**DUODECIMO COLOQUIO DE ANÁLISIS, DISEÑO Y MONITOREO ESTRUCTURAL**

**Título**

**Interacción Suelo Estructura estática para el diseño óptimo de conjuntos estructurales utilizando un modelo que incluye la no linealidad de las deformaciones de los suelos.**

***Title***

***Static Soil Structure Interaction for optimal design of structural assemblies using a model including soil non-linear deformations.***

**Autores/*Authors*:** **Ernesto Luciano Chagoyén Méndez1, Iván Negrín Díaz2, Alejandro Negrín Montecelo3, Javier Nápoles Leal4**

1 Ernesto Luciano Chagoyén Méndez, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Cuba. Email: [chagoyen@uclv.edu.cu](mailto:chagoyen@uclv.edu.cu)

2 Iván Negrin Diaz, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Cuba. Email: [indiazuclv.cu](mailto:indiaz@uclv.cu)

3 Alejandro Negrín Montecelo, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Email: [anmontecelo@uclv.cu](mailto:anmontecelo@uclv.cu)

4 Javier Napoles Leal, Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA), Unidad Básica de Investigación no. 4 de Villa Clara. Cuba. Email: [javier@eniavc.co.cu](mailto:javier@eniavc.co.cu)

**Resumen:** Se presenta una adaptación del modelo del coeficiente de rigidez variable para bases no-linealmente deformable de suelos colapsables elaborado por Klepikov en 1969, al problema de interacción suelo-estructura estática (ISEE) en cimentaciones aisladas para bases de suelos naturales. Se elabora un algoritmo iterativo para considerar la ISE utilizando dicho modelo, durante la modelación, análisis y diseño de las cimentaciones y la estructura, que al ser aplicado a un caso de estudio de estructura plana flexible aporticada, sobre suelos predominantemente friccionales, en dos variantes de vínculos entre las columnas y la cimentación, converge en 3 a 5 iteraciones y reduce las áreas de las cimentaciones entre 20 y 25 %, por lo que su eficacia y eficiencia queda probada. Dicho algoritmo es fácilmente programable utilizando las interfaces de programas profesionales con súper lenguajes de programación y MATLAB ó Microsoft Excel, para la solución de problemas de diseño óptimo de conjuntos estructurales, considerando la ISEE.

***Abstract:*** An adaptation of the model of the coefficient of variable rigidity for bases non-linearly deformable of collapsible soils elaborated by Klepikov in 1969, to the problem of interaction soil-static structure (ISEE) in isolated foundations for bases of natural soils is presented. An iterative algorithm is elaborated to consider the ISE using said model, during the modeling, analysis and design of the foundations and the structure, that when applied to a study case of flexible flat structure contributed, on predominantly frictional soils, in two variants of links between the columns and the foundation, converges in 3 to 5 iterations and reduces the areas of the foundations between 20 and 25%, so that their effectiveness and efficiency is proven. This algorithm is easily programmable using the interfaces of professional programs with super programming languages ​​and MATLAB or Microsoft Excel, for the solution of problems of optimal design of structural sets, considering the ISEE.

**Palabras Clave:** interacción suelo-estructura estática, modelo del coeficiente de rigidez variable, base no-linealmente deformable, modelación, análisis y diseño óptimo de estructuras y cimentaciones.

***Keywords:*** static soil-structure interaction, variable stiffness coefficient soil model, non-linearly deformable base, modeling, analysis and optimal design of structures and foundations.

1. **Introducción**

Durante las tres últimas décadas, el desarrollo de las herramientas computacionales ha condicionado un desarrollo acelerado de los métodos y las soluciones de los problemas de diseño óptimo de estructuras, dirigiendo las investigaciones hacia el desarrollo de herramientas que abarquen más factores usualmente ignorados en la modelación y el diseño (Chagoyén Méndez & Hernández Santana, 2010), hacia la mejora y uso combinado de algoritmos de optimización (Roose, 2017) y hacia la introducción y aplicación del concepto de diseño óptimo de conjuntos estructurales en vez de la optimización de elementos aislados (Negrin Hernández, 1988), (Negrin Hernández, 2005), (Negrin Hernández & Negrin Montecelo, 2009), (Negrin Montecelo, 2010), (Negrin Montecelo, 2014), (Negrin Díaz, 2016)).

Dentro de los factores usualmente ignorados durante la modelación y el diseño de estructuras, resulta frecuente por los proyectistas no considerar la interacción suelo-estructura (ISE), el análisis de segundo orden, la reducción de la inercia por fisuración en elementos de hormigón armado (H. A.) y otros (Chagoyén Méndez & Hernández Santana, 2010). Sin embargo, el desarrollo de software profesional cada vez más competente, hace que los mismos puedan ser de manera muy fácil, tenidos en cuenta durante estos procesos, conduciendo a diseños más racionales.

Dentro de estas potencialidades, es conveniente mencionar, el desarrollo de un rasgo de este software, tendiente a crear interfaces con los principales lenguajes de programación, constituyéndose en poderosas herramientas que permiten a los usuarios automatizar muchos de los procesos requeridos para construir y diseñar modelos y obtener los resultados del análisis y diseño personalizados, permitiendo a los usuarios vincular estos software de análisis y diseño de estructuras con otro programa, proveyendo una vía para el intercambio de información del modelo con otros programas, en los dos sentidos. Esto posibilita su empleo como motores automatizados y programables de cálculo por un lado, mientras que por otro, permiten combinarlos con herramientas ya programadas para los principales métodos de optimización existentes, con o sin interfaces gráficas de usuario programadas, etc. Ejemplos muy populares en este sentido, los ofrecen la interfaz entre ANSYS y MATLAB, y la interfaz CSi OAPI SAP 2000 con varios súper lenguajes de programación, entre los cuales cabe citar MATLAB. Este último contiene una caja de herramientas con muchos de los métodos de optimización ya programados que favorece el diseño óptimo de estructuras.

Incluso, pueden programarse interfaces graficas de usuario (GUI por sus siglas en inglés), que se constituyen en verdaderos “enlatados” que facilitan aún más el proceso de modelación, análisis y diseño óptimo de estructuras al proyectista (Medina Naranjo, 2017) (Medina Salabarría, 2018)

En cuanto a la consideración de la ISE, existen muchas formas de tomar en consideración la influencia del suelo en contacto con la cimentación durante la modelación y el análisis (Aron & Jonas, 2012), las cuales pueden incluir deformaciones locales o globales (Worku, 2009), elásticas o plásticas (Klepikov, et al., 1987), acción de cargas dinámicas (Gazetas & Mylonakis, 2001) o estáticas, etc., pero a pesar de sus limitaciones, una de las formas que más se utiliza aún para modelar dicha interacción, sigue siendo a través de un modelo, que aunque enunciado en 1848 por el académico ruso Fuss, no fue empleado hasta 1867 por el ingeniero alemán Emil Winkler durante el cálculo de las traviesas que se comenzaban a usar por aquella época, como soporte de las vías ferroviarias (Winckler, 1867).

Al producir cambios en la respuesta del modelo, en general, el empleo de la ISE puede conducir a cambios en el diseño final de las cimentaciones. La magnitud de los mismos depende de factores relacionados con las características de los suelos de la base, su estratificación, etc., así como de la superestructura, la acción de las cargas, etc.

En el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales en Cuba, desde hace tres décadas, se imparte en las Universidades utilizando el Método de los Estados Límites (Quevedo, 2000), el cual distingue dos Estados Límites: el primer estado límite evalúa la condición de resistencia o capacidad de carga de la cimentación, mientras que el segundo evalúa condiciones de servicio (deformaciones o asentamientos).

