

Nueva terminal del aeropuerto de Argel. Criterios de redistribución de esfuerzos en la estructura de hormigón. Verificación mediante análisis pushover *

*Algiers airport. New west terminal. Criteria for the distribution of forces in the concrete structure. Verification with push-over analysis ***

Iago González Quelle^{*,a} y Juan José López Martínez^b

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. MEng in Membrane Structures. Qube / Universidad Politécnica de Cartagena. Socio Fundador / Profesor Asociado. Murcia, España.

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Qube. Murcia, España.

RESUMEN

La Nueva Terminal del Aeropuerto de Argel [1], inaugurada en el año 2019, es un edificio que cuenta con importantes singularidades desde el punto de vista estructural. Entre otras, se encuentran las derivadas de la disposición de zonas de gran longitud sin juntas de dilatación (debido a los esfuerzos de tipo térmico y reológico), y las derivadas de la acción sísmica (0.50 g). La comunicación aborda el criterio establecido en el proyecto al asumir un reparto inelástico de los esfuerzos sísmicos que solicitan la estructura, reparto diferente al obtenido mediante el método de los espectros de respuesta, y la posterior verificación analítica de dicho criterio mediante un análisis de tipo no lineal estático (pushover).

ABSTRACT

The New Terminal Building of the Algiers Airport [1], opened in 2019, is a building that has important singularities from a structural point of view. Among others, the arrangement of large areas without expansion joints and the seismic action (0.50 g), generate forces that have to be conveniently studied. The paper focuses on the criteria established in the project, assuming an inelastic distribution of the seismic forces in the structure, distribution that differs from that obtained by the response spectra method, and the subsequent analytical verification made by a static nonlinear analysis (pushover).

PALABRAS CLAVE: Hormigón, Sismo, Ductilidad, Pushover.

KEYWORDS: Concrete, Earthquake, Ductility, Pushover.

1. Introducción.

El diseño de estructuras sometidas a fuerzas sísmicas mediante análisis dinámico modal espectral figura entre los procedimientos habituales para el desarrollo de proyectos de edificación bajo el conjunto de normativas sísmicas actuales. En dicha metodología la acción sísmica está representada por medio de

un espectro de respuesta elástica que se define a partir de la zonificación sísmica, el grado de importancia del edificio, y las características del terreno y del edificio. De estos parámetros, básicamente, el único que puede controlarse desde el punto de vista del diseño estructural es

la tipología del edificio y, por lo tanto, el grado de ductilidad del mismo.

Este parámetro se introduce en la definición de los espectros de respuesta elástica por medio de un coeficiente que se encuentra tabulado en la normativa en función del sistema estructural de arriostramiento sísmico del edificio.

Teniendo en cuenta lo indicado, este procedimiento no aporta una aproximación al comportamiento real de la estructura. En el caso de un sistema estructural con una cierta complejidad, o cuando entran en juego otro tipo de factores, no puede garantizarse una absoluta certeza en relación con el coeficiente de ductilidad adoptado.

Por lo tanto, en la Nueva Terminal Oeste del Aeropuerto de Argel (en adelante la Terminal), para la evaluación de la capacidad

última y del grado de adecuación de la estructura a los criterios de diseño adoptados, se propuso como método idóneo y complementario un análisis no lineal estático de tipo push-over.

Los objetivos concretos de dicho análisis se centran en los siguientes aspectos:

- Comprobación de la capacidad última global de la solución adoptada frente a sollicitaciones sísmicas.
- Verificación de la capacidad resistente de determinados elementos estructurales, a partir del nivel de sollicitación obtenido.
- Análisis de la correlación entre las deformaciones horizontales del edificio obtenidas mediante el análisis modal espectral y el análisis no lineal estático (push-over).



Figura 1. Panorámica general de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel

2. Estructura de la nueva terminal oeste.

2.1. Aspectos más relevantes.

La Terminal consta de dos zonas conceptualmente diferentes e independientes:

procesador y dique. Ambas se muestran en la figura 2. La superficie de la proyección en planta del primero es de 40.000 m², con unas dimensiones máximas de 324x195 m, y de 11.450 m² en el segundo, con unas dimensiones máximas de 261x45 m.



