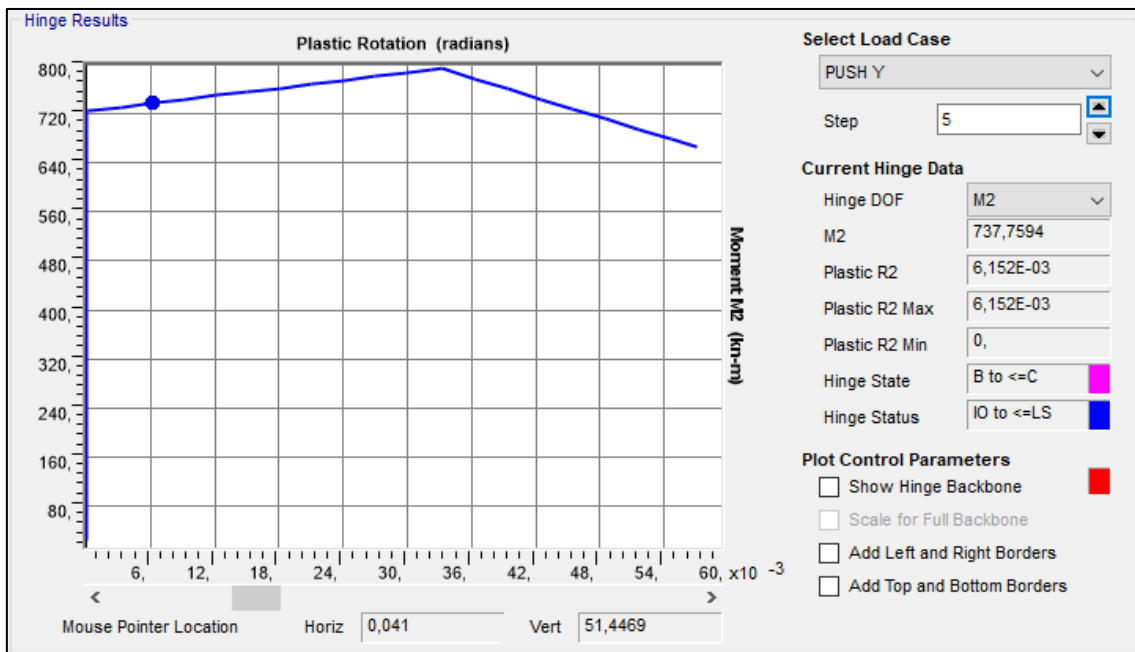


Ilustración 14. Rotación Plástica para $R=2.5$ y $TR=475$

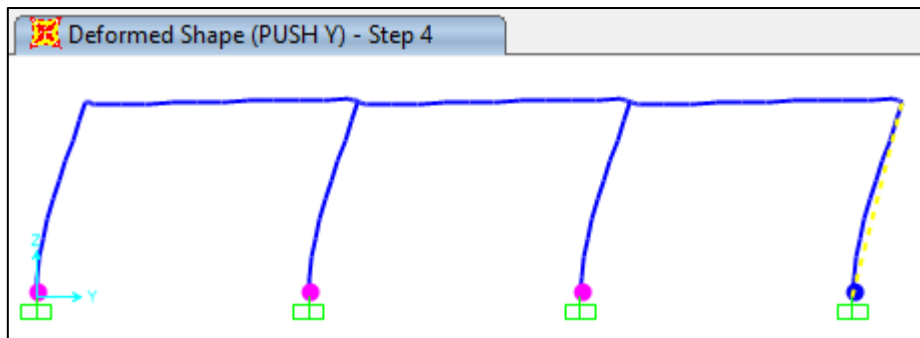


Ilustración 15. Formación de rotulas plásticas para $R=1.5$ y $TR=475$.