Más recientemente, se han incluido en el diseño y la propuesta de norma para el diseño geotécnico de cimentaciones (Quevedo, 2000), desarrollos de investigación encaminados a considerar el comportamiento no lineal de las bases de suelos, durante la determinación de los asentamientos, que incluyen las soluciones teóricas de Malishev y Duncan. Ambas, aunque con basamentos teóricos y niveles de complejidad e interpretación física diferentes, solucionan el problema de obtener el comportamiento de la base en deformaciones, durante todo el diapasón de esfuerzos a que puede verse sometida, como base de las cimentaciones, y brindaron la idea para adaptar un modelo sencillo de ISE, basado en el modelo de Wickler, considerando la etapa no lineal de su comportamiento.

1. **Desarrollo**
2. **Modelo de Cálculo del coeficiente de rigidez variable de las bases y obras**

En aquellos casos en que la tarea fundamental de cálculo consiste en la valoración del estado tenso-deformacional de la estructura de la obra, es útil aplicar un esquema de cálculo simplificado de la base en la forma del así llamado modelo del coeficiente de rigidez variable de la base (Klepikov, et al., 1987). Este modelo constituye una generalización y desarrollo del modelo de bases elásticas de Winckler (Winckler, 1867). Este refleja las propiedades de deformación de la superficie de la base en contacto con la cimentación con ayuda del valor del coeficiente de rigidez de la base.

El coeficiente de rigidez de cualquier segmento de la superficie de la base representa el esfuerzo, que es necesario aplicar a la unidad de superficie para alcanzar un desplazamiento unitario. Para la determinación del coeficiente de rigidez es necesario conocer las deformaciones de la superficie de la base, provocadas por la acción de las cargas externas horizontales y verticales sobre la base de las cimentaciones. En el caso de las cargas verticales, suponiendo comportamiento lineal-elástico de la base, el coeficiente de rigidez se determina por la expresión (Klepikov, et al., 1987):

|  |  |
| --- | --- |
|  | (1) |

Donde *p* es la presión media bajo la base de la cimentación, y *s* el asentamiento de la base, originado por la presión *p*.

El asentamiento de la base se calcula mediante el empleo del esquema de cálculo en forma de semi-espacio linealmente deformable, considerando la limitación de la profundidad del espesor compresible o mediante el esquema del estrato linealmente deformable, de acuerdo a las exigencias de las normas vigentes (Gostroyiszdat, 1983; Quevedo, 2000).

En la determinación del coeficiente de rigidez de la base se debe considerar la no homogeneidad de la estructura geológica de la base, y la distribución de las propiedades de los estratos de suelo (conectividad): la no homogeneidad de la base como resultado de la determinación de los valores del coeficiente de rigidez en una serie de puntos bajo la base de la cimentación, seleccionados en dependencia del carácter de la estratificación de los estratos, de la presencia de lentes separados de suelo y de diferentes inclusiones, y también la posibilidad de inundación del suelo y el cambio de sus propiedades, la distribución de las propiedades del suelo, al que se le determina el valor del coeficiente de rigidez, basado en la consideración por separado de los asentamientos residuales y elásticos de la base. Recomendaciones para la determinación del coeficiente de rigidez aparecen en el apéndice 2 de la norma soviética (Gostroyizdat, 1978) y en la guía metodológica ( НИИСК-K., 1977).

El modelo mecánico del coeficiente de rigidez variable, se puede presentar en forma de un conjunto infinito de soportes, no ligados unos con otros, cuya rigidez se caracteriza por valores correspondientes, a los de una base continua a la que sustituyen durante el cálculo, por barras aisladas, cuyo coeficiente de rigidez deberá ser igual a la rigidez de los segmentos de la base continua. La distancia entre los segmentos separados de la base continua, se toma basados en las exigencias de la exactitud del cálculo. Las deformaciones de la superficie de la base, no relacionadas con las cargas de las cimentaciones y que surgen en forma de desplazamientos verticales y horizontales de la base, se modelan como desplazamientos dados de las barras de apoyo (Klepikov, et al., 1987).

Durante el cálculo de las obras sobre bases deformables utilizando el modelo de cálculo del coeficiente de rigidez variable, el esquema de cálculo de las obras se toma en forma de vigas, placas, sistema de vigas que se cortan (parrillas), pórticos, vigas-pared, cúpulas, sistemas disco-barras. La veracidad y exactitud de los resultados de cálculo en gran medida dependen del éxito en la selección del esquema de cálculo, su correspondencia con las condiciones de trabajo reales de la obra y su base deformable.

Los más extendidos son los esquemas de cálculo en forma de vigas y placas. Por ejemplo un cimiento corrido, cimientos bajo grúas que se mueven por rieles, edificios no aporticados en su conjunto, y otras obras de construcciones industriales, civiles, hidrotécnicas, viales, que se calculan como vigas sobre bases deformables, y cimientos en balsas, bajo edificios altos y edificios no aporticados, franjas de placas de edificios industriales, cubiertas de aeropuertos y pavimentos, y también obras que en su conjunto se calculan con el esquema de cálculo de losas (ver Fig. 1).

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | *l*  *b*  *h* |
| a | b | c |
|  |  |  |
| d | e | f |
|  |  | *h* |
| g | h | i |
| Figura 1: Esquemas de cálculo de cimentaciones sobre bases elásticas, (adaptado de (NIIOSP "N. M. Guersevanov" , 1981)): a. esquema de cálculo de edificio aporticado como viga componente, b sistema base correspondiente, c. esquema de cálculo en forma de balsa de espesor constante con cargas distribuidas en áreas aisladas rectangulares, d. ídem, para balsa con capiteles y cargas verticales uniformemente distribuidas en áreas aisladas rectangulares, e. ídem, con segmentos de gran rigidez en los lugares de los tímpanos o diafragmas, f. ídem, adicionalmente con cargas concentradas de columnas, g. ídem, discreto de una balsa rectangular en forma de parrilla en contacto directo con la base, h. ídem, de balsas rectangulares en forma de parrilla, con apoyos elásticos discretos, i. ídem, simplificado de cálculo conjunto de la balsa y la superestructura componente aporticada. | | |

El nivel actual de elaboración en la esfera de la matemática aplicada y las técnicas de computación, el desarrollo de los métodos de los elementos finitos, variacionales-en diferencias y otros, permiten utilizar esquemas de cálculos más complejos de las obras. Por ejemplo, a los edificios altos se les puede modelar como sistemas espaciales o planos, compuestos de placas, unidas entre sí por vínculos concentrados o distribuidos. Para los edificios aporticados de muchos pisos, se toma el esquema de cálculo en forma de pórticos comunes, que se apoyan sobre cimientos aislados, sobre vigas o sobre balsas.

Una de las tareas fundamentales del cálculo de las obras sobre bases deformables consiste en determinar las reacciones de la base, así como sus valores y leyes de distribución, de las que dependen los valores de los esfuerzos en la estructura. Las cargas exteriores sobre las obras y su peso propio se trasmiten a través de los cimientos a la base. Los esfuerzos normales y tangenciales, actuantes en la base de los cimientos, representan las fuerzas de interacción entre las obras y su base.

1. **Solución de la tarea de contacto no lineal.**

Durante el cálculo de las obras a la acción de los asentamientos no uniformes, puede surgir la necesidad de la consideración del carácter no lineal de las deformaciones de los suelos, hasta la pérdida de su capacidad de carga, que se verifica en las siguientes circunstancias.