Figura 2. Posición de las juntas de dilatación en los forjados. La zona sombreada en azul corresponde al procesador. La zona sombreada en verde corresponde al dique

De forma más concreta, pueden destacarse las siguientes características que ayudan a comprender el proyecto de una forma global:

- Juntas de dilatación: La Terminal cuenta con una serie de juntas que dividen la estructura en sectores independientes desde el punto de vista estructural. La distancia entre juntas fue el resultado de una solución de compromiso entre la respuesta de la estructura a sismo y el comportamiento frente a esfuerzos térmicos y reológicos.
- Monolitismo de la cimentación: Los muros de sótano y la losa de cimentación no se proyectaron con juntas de dilatación, para ofrecer una mayor impermeabilidad frente al nivel freático, que se localiza próximo a la superficie.
- Tipología de la estructura horizontal: Los forjados de la Terminal se proyectaron mediante losas macizas de hormigón armado, dispuestas sobre vigas.
- Uniformidad: Pese a la existencia de juntas, la tipología estructural es idéntica

en todos los edificios que quedan independizados, además de no existir grandes diferencias en cuanto a superficie construida y altura edificada. De esta forma, se asumió que el comportamiento sísmico de cada uno de los bloques sería similar.

El sistema de arriostramiento sísmico adoptado en la estructura de hormigón de la Terminal fue un sistema mixto de muros de cortante y pórticos de hormigón armado (correspondiente con un sistema 4.a., según lo estipulado en la normativa DTR-BC-2.48-RPA99 [2]).

2.2. Criterios de diseño frente a acciones horizontales. Problemática.

La principal problemática cuando se proyectan longitudes importantes (en este caso hasta 190 metros) sin juntas de dilatación es la repercusión de los esfuerzos térmicos y/o reológicos sobre la estructura vertical [3], [4]. La necesidad de generar rigidez suficiente para hacer frente a la limitación de deformaciones establecida por la normativa bajo las acciones sísmicas requería disponer de una serie de elementos de gran rigidez (núcleos) que suponían, sin embargo, un problema desde el punto de vista de los esfuerzos térmicos y reológicos, ya que estos elementos concentraban los esfuerzos generados por este tipo de acciones debido a su rigidez.

Todo ello suponía unos esfuerzos excesivos en los núcleos generando una gran dificultad para el encaje no sólo de estos elementos, sino también de su cimentación.

Por ello, tras realizar un análisis de sensibilidad teniendo en cuenta los esfuerzos verticales y horizontales en servicio, tanto a partir de los diagramas momento-curvatura de los núcleos como mediante un análisis no lineal simplificado del comportamiento de los pórticos, se adoptó la decisión de realizar un reparto inelástico de esfuerzos entre los núcleos y los pórticos, asumiendo una pérdida de rigidez

en determinados elementos estructurales en fase de servicio.

Esta pérdida de rigidez suponía modificar el comportamiento de la estructura en el análisis modal-espectral llevado a cabo para la obtención de los esfuerzos debidos a la acción sísmica. De este modo, el reparto del cortante debido a la misma se ajustó para que finalmente fuera, aproximadamente, de 80%-20% entre pórticos y núcleos. Con los esfuerzos obtenidos se dimensionaron los elementos de la estructura vertical frente a los esfuerzos de flexión y cortante, siguiendo los criterios establecidos en la RPA99 en cuanto a cuantías mínimas y disposición de elementos constructivos.

Una vez realizado el diseño final de los distintos elementos estructurales mediante un modelo de cálculo que incorporaba los criterios indicados en el párrafo precedente, era necesario validar las hipótesis de fisuración adoptadas con objeto de verificar la capacidad última de la estructura. Para ello se realizó un análisis no lineal estático complementario de tipo push-over.

3. Análisis no lineal estático (Push-Over).

El análisis estático no lineal o push-over permite conocer el comportamiento de una estructura ante cargas horizontales con un valor progresivamente creciente. A partir del desplazamiento horizontal que sufre la estructura en cada aumento de carga puede conseguirse una percepción realista del desempeño que podrá alcanzar la estructura.

Con el aumento de carga, se forman sucesivamente rótulas plásticas en distintas secciones de la estructura que darán como resultado un comportamiento no lineal de la misma hasta su colapso [6].

El aumento de cargas relativas al sismo tiene, en cada dirección, una distribución proporcional a la masa de cada planta y al modo propio de la estructura que más masa moviliza,

supuesto como predominante en la respuesta de la misma.