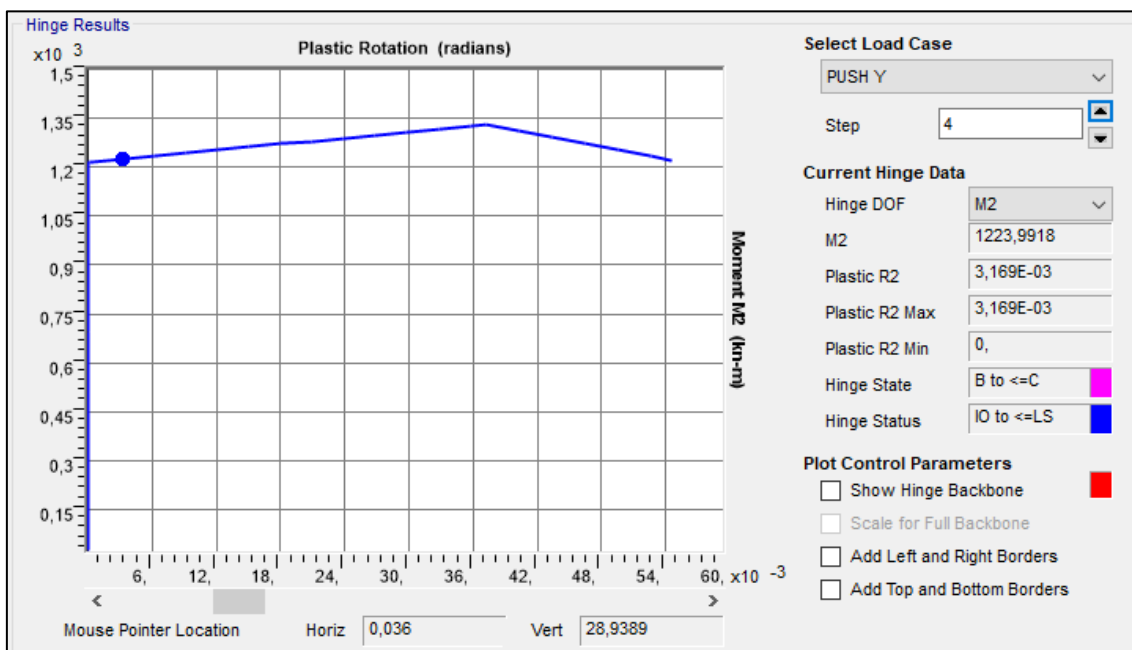


Ilustración 16. Formación de rotulas plásticas para $R=1.5$ y $TR=475$.

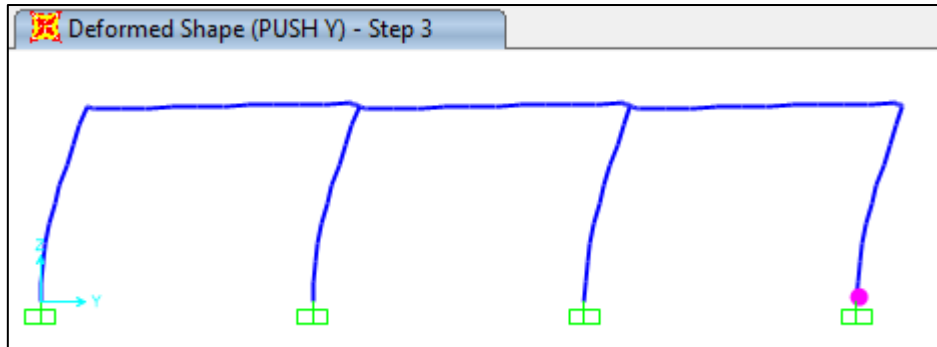


Ilustración 17. Formación de rotulas plásticas para $R=1$ y $TR=475$.

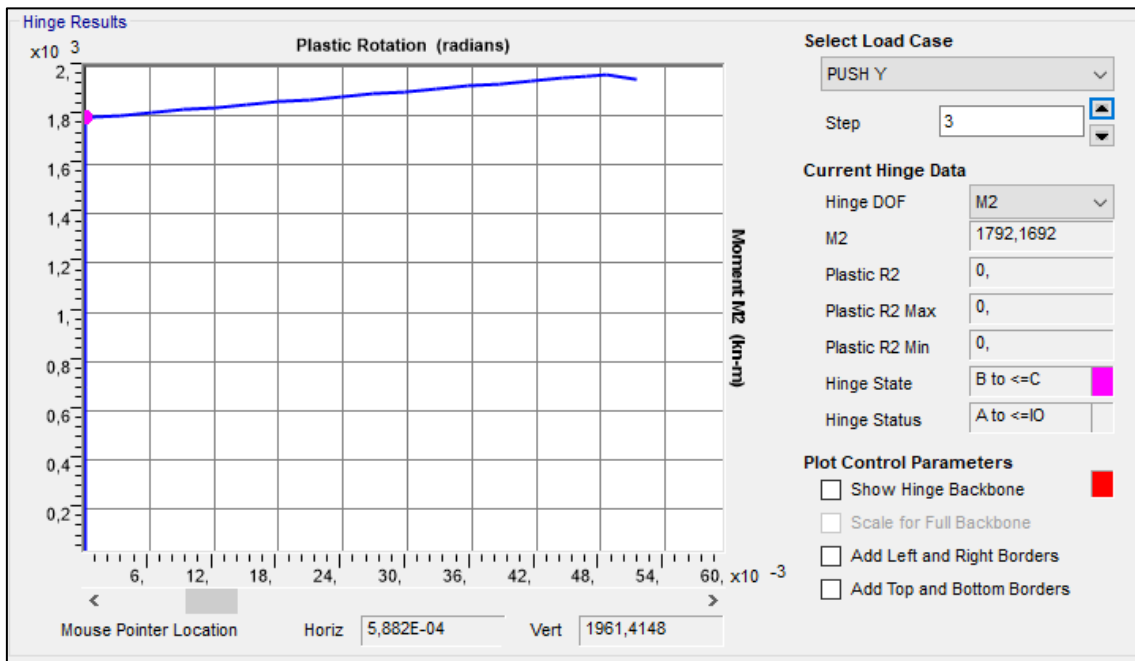


Ilustración 18. Formación de rotulas plásticas para $R=1$ y $TR=475$.