En los suelos colapsables, expansivos, y otros con características especiales, las acciones en forma de desplazamientos verticales y horizontales aparecen como resultado de los cambios de humedad y otros efectos, y por tanto se genera un cambio de rigidez de la base, como regla, durante el período de explotación de la obra. Esto conduce a la redistribución de las presiones de contacto hasta la separación de la cimentación de la base y la ruptura de la resistencia del suelo en segmentos aislados. Las particularidades del trabajo de la obra en semejantes condiciones son tales, que el cambio de las presiones de contacto ocurre sin cambio en las cargas exteriores. En ello, el volumen general de los diagramas de los esfuerzos de contacto en cualquier estadio de las deformaciones de la base no cambian, esto es, sin considerar que la presión media bajo la base de la cimentación no supere el esfuerzo límite de linealidad de la base, R, pero para segmentos aislados de la base, la presión real puede ser nula o igual a la capacidad de carga de la base.

En relación con esto, no solo en ese caso sino en general, al determinar las presiones de contacto se requiere considerar la deformabilidad no lineal en todo el diapasón de las presiones actuantes sobre el suelo y la posibilidad de que existan diferentes propiedades del suelo, así como las distintas propiedades del suelo durante la carga y la descarga. En los cálculos prácticos la consideración de la no-linealidad resulta útil en el cálculo de los suelos colapsables tipo II (Klepikov, et al., 1987), pero el modelo utilizado para ello, puede ser adaptado y extendido a otros casos de suelos como las arenas, en donde la diferencia entre el esfuerzo límite de linealidad () y la Capacidad de Carga de la base (q\*br) son mayores, y por tanto, la incursión en la etapa no lineal del comportamiento de los suelos cobra mayor sentido al realizar el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales de las obras.

Examinemos la acción de cargas verticales sobre la base (ver Fig. 4). Aproximaremos el diagrama de deformación de la superficie de la base a una dependencia hiperbólica de las presiones actuantes, *p* (Klepikov, 1969):

|  |  |
| --- | --- |
|  | (2) |

Donde: es el asentamiento de la base para una presión actuante igual al esfuerzo límite de linealidad de la base , determinado con las propiedades de cálculo de la base, correspondientes al II Estado Límite de diseño, es decir, con una probabilidad del 85% de que existan valores inferiores a las mismas (Quevedo, 2000); es la resistencia límite de la base, usualmente tomada como la capacidad de carga de rotura de la base, pero en este caso determinada igualmente con las propiedades de cálculo de la base, correspondientes al II Estado Límite de diseño, para que exista consistencia entre ambos conceptos al evaluar la seguridad que se introduce en todo el proceso al determinar los coeficientes de rigidez.

La curva “presión-asentamiento” pasa por el punto con coordenadas () e ilimitadamente se aproxima a la asíntota (Fig. 4).

|  |
| --- |
|  |
| Figura 4: Para la determinación del coeficiente de rigidez de la base no-linealmente deformable (Klepikov, et al., 1987): diagrama de cálculo de la deformación de la base. |

La dependencia entre las presiones y los asentamientos durante la descarga se representa por una línea recta que pasa a través de aquel punto del diagrama de deformación a partir del cual se produce la descarga. Los parámetros que describen el diagrama no lineal, se determinan mediante los métodos comunes de la mecánica de los suelos, basados en la teoría de la plasticidad (elasticidad), considerando las dimensiones concretas de la cimentación, la profundidad de desplante y también las propiedades físico-mecánicas de los suelos de la base. Ellos permiten con suficiente exactitud construir el diagrama de carga hasta la presión . En los segmentos de deformaciones del valor conocido hasta el valor conocido de la capacidad de carga el diagrama de carga se describe menos exactamente, ya que aquí se pueden trazar una multitud de curvas con diferente grado de aproximación a la asíntota .

La dependencia (2) permite mediante una sola curva describir el estado de la superficie de la base tanto lineal como no lineal hasta el límite de la rotura. En los cálculos se pueden utilizar otras dependencias (polinómicas, seccionalmente lineales, etc.) y en particular aquellas obtenidas directamente de experimentos o desarrollos a partir de la teoría de la plasticidad y el estado tenso-deformacional de la base (Conzález-Cueto Vila, 1997) (González-Cueto Vila, 2000), sin embargo, este modelo de base no-linealmente deformable (NLD), presenta la ventaja de utilizar parámetros que el diseñador determina durante el proceso de diseño, por tanto, les resultan familiares.

El coeficiente de rigidez de la base *k* puede obtenerse para la etapa de carga:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (3) |

La tangente del ángulo de inclinación de la recta de la descarga con respecto al eje de los asentamientos S representa el coeficiente de rigidez de la base en descarga (Fig. 4). El valor es constante para el diagrama de deformación asumido, independientemente de que en cada punto el diagrama pudiera ocurrir una descarga.

1. **Procedimiento alternativo**

Un procedimiento para resolver el problema no lineal de contacto en suelos colapsables utilizando el modelo del coeficiente de rigidez variable fue elaborado suponiendo que se conocían las dimensiones de la cimentación, o estás habían de alguna forma, sido fijadas por determinados criterios (Klepikov, et al., 1987), sin embargo, este es en la mayoría de los casos, uno de los problemas que presenta la interacción suelo-estructura (ISE): no se conocen las dimensiones de la cimentación inicialmente.

Para la solución del problema de contacto no lineal de ISE se recomienda también emplear los métodos de iteración paso a paso (Klepikov, 1969), adaptado a esta situación.

Para el caso de cimentaciones en que se quiera considerar la ISE, el cálculo se propone que comience como usualmente se efectúa el mismo: con los resultados del análisis de un modelo con apoyos clásicos.

Según los resultados del primer paso, se efectúa el diseño geotécnico y se calcula las dimensiones de las bases de las cimentaciones y del diseño estructural, se calculan el peralto de la misma solamente. Con dichos resultados se completa el modelo anterior, incluyendo la ISE, y determinando el coeficiente de rigidez, para los i-ésimos cimientos según la expresión (2.3):

|  |  |
| --- | --- |
|  | (4) |

Donde el índice k entre paréntesis (1) representa el número del paso de la iteración (primer paso), la cifra en subíndice *i* – el número del cimiento.

Se efectúa el análisis entonces, del modelo con ISE confeccionado y se obtienen nuevos valores para las solicitaciones y las reacciones de apoyo. Así mismo, se puede efectuar nuevamente el diseño geotécnico y estructural y obtener nuevos valores del área de la base y el peralto, con las nuevas solicitaciones. Según los resultados de este paso, se calcula , que sirve de dato de entrada para la solución del problema de contacto en el segundo paso de la iteración. Para los puntos de la base, cuyos asientos sean positivos, determinamos el coeficiente de rigidez por la expresión (2.3). Para aquellos con asentamientos negativos, el coeficiente de rigidez se toma nulo, lo que significa separación de la cimentación de la base.

Para los pasos de la iteración siguientes al primero, puede escribirse de forma general:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (5) |
| :  (d = 1, 2, 3, …) | (6) |

El proceso iterativo termina en aquel paso *h*, en el cual la diferencia entre los resultados de cálculo en este y en el paso previo *h-1*, resulte menor que algún valor dado, que caracteriza la exactitud en los cálculos (usualmente 5%). Los resultados finales del cálculo serían los valores de y el estado tenso-deformacional de la estructura con los cuales efectuar el diseño geotécnico y estructural definitivo.