3.1. Curva de capacidad.

La curva de capacidad muestra el desplazamiento de la parte superior de la estructura en función del cortante basal (fuerza lateral total debida a los efectos sísmicos, que se distribuye en las distintas alturas que conforman la estructura). Esta curva cuenta, de forma genérica, con una fase elástica (comportamiento lineal) que se mantiene mientras todas las secciones de la estructura trabajan en rango elástico, y una segunda fase inelástica (no lineal), a medida que se generan rótulas plásticas en la estructura hasta su colapso.

3.2. Curva de demanda.

La curva de demanda se crea a partir del espectro de respuesta empleado para modelizar la carga sísmica. En el caso particular de esta estructura, la metodología usada para la definición de este espectro de respuesta elástica fue la reflejada en la normativa argelina DTR-BC-2.48-RPA99 [2].

Sin embargo, el amortiguamiento correspondiente a un movimiento sísmico que conduce a la estructura a su rango inelástico pasa a estar compuesto por dos factores: el primero es el amortiguamiento viscoso inherente a la estructura; el segundo, el amortiguamiento producido en la estructura por la disipación de energía al producirse un proceso histerético. La formulación para obtener el amortiguamiento equivalente necesario para la obtención de la curva de demanda quedaría de la siguiente manera:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05;$$
$$\beta_0 = \frac{1}{4 * \pi} * \frac{Ed}{Eso}$$

Donde:

β_{eq} : Amortiguamiento equivalente.

β_0 : Amortiguamiento histerético.

Ed : Energía disipada por amortiguamiento.

Eso : Máxima energía de deformación.

3.3. Punto de desempeño.

El punto de desempeño se corresponde con el momento en el que se equilibra la capacidad de la estructura con la relajación del espectro. Se obtiene mediante la intersección de las curvas de Capacidad y las curvas de Demanda.

Debido a que ambas curvas no se encuentran representadas en función de los mismos términos, se ha de realizar una transformación de las curvas. Las expresiones adoptadas para realizar dichas transformaciones se encuentran presentes en el documento ATC-40 [5].

La curva de capacidad (desplazamiento-fuerza) es convertida a aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada Espectro de Capacidad. La formulación necesaria para realizar esta transformación es la siguiente:

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha 1};$$

$$Sd = \frac{\Delta techo}{PF1 * \phi 1, techo}$$

Donde:

Sa : Aceleración espectral.

Sd : Desplazamiento espectral.

V : Cortante basal.

W : Peso total de la estructura.

$\alpha 1$: Masa efectiva del primer modo de vibración.

$\Delta techo$: Desplazamiento en el último piso.

$PF1$: Factor de participación modal.

$\phi 1, techo$: Desplazamiento modal en la última planta del edificio.

La curva de demanda (Aceleración espectral-Periodo de oscilación) es convertida también a aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada Espectro de Demanda. La formulación necesaria para realizar esta transformación es la siguiente:

$$Sd = \frac{1}{4 * \pi^2} * Sa * T^2$$

Donde:

Sd : Desplazamiento espectral,

Sa : Aceleración espectral,

T : Periodo de oscilación.

4. Aplicación a la estructura de hormigón de la nueva terminal oeste del aeropuerto de Argel.

4.1. Obtención de las leyes de comportamiento.

La modelización de las rótulas plásticas tuvo su base fundamental en los procedimientos existentes en la FEMA 356 [7] y en los artículos relacionados con la capacidad de deformación de elementos sometidos a flexión y cortante publicados por Michael Fardis y Dionysis Biskinis [8], concentrando en una sola sección los efectos de la no linealidad producidos en cada rótula.

La formulación da como resultado un diagrama “Momento-Rotación” formado por 4 segmentos y 5 puntos significativos, tal y como se muestra en la figura 3.

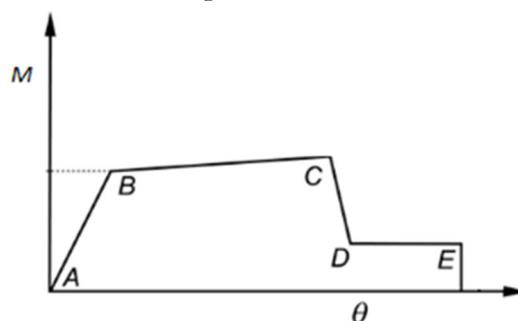


Figura 3. Esquema de diagrama “Momento-Rotación”.

Donde:

- Segmento AB: Respuesta lineal, supuesta elástica, entre la situación descargada y el Punto B (“Yield Point”).
- Segmento BC: Endurecimiento por deformación en la sección a medida que aumenta el momento flector. La pendiente se sitúa en un rango de 0%-10% de la

obtenida en el segmento AB (FEMA 356 [7]). De forma general, en nuestro estudio esta tendrá un valor del 0%.

- Segmento CD: Superado el Punto C, se produce una pérdida repentina de rigidez en la sección, producida por la degradación del material. La pendiente de este segmento no queda bien definida en la normativa, escogiendo en nuestro estudio un segmento totalmente vertical.
- Segmento DE: Segmento de pendiente horizontal donde la sección está muy degradada, aumentando su rotación sin poder soportar más momento flector que el residual.
- Punto E: Muestra la rotación que es capaz de soportar la sección en el momento en que la sección colapsa.

Existen variaciones en la metodología según la rótula se produzca en un pilar o en una viga, debido a axil de mayor magnitud existente en los pilares.

La curva momento-rotación, para momentos de signo contrario al mostrado en las gráficas, da lugar a una gráfica quasi-simétrica respecto al origen.

4.2. Modelos de cálculo.

Como se ha comentado previamente, dado que la tipología estructural es idéntica en todos los bloques de hormigón independientes, el análisis no lineal estático se centró en una zona del edificio suficientemente representativa. En concreto, se escogió el módulo “C”, que se muestra en la figura 4.

4.2.1. Modelo de referencia.

Para analizar la respuesta estructural la Terminal se realizó un modelo estructural global [1] del mismo mediante el programa informático SOFiSTiK AG.

En este modelo los forjados, núcleos y muros se representaron mediante elementos

finitos tipo placa, que se combinaban con elementos tipo barra en función del tipo de elemento a analizar (forjados, pantallas, pilares, vigas, etc.).

A partir de las cargas introducidas en el modelo se obtenían los esfuerzos y los desplazamientos en cualquier elemento de la estructura. Con esta información se procedió a la definición de la armadura necesaria en cada uno de los elementos estructurales.

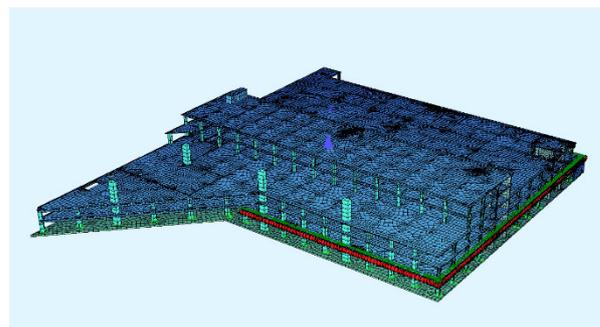


Figura 4. Zona seleccionada para la realización del análisis Push-Over. Modelo de referencia.

4.2.2. Modelo para el análisis Push-Over.

En el análisis estático no lineal, el objetivo era modelizar el comportamiento no lineal que tendría cada sección de hormigón mediante la obtención de las leyes de comportamiento Momento-Rotación. Estas hipótesis generan rótulas plásticas en extremos de vigas y pilares, que son los puntos donde se aplicaron estas leyes. Fue necesaria una adaptación del modelo mediante la adopción de ciertas hipótesis que permitiesen resolver la estructura con este método:

- Estructura horizontal: se eliminaron los elementos tipo placa en los forjados y se aplicó al plano superior de las vigas de cada planta una compatibilidad de desplazamientos en “x”, en “y”, y de giros en “z”, para simular el efecto rigidizador del forjado en el plano del mismo. Adicionalmente, fue necesario realizar una adaptación de las cargas sobre esta estructura aportificada, de forma proporcional al área tributaria.

- Estructura vertical – núcleos: se consideró la no linealidad de los materiales mediante la introducción de las curvas tensión-deformación conforme al Eurocódigo 8 [9], y se aplicó a estos elementos una evaluación del comportamiento no lineal durante la ejecución el análisis push-over.
- Estructura vertical – pilares: en relación a las leyes de comportamiento ligadas a las rótulas plásticas se consideraron dos casos envolventes en relación al axil que solicitaban los pilares. Estos dos casos fueron los correspondientes a un 5 y un 30% del axil característico, esto es, se consideró una cota superior del axil adimensional para 0.30 conforme la limitación para este parámetro establecida por la normativa RPA-99 [2].
- Las principales frecuencias de vibración (aquellas que movilizan mayor masa) se mantenían en un rango sensiblemente similar en ambos modelos.
- La masa movilizada mediante un análisis Push-Over no presentaba variaciones significativas con la masa movilizada en el modelo de referencia. En ambos modelos se movilizaba cerca del 100% de la masa.
- Esto mismo ocurría con el cortante basal, ya que está estrechamente relacionado con la masa movilizada, que se encontraba dentro del mismo orden de magnitud (con una variación algo inferior a un 10% en la dirección “X”).