Considerando que para el análisis y diseño con ISE, se plantea el empleo de la interfaz CSi API SAP 2000 - MATLAB y las funciones de diseño automatizado de cimentaciones por estados límites (Napoles, 2016; Negrin Montecelo, 2014) de acuerdo a la propuesta de norma cubana (Quevedo, 2000), podemos plantear el proceso iterativo que se refleja en el diagrama de flujo de la Fig. 5, para resolver esta dificultad durante la modelación, análisis y diseño de estructuras, incluyendo la ISE y otros factores ignorados.

1. **Experimento numérico**

Para validar el procedimiento descrito, evaluemos el mismo en un caso de estudio sencillo y no como será implementado usando la interfaz CSi API SAP 2000-MATLAB, que es el objetivo final de la investigación. Se trata de un edificio público de dos luces y dos niveles, del que se ha tomado un pórtico plano como representativo, con dos luces de 6 m, intercolumnios de 4 m, puntales de 4 m y 3 m respectivamente, situado en la región occidental de Cuba, en donde predominan en el diseño las cargas horizontales de viento sobre las de sismo y cuyas condiciones de apoyo se han elegido en dos variantes: empotradas y articuladas (Ver Fig. 6 a y b).

Los datos del suelo han sido extraídos de tablas y la relación L/B para el Segundo Estado Límite se ha tomado 4.

En la elaboración del modelo (Paso 1 del procedimiento propuesto) se incluyen las cargas actuantes, resultado del metrado. En los mismos se ha despreciado el efecto de la carga de viento en la cubierta y de han considerado factores de reducción de inercias a flexión por fisuración de los elementos, a 0.35 para las vigas y de 0.7 para las columnas, con respecto a la inercia bruta de las secciones correspondientes.

Las combinaciones de cargas para el diseño de las cimentaciones, acorde con las normas vigentes (Oficina Nacional de Normalización, 2006), ya adaptadas a nuestro caso de estudio, son:

1) 1,4 G

2) 1,2 G + 1,6 Q+ 0,5 Qc

3) 1,2 G + 1,6 Qc + 0,5 Q

4) 1,2 G + 1,6 Qc + 0,8 W

5) 1,2 G + 1,4 W + 0,5 Q + 0,5 Qc

6) 0,9 G + 1,4 W

|  |
| --- |
|  |
| Figura 5: Diagrama del flujo del proceso iterativo propuesto para la implementación del modelo del coeficiente de rigidez variable para bases no linealmente deformables. |

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| a | b |
| Figura 6: Modelo inicial de la estructura a analizar con apoyos clásicos en SAP 2000: a-Variante 1 con apoyos empotrados, b-Variante 2: con apoyos articulados. | |

Adicionalmente para la verificación del Segundo Estado Límite en el diseño geotécnico de las cimentaciones, se incorpora la combinación normativa o de servicio (sin mayorar): 7)

Luego de realizado el análisis, los resultados de las combinaciones de cargas para el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones, se muestran en la Tabla 1, para las dos variantes de condiciones de apoyo. Los datos para el diseño geotécnico y estructural se muestran en las Tablas 2 y 3, suponiendo que el estrato en que se apoyan es homogéneo en toda la base y sin presencia de Nivel Freático. Un aspecto a resaltar en estos resultados, resulta ser el hecho de que los cimientos diseñados ponen a la base de suelo a trabajar en la etapa no lineal de comportamiento, lo cual resulta típico en este tipo de suelo con predominio friccional (Conzález-Cueto Vila, 1997) (González-Cueto Vila, 2000).

Una vez realizado el análisis con este modelo (Paso 2) se realiza el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones (Paso 3), se determina el coeficiente de rigidez de la base de la cimentación (Paso 4). Se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 5. En ella, para simplificar, sólo se muestran los resultados del cimiento exterior cuya área de la base resultó mayor.

Culminada esta etapa, se determina sobre la base de los resultados obtenidos, los coeficientes de rigidez (Paso 5) y se elabora el modelo incluyendo la cimentación calculada y la ISE (Paso 6), a partir del coeficiente de rigidez determinado. Se hace notar que los pasos 1 al 5 han servido como especie de *pre-dimensionamiento de las cimentaciones.* De la comparación entre los resultados para esa combinación solamente, puede inferirse que la influencia de la consideración de la ISE es notable en solicitaciones,

al realizar el análisis considerando la ISE (Paso 7).

Tabla 2: Reacciones en los nudos de apoyo sin ISE.

|  | Variante 1: Empotrada | | | | | Var 2:Articulada | |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Nudo de  Apoyo | Combinación  de Cargas | Axial,  kN | Cortante,  kN | Momento,  kN-m | Axial,  kN | | Cortante,  kN |
| 1 | NLS 1.4 G | 230.73 | 10.256 | 13.8025 | 230.411 | | 5.624 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | 264.439 | 16.146 | 21.6246 | 263.938 | | 8.885 |
| 1 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | 250.958 | 9.702 | 13.1153 | 250.655 | | 5.299 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | 250.107 | 8.419 | 7.8698 | 245.612 | | 1.19 |
| 1 | NLS1.2G+1.4 W+0.5Q+0.5Qc | 220.843 | -3.6 | -10.6265 | 213.652 | | -8.034 |
| 1 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 142.909 | -7.749 | -16.0761 | 136.181 | | -10.233 |
| 1 | NLS G + 0.5 Q | 182.142 | 9.777 | 13.0993 | 181.84 | | 5.383 |
| 1 | NLS 1.4 G-1 | 164.809 | 7.329 | 9.8506 | 164.582 | | 4.025 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | 221.885 | 11.264 | 15.1263 | 221.536 | | 6.188 |
| 1 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | 221.885 | 11.264 | 15.1263 | 221.536 | | 6.188 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | 195.587 | 1.972 | -1.5345 | 190.399 | | -3.189 |
| 1 | NLS1.2G+1.4W+0.5Q+0.5Qc-1 | 217.984 | 1.008 | -2.7918 | 212.746 | | -3.76 |
| 1 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | 160.931 | -2.92 | -7.9855 | 155.996 | | -5.876 |
| 1 | NLS G + 0.5 Q-1 | 182.142 | 9.777 | 13.0993 | 181.84 | | 5.383 |
| 4 | NLS 1.4 G | 477.325 | 1.266E-15 | 1.663E-13 | 477.962 | | -2.479E-15 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | 554.195 | -5.32E-15 | 1.229E-13 | 555.196 | | 1.222E-16 |
| 4 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | 528.355 | -1.848E-15 | 1.13E-13 | 528.962 | | 1.105E-15 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | 528.593 | -5.674 | -13.2169 | 529.618 | | -6.085 |
| 4 | NLS1.2G+1.4 W+0.5Q+0.5Qc | 472.038 | -9.944 | -23.0831 | 472.699 | | -10.715 |
| 4 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 306.828 | -9.984 | -22.9394 | 307.228 | | -10.893 |
| 4 | NLS G + 0.5 Q | 378.276 | -4.821E-15 | 9.883E-14 | 378.88 | | -6.58E-15 |
| 4 | NLS 1.4 G-1 | 340.942 | 4.563E-16 | 8.327E-14 | 341.396 | | -3.591E-15 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | 466.79 | -1.806E-14 | 7.702E-14 | 467.489 | | -1.016E-15 |
| 4 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | 466.79 | -1.806E-14 | 7.702E-14 | 467.489 | | -1.016E-15 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | 415.596 | -7.113 | -16.4516 | 416.345 | | -7.697 |
| 4 | NLS1.2G+1.4W+0.5Q+0.5Qc-1 | 466.776 | -7.103 | -16.4839 | 467.469 | | -7.654 |
| 4 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | 340.929 | -7.126 | -16.4067 | 341.376 | | -7.756 |
| 4 | NLS G + 0.5 Q-1 | 378.276 | -4.821E-15 | 9.883E-14 | 378.88 | | -6.58E-15 |
| 7 | NLS 1.4 G | 230.73 | -10.256 | -13.8025 | 230.411 | | -5.624 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | 264.439 | -16.146 | -21.6246 | 263.938 | | -8.885 |
| 7 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | 250.958 | -9.702 | -13.1153 | 250.655 | | -5.299 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | 256.371 | -24.495 | -36.3621 | 259.843 | | -16.848 |
| 7 | NLS1.2G+1.4 W+0.5Q+0.5Qc | 231.791 | -24.523 | -39.1341 | 238.321 | | -19.312 |
| 7 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 153.767 | -20.345 | -33.3822 | 160.095 | | -16.952 |
| 7 | NLS G + 0.5 Q | 182.142 | -9.777 | -13.0993 | 181.84 | | -5.383 |
| 7 | NLS 1.4 G-1 | 164.809 | -7.329 | -9.8506 | 164.582 | | -4.025 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | 221.885 | -11.264 | -15.1263 | 221.536 | | -6.188 |
| 7 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | 221.885 | -11.264 | -15.1263 | 221.536 | | -6.188 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | 203.377 | -22.054 | -33.934 | 207.816 | | -16.305 |
| 7 | NLS1.2G+1.4W+0.5Q+0.5Qc-1 | 225.8 | -21.096 | -32.7442 | 230.345 | | -15.772 |
| 7 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | 168.7 | -17.152 | -27.3865 | 173.187 | | -13.564 |
| 7 | NLS G + 0.5 Q-1 | 182.142 | -9.777 | -13.0993 | 181.84 | | -5.383 |