4.3. Implementación mediante el software Sofistik AG. Generalidades.

El procedimiento implementado mediante el software SOFiSTiK AG consistió en los siguientes pasos:

4.2.3. Correlación entre modelos.

Para comprobar la validez del modelo empleado para el análisis push-over, se comparó la respuesta estructural con la obtenida en el modelo de referencia, en cuanto a los principales indicadores y parámetros vinculados al comportamiento sísmico, sometiendo a ambos modelos a un análisis espectral.

Los indicadores usados para comprobar la correlación entre ambos se contemplaron para cada eje analizado (“X” e “Y”) y fueron, principalmente:

- La masa y el porcentaje de masa movilizada.
- El cortante basal.
- Las frecuencias fundamentales de vibración o las correspondientes a aquellos modos propios que modelizan mayor masa.

Las conclusiones desprendidas de la comparativa entre ambos modelos fueron las siguientes:

- Obtención de la curva de capacidad del sistema, “Curva Pushover” con múltiples grados de libertad (Multi-Degree-of-Freedom - MDOF). Esta curva se determina mediante la obtención de puntos de la misma, definidos por la Fuerza característica (el cortante basal aplicado - V_b) y el desplazamiento que este causa en un nodo de control, “roof displacement” (u).
- Transformación del sistema MDOF, cuyo comportamiento no lineal se refleja en la Curva Pushover, en un sistema equivalente de un solo grado de libertad (Single-Degree-Of-Freedom – SDOF). Mediante esta transformación se obtiene el espectro de capacidad (denominada curva de capacidad en el software) a partir de la curva Pushover. Esta curva se define mediante un desplazamiento espectral en el eje de abcisas y una aceleración espectral en el eje de ordenadas, formato conocido como ADRS.

- Obtención del espectro de demanda mediante la transformación del espectro de respuesta elástica en un formato tradicional, a un formato (Formato A-D o formato ADRS) definido por la aceleración espectral (S_a) frente al desplazamiento espectral (S_d).

Para ello se utiliza la siguiente relación:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = S_a \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 .$$

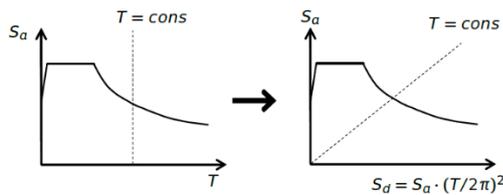


Figura 5. Conversión del espectro de respuesta elástica a un formato A-D (Curva de demanda)

- Determinación del punto de desempeño (Performance Point). Este punto define el estado interno de un sistema estructural (esfuerzos, desplazamientos, rotaciones, etc.) bajo la demanda de un sismo (figura 6).

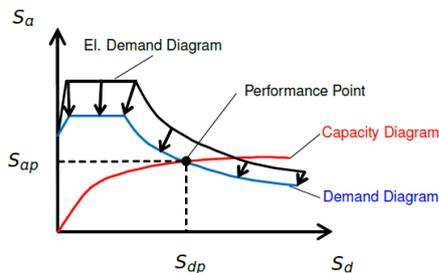


Figura 6. Determinación del punto de desempeño (Performance point)

La aptitud global de la estructura se evalúa positivamente si los elementos estructurales y no estructurales no están dañados o lo están dentro de unos límites aceptables para las solicitaciones y deformaciones existentes en el Punto de Desempeño.

4.4. Implementación mediante el software Sofistik AG. Aplicación al proyecto de la terminal.

El análisis se realizó bajo las dos direcciones ortogonales conforme a la metodología

expuesta. Los resultados obtenidos se evaluaron conforme a la ATC-40 [5] y el Eurocódigo 8 [9].

Para la obtención de la curva de capacidad se generaron un total de 28 casos de carga correspondientes a un incremento monotónamente creciente del factor de amplificación de las acciones sísmicas aplicadas. Dichas acciones fueron proporcionales a distribución de aceleraciones del primer modo propio de vibración de la estructura en cada una de las direcciones del edificio.

En los casos de carga considerados se mantuvieron constantes las cargas gravitatorias aplicadas incrementando únicamente las acciones sísmicas. Para el análisis llevado a cabo se consideraron los dos niveles de axil contemplados durante la obtención de las leyes momento rotación (axiles adimensionales de 0.05 y 0.30). La interpretación de los resultados vinculados a ambos niveles de axil ofreció un análisis de sensibilidad del comportamiento de la estructura frente a este esfuerzo axil.

Cada iteración resuelve la no linealidad de las leyes de comportamiento asociadas a los elementos tipo barra (columnas y vigas), integradas en las rótulas plásticas, mientras que de forma simultánea se resuelve la no linealidad de los materiales para elementos tipo placa a partir de las leyes tensión deformación para acero y hormigón conforme a los Eurocódigos.

En las figuras 7, 8, 9 y 10 se muestran las curvas de capacidad, para las dos direcciones, y para cada uno de los niveles de axil adimensional considerados:

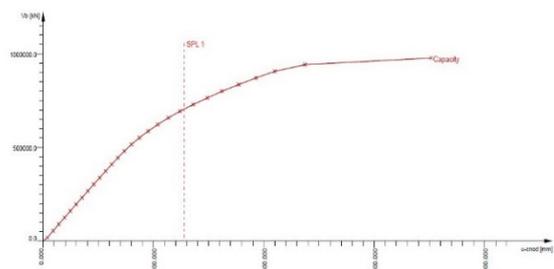


Figura 7. Curva de capacidad. Axil adimensional $V=0.05$ Dirección X

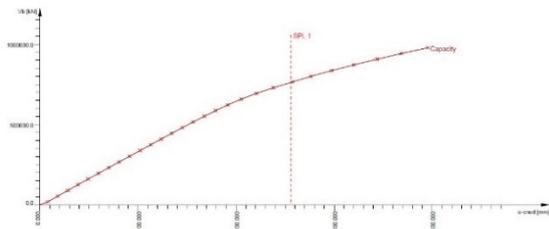


Figura 8. Curva de capacidad. Axil adimensional $V=0.30$ Dirección X

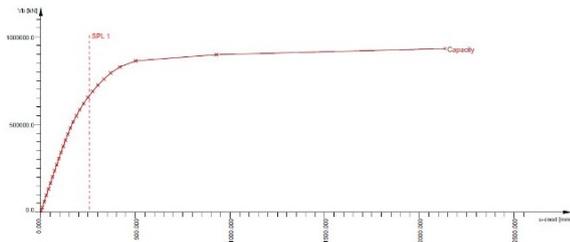


Figura 9. Curva de capacidad. Axil adimensional $V=0.05$ Dirección Y

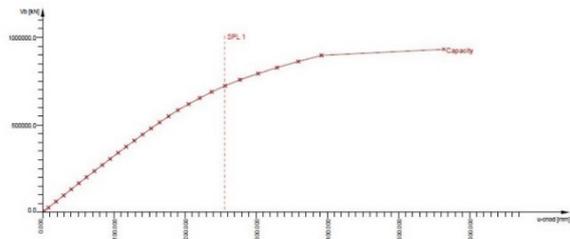


Figura 10. Curva de capacidad. Axil adimensional $V=0.30$ Dirección Y

Como se puede apreciar, las curvas asociadas al axil adimensional igual a 0.30 denotan un comportamiento significativamente menos dúctil que las asociadas al axil adimensional 0.05, hecho que obviamente concuerda con la menor ductilidad de las leyes de comportamiento (Momento/Rotación), al aumentar el axil solicitante.

5. Síntesis de resultados.

5.1. Evaluación mediante la ATC-40.

Los gráficos adjuntos a continuación muestran cómo la variación de axil característico da lugar a una variación en los resultados obtenidos en el análisis. Al considerar el axil adimensional de 0.30, la estructura más rígida posee un menor

amortiguamiento y alcanza más tarde el punto de desempeño. Consecuentemente el nivel de sollicitación es mayor.