Nota: las combinaciones denotadas con “-1” y resaltadas en gris, representan los valores normativos de las homónimas correspondientes.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Tabla 2: Datos para el Diseño Geotécnico | | | | |
| df = D = Hc = 1m | Condiciones de trabajo de la base: Normales | Tipo de Falla: Grave |  | c = 10 kPa |
|  | Datos de Tablas | IL = 0.2 | Rect. de diseño,  m = 1 | E = 13000 kPa |
| Tabla 3: Datos para el Diseño Estructural | | | | |
| *f*`c = 30 MPa | *f*y = 300 MPa | Recubrimientos = 0.05 m | Empleo de sello en la base de la cimentación | |

Los resultados de esta primera iteración en diferencias con respecto a las variantes 1 y 2 se muestran en la Tabla 4 para la variante empotrada y para la variante articulada respectivamente. Como era de esperar, las variaciones en la fuerza axial son mínimas, mientras que la mayor redistribución y/o variación ocurre en las fuerzas cortantes y los momentos flectores, cuyos valores con respecto a la variante 1 cambian entre 1 y +3 veces y entre 0.75 y 1.3 veces, respectivamente.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Tabla 4: Resultados del diseño geotécnico y estructural inicial, sin considerar la ISE. Iteración 1. | | | |
| Variante 1: Apoyos empotrados | | Variante 2: Apoyos Articulados | |
| Cimientos Extremos | Cimiento Intermedio | Cimientos Extremos | Cimiento Intermedio |
| B = L = 1.15 m,  h = 0.25 m | B = L = 1.3 m,  h = 0.25 m | B = L = 0.9 m,  h = 0.25 m | B = L = 1.3 m,  h = 0.25 m |
| R = 116.8 kPa,  qbr\_II = 439.1 kPa,  = 0.959 cm,  S = 1.39 cm,  p = 157.72 kPa | R = 134.82 kPa,  qbr\_II = 544.69 kPa,  = 0.77 cm,  S = 1.589 cm,  p = 243.83 kPa | R = 113.9 kPa,  qbr\_II = 478.12 kPa,  = 0.59 cm,  S = 1.584 cm,  p = 244.494 kPa | R = 122.56 kPa,  qbr\_II = 544.689 kPa,  = 0.669 cm,  S = 2.078 cm,  p = 244.19 kPa |
| k = 10,631.277 kN/m3 | k = 12,858.083 kN/m3 | k = 12, 371.889 kN/m3 | k = 13, 040.18 kN/m3 |

Un aspecto del modelo elaborado para la variante 1 y las solicitaciones que se obtienen para una de las combinaciones de cargas se muestran en la Fig. 7.

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| a | b |
| Figura 7: Modelo de la estructura considerando la ISE y resultados para una combinación: a- Modelo de la estructura considerando la ISE, b- Resultados del análisis para una de las combinaciones actuantes. | |

Los resultados de esta primera iteración en diferencias con respecto a las variantes 1 y 2 se muestran en la Tabla 4 para la variante empotrada y para la variante articulada respectivamente. Como era de esperar, las variaciones en la fuerza axial son mínimas, mientras que la mayor redistribución y/o variación ocurre en las fuerzas cortantes y los momentos flectores, cuyos valores con respecto a la variante 1 cambian entre 1 y +3 veces y entre 0.75 y 1.3 veces, respectivamente.

Si con estos valores de solicitaciones, realizamos ahora el diseño del área de la base, obtendríamos los resultados que se reflejan en la Tabla 5 (Paso 3(2), 4(2), 5(2) de la segunda iteración).

Previsiblemente, las dimensiones de las cimentaciones cambian. Mientras que en el cimiento intermedio no se producen cambios en las dimensiones finales del diseño, en los cimientos extremos, si se produce un cambio en área del 38.7%, lo cual no resulta despreciable y además resultan dos cimientos. Considerando los tres cimientos, el cambio en área de la base en la cimentación de la estructura es del 23.64%, lo cual resulta significativo y se traduce en una disminución de los costos no despreciable, cuando se trata el problema de optimización de conjuntos estructurales.

Adicionalmente, se nota que el cambio de las solicitaciones entre 1 y tres veces, augura cambios en el diseño estructural de los elementos de la superestructura, que producirán una variación de la función objetivo en el problema de optimización del conjunto estructural que será necesario evaluar en otro trabajo. A simple vista se nota una redistribución de esfuerzos tendiente a disminuir las solicitaciones en las columnas y los cimientos, aumentando las solicitaciones en las vigas, pero los cambios en el diseño y posteriormente en el costo del conjunto, obviamente aunque resultan mucho menores, su evaluación se sale del alcance del presente trabajo.