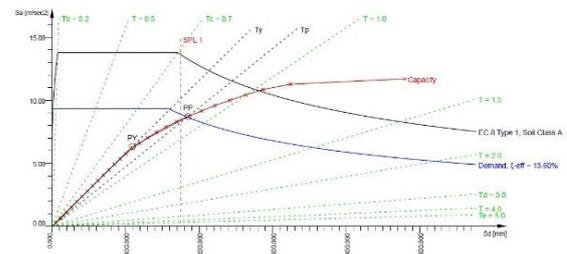


Figura 11. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.05$. Dir. X

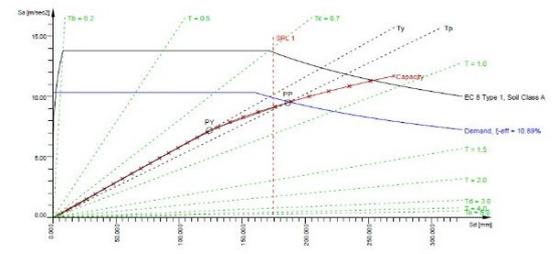


Figura 12. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.30$. Dir. X

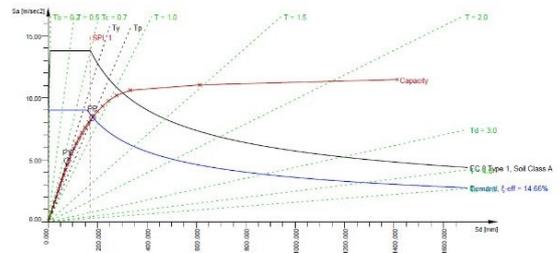


Figura 13. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil Adimensional $V=0.05$ Dir. Y

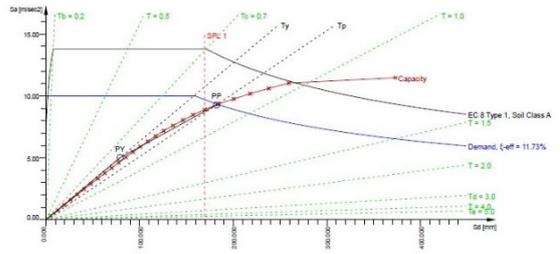


Figura 14. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.30$. Dir. Y

5.2. Evaluación mediante EC-8.

Cuando se aplica el Eurocódigo, el punto de desempeño se alcanza para casos de carga con un mayor coeficiente de amplificación del espectro. Por tanto, la demanda y las sollicitaciones sísmicas que solicitan la estructura por aplicación de esta normativa son superiores a la ATC-40.

La aplicación de este método no está tan influida por la capacidad de absorber momentos de las curvas de comportamiento, alcanzándose el punto de desempeño para el mismo caso de carga independientemente del axil adimensional.

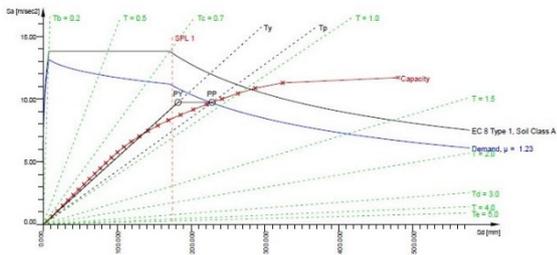


Figura 15. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.05$ Dir. X

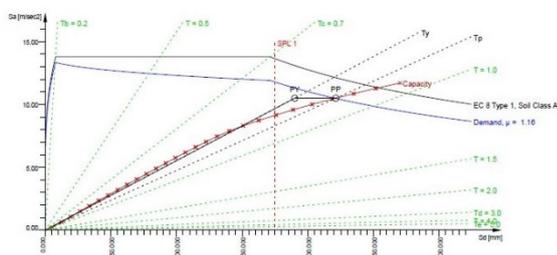


Figura 16. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.30$ Dir. X

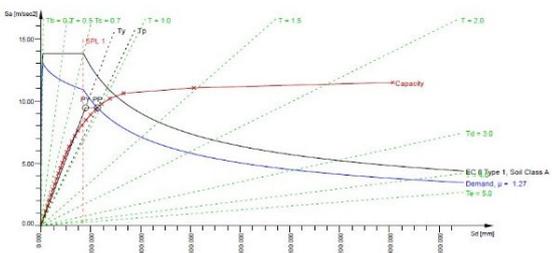


Figura 17. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.05$ Dir. Y

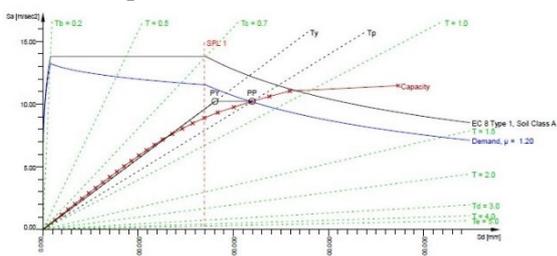


Figura 18. Curva de demanda y de capacidad. Punto de desempeño: Axil adimensional $V=0.30$ Dir. Y