**Tabla 6: Diferencias en Reacciones en los nudos de apoyo considerando la ISE (Primera Iteración).**

| **Variante 3: Considerando ISE \_ Empotramiento (1a Iteración)** | | | | | | **Variante 4: Considerando ISE \_ Articulación (1a Iteración)** | | |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Diferencias en % c. r. a la Variante 1** | | | | | **Diferencias en % c. r. a la Variante 2** | | | |
| **Nudo de**  **Apoyo** | **Combinación**  **de Cargas** | **Axial** | **Cortante** | **Momento** | | | **Axial** | **Cortante** |
| 1 | NLS 1.4 G | -4.13 | 146.31 | 128.18 | | | 1.26 | 64.0 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | -4.36 | 144.96 | 127.70 | | | 1.08 | 64.7 |
| 1 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | -4.51 | 146.69 | 128.97 | | | 0.89 | 64.6 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | -2.47 | 99.29 | 135.58 | | | 1.28 | -118.1 |
| 1 | NLS1.2G+1.4 W+0.5Q+0.5Qc | -0.81 | 325.28 | 116.00 | | | 1.29 | -2.9 |
| 1 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 0.94 | 228.40 | 119.28 | | | 1.45 | 10.0 |
| 1 | NLS G + 0.5 Q | -4.19 | 145.51 | 127.64 | | | 1.21 | 62.0 |
| 1 | NLS 1.4 G-1 | -4.13 | 146.39 | 128.02 | | | 1.25 | 61.9 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | -4.46 | 146.08 | 128.10 | | | 0.95 | 63.0 |
| 1 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | -4.46 | 146.08 | 128.10 | | | 0.95 | 63.0 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | -1.49 | -93.71 | 73.28 | | | 1.31 | -54.6 |
| 1 | NLS1.2G+1.4W+0.5Q+0.5Qc-1 | -1.95 | -310.71 | 94.99 | | | 1.07 | -36.8 |
| 1 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | -0.88 | 301.71 | 115.65 | | | 1.39 | -2.0 |
| 1 | NLS G + 0.5 Q-1 | -4.19 | 145.51 | 127.64 | | | 1.21 | 62.0 |
| 4 | NLS 1.4 G | 3.99 | 100.00 | 100.00 | | | -1.22 | - |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | 4.16 | 100.00 | 100.00 | | | -1.03 | - |
| 4 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | 4.28 | 100.00 | 100.00 | | | -0.84 | - |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | 4.08 | 223.72 | 96.77 | | | -1.12 | -68.5 |
| 4 | NLS1.2G+1.4 W+0.5Q+0.5Qc | 4.12 | 223.99 | 96.66 | | | -1.06 | -65.8 |
| 4 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 4.00 | 225.10 | 96.43 | | | -1.20 | -58.9 |
| 4 | NLS G + 0.5 Q | 4.03 | 100.00 | 100.00 | | | -1.16 | - |
| 4 | NLS 1.4 G-1 | 3.99 | 100.00 | 100.00 | | | -1.20 | - |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | 4.24 | 100.00 | 100.00 | | | -0.90 | - |
| 4 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | 4.24 | 100.00 | 100.00 | | | -0.90 | - |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | 4.07 | 217.39 | 96.60 | | | -1.13 | -63.3 |
| 4 | NLS1.2G+1.4W+0.5Q+0.5Qc-1 | 4.24 | 216.99 | 96.66 | | | -0.90 | -65.4 |
| 4 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | 3.99 | 224.89 | 96.53 | | | -1.20 | -60.2 |
| 4 | NLS G + 0.5 Q-1 | 4.03 | 100.00 | 100.00 | | | -1.16 | - |
| 7 | NLS 1.4 G | -4.13 | 146.31 | 128.18 | | | 1.26 | 64.0 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | -4.36 | 144.96 | 127.70 | | | 1.08 | 64.7 |
| 7 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | -4.51 | 146.69 | 128.97 | | | 0.89 | 64.6 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | -6.01 | 159.85 | 125.52 | | | 1.08 | 47.1 |
| 7 | NLS1.2G+1.4 W+0.5Q+0.5Qc | -7.61 | 171.77 | 124.43 | | | 0.95 | 37.6 |
| 7 | NLS 0.9 G + 1.4 W | -8.85 | 176.87 | 123.34 | | | 1.07 | 31.8 |
| 7 | NLS G + 0.5 Q | -4.19 | 145.51 | 127.64 | | | 1.21 | 62.0 |
| 7 | NLS 1.4 G-1 | -4.13 | 146.39 | 128.02 | | | 1.25 | 61.9 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | -4.46 | 146.08 | 128.10 | | | 0.95 | 63.0 |
| 7 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | -4.46 | 146.08 | 128.10 | | | 0.95 | 63.0 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | -6.88 | 165.79 | 124.64 | | | 1.06 | 40.5 |
| 7 | NLS1.2G+1.4W+0.5Q+0.5Qc-1 | -6.89 | 167.41 | 124.92 | | | 0.83 | 40.4 |
| 7 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | -7.24 | 172.29 | 124.03 | | | 1.12 | 35.2 |
| 7 | NLS G + 0.5 Q-1 | -4.19 | 145.51 | 127.64 | | | 1.21 | 62.0 |

Nota: las combinaciones denotadas con “-1” y resaltadas en gris, representan los valores normativos de las homónimas correspondientes.

Se hace notar que el cambio en las solicitaciones y en las dimensiones de la cimentación entre la iteración (1) y (2) para la variante articulada, resulta menor que para la variante empotrada, al considerar la ISE en este caso de estudio, donde la superestructura es muy flexible.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Tabla 5 Resultados del diseño geotécnico y estructural considerando ISE. Iteración 2.** | | | |
| Variante 1: Apoyos empotrados | | Variante 2: Apoyos Articulados | |
| Cimientos Extremos | Cimiento Intermedio | Cimientos Extremos | Cimiento Intermedio |
| B = L = 0.9 m,  h = 0.25 m | B = L = 1.3 m,  h = 0.25 m | B = L = 0.85 m,  h = 0.25 m | B = L = 1.35 m,  h = 0.25 m |
| R = 123.1 kPa,  qbr\_II = 542.03 kPa,  = 0.726 cm,  S = 1.798 cm,  p = 254.284kPa | R = 134.82 kPa,  qbr\_II = 544.689 kPa,  = 0.769 cm,  S = 1.505 cm,  p = 234.804 kPa | R = 116.04 kPa,  qbr\_II = 534.71 kPa,  = 0.494 cm,  S = 1.45 cm,  p = 268.63 kPa | R = 123.08 kPa,  qbr\_II = 547.00 kPa,  = 0.70 cm,  S = 1.51 cm,  p = 232.53 kPa |
| k = 11, 636.363 kN/m3 | k = 13, 243.89 kN/m3 | k = 14, 925.16 kPa | k = 13, 046.72 kPa |

En esta iteración, también se manifiesta el hecho de que los cimientos diseñados ponen a la base de suelo a trabajar en la etapa no lineal de comportamiento (), lo cual resulta típico en este tipo de suelo con predominio friccional (Conzález-Cueto Vila, 1997) (González-Cueto Vila, 2000), si no se limita el esfuerzo máximo actuante a en el segundo estado límite durante el diseño geotécnico, como en este caso. Los coeficientes de rigidez para la variante empotrada, presentan variaciones poco significativas con respecto a la primera iteración: 9.45 % para los cimientos exteriores y 3% para el cimiento interior, por lo que se pronostica una convergencia rápida. En el caso de la variante articulada, los coeficientes de rigidez cambian en 20.64% para cimientos exteriores y 0.05 % para los cimientos interiores.

Es notable como cuando se incluye la ISE en el análisis, para este tipo de estructura y caso de estudio, se reduce la influencia de la invariante de la modelación “condiciones de apoyo”, en el rasgo de la forma en que las columnas de la estructura se vinculan a la cimentación, produciéndose una “homogeneización” de la respuesta de la cimentación en todos los parámetros de diseño (R, S, p, B, L) derivada del mismo proceso que ocurre en las solicitaciones.

También resulta notable el hecho de que para este tipo de estructura (flexible) y caso de estudio, los resultados del diseño inicial para la variante con columnas articuladas a la cimentación (B y L) están más cerca del resultado final de diseño, que los que se obtienen para la variante con columnas empotradas. Ese resultado es compatible con el hecho de que, los mayores cambios en los resultados del diseño geotécnico durante el proceso, se dan para las columnas exteriores (acción de mayores momentos y cortantes) en comparación con la columna interior (mayor fuerza axial).