6. Conclusiones.

El análisis no lineal trató de verificar las hipótesis de diseño de los núcleos a partir de la

metodología de cálculo descrita. La aptitud se demuestra conforme a la naturaleza de los esfuerzos que los solicitan:

- Esfuerzos de Flexión:
 - A nivel global, se verificó la convergencia de la curva de capacidad con la curva de demanda para el punto de desempeño o de agotamiento de la estructura.
 - A nivel de elemento, se verificó que las deformaciones unitarias en los materiales vinculadas al cálculo no lineal se encuentran dentro de los límites prescritos por la normativa, para los esfuerzos asociados al punto de desempeño.
- Esfuerzos de Corte:
 - Se verificaron la hipótesis adoptadas para el reparto de los esfuerzos de corte prevista durante el desarrollo del proyecto:
 - Pilares: 76% de los esfuerzos de corte (por integración de todos los elementos tipo barra verticales).
 - Pantallas y Núcleos: 24% de los esfuerzos de corte (por integración de todos los elementos tipo placa).
 - Se verificó la aptitud de los núcleos frente a los esfuerzos cortantes solicitantes para el punto de desempeño.

El análisis no lineal estático realizado permitió extraer una serie de conclusiones finales, las cuales se indican a continuación.

- Los elementos estructurales individuales, cuyo comportamiento quedó expresado a través de las leyes momento / rotación , aportaron al sistema la capacidad de rotación necesaria para que la convergencia entre demandada y capacidad. El sistema estructural

diseñado era estable y se encontraba alejado del colapso frente a la sollicitación del sismo último propuesto por la Normativa Argelina RPA-99.

- La verificación mediante análisis pushover, que tiene en cuenta el agotamiento parcial de los distintos elementos que componen el sistema estructural y permite evaluar correctamente la redistribución de esfuerzos, permitió confirmar la hipótesis inicial de reparto de en torno a 80%/20% de los esfuerzos cortantes entre los núcleos y pilares proyectados.
- El sistema proyectado mostró un comportamiento que permitió mantener la estructura dentro de los límites de deriva (deformación relativa entre plantas) prescritos por la normativa argelina, adoptados en proyecto, para los puntos de desempeño obtenidos, con una correlación muy aproximada entre las deformaciones obtenidas a partir del análisis mediante espectros de respuesta elástica y del análisis pushover.
- Lejos de la formación de un mecanismo, la estructura presentaba una rama lineal que reflejó la recurrencia de los pórticos y la nula variación de los periodos fundamentales conforme a la progresiva formación de rótulas plásticas durante el proceso incremental de carga.

Referencias

- [1] González Quelle I, González Ruiz R, Pieroni H. “Nueva Terminal Oeste del Aeropuerto de Argel”. Revista Hormigón y Acero. 2019, n°288., p. 89-109.
- [2] Ministère de l’Habitat et de l’Urbanisme. Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.8 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003”. Alger, 2003.
- [3] Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Proyecto de estructuras de

hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas. Grupo Trabajo 5/5. Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Madrid, 2013

- [4] Petschke T. Estudio Analítico y Experimental de los Efectos de las Deformación Impuestas en las Estructuras Integrales. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2010.
- [5] Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40. Seismic Safety Commission. Redwood City, California, 1996.
- [6] Barbat A.H, Oller R, García Pujades L. “Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios”. Revista Hormigón y Acero. 2005, n°238., p. 61-73.
- [7] Federal Emergency Management Agency. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA-356. American Society of Civil Engineers. Washington, D.C., 2000.
- [8] Fardis, M.N., and Biskinis, D.E., “Deformation Capacity of RC Members, as Controlled by Flexure or Shear”, Proceedings of International Symposium on Performance-Based Engineering for Earthquake Resistant Structures. Ancona, 2003
- [9] UNE-EN 1998-1:2011. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.