Se observa que la no inclusión de la ISE resulta del “lado conservador”, para el diseño de la cimentación y las columnas, no así para el diseño de las vigas, que ven aumentadas sus solicitaciones como resultado de la consideración de la ISE, pero son elementos cuyo fallo es menos peligroso en una estructura, que el de una columna o un cimiento.

La reducción en las dimensiones de la cimentación en este proceso hasta el paso (2), comparando los resultados de la inclusión o no de la ISE, resulta del 23.64 % para la variante empotrada de las columnas con la cimentación, mientras que fue solo del 5% para la variante articulada de las columnas. Por supuesto que durante la solución del problema de diseño óptimo de conjuntos estructurales, será necesario evaluar las variaciones en los costos del conjunto y no de un elemento aislado, pero esto se sale del alcance del presente trabajo.

El siguiente análisis (3) para la variante 1 (empotrada), con los coeficientes de rigidez y dimensiones de las cimentaciones obtenidas en el paso anterior (2) arroja los resultados que se muestran en la Tabla 6. Se observa una reducción notable (de un orden de magnitud) de las diferencias en los valores de cortantes, mientras que las diferencias en los valores de fuerza axial y momentos, se mantienen en el mismo orden de magnitud con respecto a la variante anterior, por lo que será preciso para obtener las dimensiones definitivas de las cimentaciones en esta variante, continuar el proceso iterativo.

Para la variante 2 (columnas articuladas), los resultados reflejan la convergencia del proceso iterativo, al registrarse variaciones menores del 5% en todas las solicitaciones, por lo que las dimensiones de las cimentaciones obtenidas para la anterior iteración en esta variante, pueden considerarse definitivas.

**Tabla 6: Reacciones en los nudos de apoyo considerando la ISE (Segunda Iteración).**

| **Variante 3: Considerando ISE \_ Empotramiento (Segunda Iteración)** | | | | | **Variante 4: Considerando ISE \_ Articulación (Segunda Iteración)** | | |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Dif. en % c. r. a la Variante 3(1)** | | | | | **Dif. en % c. r. a la Variante 4(1)** | | |
| **Nudo de**  **Apoyo** | **Combinación de Cargas** | **Axial** | **Cortante** | **Momento** |  | **Axial** | **Cortante** |
| 1 | NLS 1.4 G | 6.4 | 24.8 | 185.9 |  | -0.13 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | 6.4 | 19.3 | 192.0 |  | -0.09 | 0.04 |
| 1 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | 6.4 | 25.6 | 183.2 |  | -0.10 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | 6.8 | -1788.3 | 100.9 |  | -0.10 | 1.97 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.4 W + 0.5 Q + 0.5 Qc | 7.1 | -8.3 | 465.5 |  | -0.11 | 0.03 |
| 1 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 7.5 | -2.6 | 334.5 |  | -0.14 | 0.03 |
| 1 | NLS G + 0.5 Q | 6.4 | 21.4 | 189.9 |  | -0.12 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.4 G-1 | 6.4 | 24.7 | 186.0 |  | -0.13 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | 6.4 | 22.2 | 188.8 |  | -0.09 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | 6.4 | 22.2 | 188.8 |  | -0.09 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | 7.0 | -18.5 | -572.3 |  | -0.11 | 0.03 |
| 1 | NLS 1.2 G + 1.4 W + 0.5 Q + 0.5 Qc-1 | 6.9 | -19.3 | -2180.9 |  | -0.09 | 0.03 |
| 1 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | 7.1 | -8.3 | 451.9 |  | -0.14 | 0.03 |
| 1 | NLS G + 0.5 Q-1 | 6.4 | 21.4 | 189.9 |  | -0.12 | 0.03 |
| 4 | NLS 1.4 G | -6.7 | - | - |  | 0.12 | 3.21 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | -6.6 | - | - |  | 0.08 | 3.26 |
| 4 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | -6.6 | - | - |  | 0.09 | 2.62 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | -6.7 | -7.9 | 269.1 |  | 0.09 | -0.04 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.4 W + 0.5 Q + 0.5 Qc | -6.7 | -8.0 | 265.6 |  | 0.10 | -0.04 |
| 4 | NLS 0.9 G + 1.4 W | -6.7 | -8.0 | 259.7 |  | 0.13 | -0.03 |
| 4 | NLS G + 0.5 Q | -6.7 | - | - |  | 0.11 | 3.07 |
| 4 | NLS 1.4 G-1 | -6.7 | - | - |  | 0.13 | 2.82 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | -6.6 | - | - |  | 0.08 | 3.59 |
| 4 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | -6.6 | - | - |  | 0.08 | 3.59 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | -6.7 | -14.5 | 264.2 |  | 0.10 | -0.04 |
| 4 | NLS 1.2 G + 1.4 W + 0.5 Q + 0.5 Qc-1 | -6.6 | -14.5 | 266.4 |  | 0.08 | -0.04 |
| 4 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | -6.7 | -8.0 | 263.1 |  | 0.13 | -0.04 |
| 4 | NLS G + 0.5 Q-1 | -6.7 | - | - |  | 0.11 | 3.07 |
| 7 | NLS 1.4 G | 6.4 | 24.8 | 185.9 |  | -0.13 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc | 6.4 | 19.3 | 192.0 |  | -0.09 | 0.04 |
| 7 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q | 6.4 | 25.6 | 183.2 |  | -0.10 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W | 6.0 | 11.2 | 220.5 |  | -0.09 | 0.04 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.4 W + 0.5 Q + 0.5 Qc | 5.8 | 9.5 | 236.5 |  | -0.11 | 0.03 |
| 7 | NLS 0.9 G + 1.4 W | 5.5 | 8.1 | 244.4 |  | -0.13 | 0.03 |
| 7 | NLS G + 0.5 Q | 6.4 | 21.4 | 189.9 |  | -0.12 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.4 G-1 | 6.4 | 24.7 | 186.0 |  | -0.13 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.5 Qc-1 | 6.4 | 22.2 | 188.8 |  | -0.09 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.2 G +1.6 Qc + 0.5 Q-1 | 6.4 | 22.2 | 188.8 |  | -0.09 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.6 Q + 0.8 W-1 | 5.9 | 9.7 | 229.4 |  | -0.10 | 0.03 |
| 7 | NLS 1.2 G + 1.4 W + 0.5 Q + 0.5 Qc-1 | 5.9 | 10.6 | 229.1 |  | -0.09 | 0.03 |
| 7 | NLS 0.9 G + 1.4 W-1 | 5.8 | 9.7 | 235.8 |  | -0.13 | 0.03 |
| 7 | NLS G + 0.5 Q-1 | 6.4 | 21.4 | 189.9 |  | -0.12 | 0.03 |
| Nota: las combinaciones denotadas con “-1” y resaltadas en gris, representan los valores normativos de las homónimas correspondientes. | | | | | | | |

1. **CONCLUSIONES**

Al concluir el presente trabajo, podemos esbozar las siguientes conclusiones:

1. El modelo del coeficiente de rigidez variable elaborado por Klepikov en 1969 para considerar la ISE en bases no-linealmente deformables constituidas por suelos colapsables, resulta fácilmente adaptable a otros tipos de suelos y permite determinar los asentamientos en todo el diapasón de presiones actuantes, tanto el la etapa lineal como en la etapa no lineal del comportamiento de la base, con una sola expresión, que depende de parámetros que el proyectista usa durante el diseño geotécnico de las cimentaciones y por lo tanto, les son familares, a diferencia de otros modelos no-lineales más complejos.
2. Se ha presentado un procedimiento para tomar en cuenta la ISE utilizando el coeficiente de rigidez variable de la base no-linealmente deformable, fácilmente automatizable utilizando las interfaces de los software profesionales de modelación, análisis y diseño, que converge en 3-5 iteraciones y da solución al problema de ISE en bases linealmente o no-linealmente deformables. Este procedimiento puede ser incorporado a un algoritmo más general, para el diseño óptimo de conjuntos estructurales tomando en consideración el factor usualmente ignorado de la ISE.
3. En el caso de estudio presentado (estructura flexible con distintas condiciones de vínculo columna-cimentación superficial aislada, sobre bases de suelos predominantemente friccionales) se han notado los siguientes rasgos al aplicar el modelo y procedimiento descritos:
   1. El suelo bajo la cimentación resultó trabajando en la etapa no lineal de comportamiento (p>R'\*), lo cual resulta típico en este tipo de suelo con predominio friccional, si no se limita el esfuerzo máximo actuante a R'\* en el segundo estado límite durante el diseño geotécnico.
   2. Los valores de los coeficientes de rigidez convergen y las solicitaciones, convergen de forma más rápida para la variante con vínculo articulado entre las columnas y la cimentación, que para la variante empotrada, y dentro de estas, las cimentaciones con predominio de la carga axial (interiores), se comportan con menor cambio en sus dimensiones con respecto a la variante sin ISE, que aquellas en las que actuan tambien momentos flectores considerables (exteriores).
   3. Es notable como cuando se incluye la ISE en el análisis, para este tipo de estructura y caso de estudio, se reduce la influencia de la invariante de la modelación “condiciones de apoyo”, en el rasgo de la forma en que las columnas de la estructura se vinculan a la cimentación, produciéndose una “homogeneización” de la respuesta de la cimentación en todos los parámetros de diseño (R, S, p, B, L) derivada del mismo proceso que ocurre en las solicitaciones.
   4. Los resultados del diseño inicial para la variante con columnas articuladas a la cimentación (B y L) están más cerca del resultado final de diseño, que los que se obtienen para la variante con columnas empotradas. Ese resultado es compatible con el hecho de que, los mayores cambios en los resultados del diseño geotécnico durante el proceso, se dan para las columnas exteriores (acción de mayores momentos y cortantes) en comparación con la columna interior (mayor fuerza axial).
   5. La no inclusión de la ISE resulta del “lado conservador”, para el diseño de la cimentación y las columnas, no así para el diseño de las vigas, que ven aumentadas sus solicitaciones como resultado de la consideración de la ISE, pero son elementos cuyo fallo es menos peligroso en una estructura, en comparación con el de una columna o un cimiento.
   6. La reducción en las dimensiones de la cimentación en este proceso no son despreciables. Por supuesto que durante la solución del problema de diseño óptimo de conjuntos estructurales, será necesario evaluar las variaciones en los costos del conjunto y no de un elemento aislado, pero esto se sale del alcance del presente trabajo.
4. **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

НИИСК-K., 1977. *Mетодические рекомендации по определению коэффициентоф жёскости основания зданий и сооружение.* Kiev: НИИСК-K., 32 pp.

Aron, C. & Jonas, E., 2012. *Structural Element Approaches for Soil - Structure Interaction,* Göteborg, Sweden: CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

Chagoyén , E. & Broche, J. L., 2002. *Diseño estructural de cimentaciones superficiales. Propuesta de norma..* Santa Clara: UCLV.

Chagoyén Méndez, E. L. & Hernández Santana, J. J., 2010. *Influencia de distintos factores en la modelación, análisis y diseño automatizado de estructuras de hormigón.* Santa Clara. Cuba, Facultad de Construcciones. UCLV. Memorias IX Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción. ISBN 978-959-250-634-3..

Chagoyén Méndez, E. L. et al., 2009. Diseño óptimo de cimentaciones superficiales rectangulares. Formulación. *Revista Construcción Civil. Escuela de Construcción Civil. Pontificia Universidad Católica de Chile.,* 8(15. ISSN 0717-7925.).

Computer and Structures, Inc., 2016. *CSI Applied Programming Interface,* Berkeley, California: CSI.

Computers & Structures, Inc., 2016. *CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000, ETABS, SAFE and CSiBridge,* Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc..

Conzález-Cueto Vila, A. V., 1997. *Diseño de cimentaciones superficiales en arenas. Aplicación de la Teoría de Seguridad.,* Santa Clara, Cuba.: TM. Facultad de Construcciones. UCLV..

Gazetas, G. & Mylonakis, G., 2001. *Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and.* Misoury, Misoury University of Science and Technology. Scholar's Mine. 2001 - Fourth International Conference on Recent Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

González Pérez, A. G., 2015. *Calibración y validación de modelos de puentes.,* Santa Clara. Cuba: Facultad de Construcciones. UCLV. tutor: Ernesto L. Chagoyén Méndez. TD.

González-Cueto Vila, A. V., 2000. *Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales en Arenas,* Santa Clara. Cuba: TGC. Facultad de Construcciones. UCLV.

Gostroyiszdat, 1983. *SniP 2.02.01-83: Cálculo de las bases de cimentaciones..* Moscú: Gostroyizdat.

Gostroyizdat, 1978. *SniP II-8-78.* Moscu: Gostroyizdat.

Klepikov, S. N., 1969. *Solución general para vigas y placas sobre bases que se deforman elásticamente con rigidez variable..* Kiev: Investigaciones sobre bases, cimentaciones y mecánica de suelos. Budivielnik, pag. 37-47.

Klepikov, S. N., Tregub, A. S. & Matveev, I. V., 1987. *Calculo de Edificios y Obras sobre suelos colapsables.* Kiev: Budivielnik.

Medina Naranjo, M. A., 2017. *Interface en MatLab para la optimización de conjuntos estructurales,* Santa Clara. Cuba: Facultad de Construcciones. UCLV. tutor: Ivan Negrin Diaz, Ernesto L. Chagoyén Méndez. TD.

Medina Salabarría, Y., 2018. *Interfaz Gráfica de Usuario para la optimización de estructuras aporticadas de H.A.,* Santa Clara. Cuba: Facultad de Construcciones. Tutor: Ernesto L. Chagoyén Méndez, Ivan Negrín Díaz. TD..

Napoles, J., 2016. *diseño de cimentaciones por estados limites con matlab.* Santa Clara, Cuba: s.n.

Negrin Díaz, I., 2016. *Optimización de conjuntos estructurales considerando los factores usualmente ignorados en la modelación usando la OAPI SAP2000-MatLab.,* Santa Clara. Cuba: Facultad de Construcciones. UCLV. tutor: Ernesto Chagoyen Mendez. TD..

Negrin Hernández, A., 1988. *19. Negrín A. (1988). Diseño óptimo de estructuras de hormigón armado a flexo compresión. Tesis de grado de Doctor en Ciencias Técnicas no publicado.,* Kiev. Ucrania: Instituto Kievita de Ingeniería de la Construccion. Tesis de Grado Cientifico de Doctor en Ciencias..

Negrin Hernández, A., 2005. Un enfoque general sobre diseño óptimo de estructuras. Tegucigalpa, Honduras. *Boletín Estadístico de la Construcción. Cámara Hondureña de la Construcción. ,* pp. 12-14.

Negrin Hernández, A. & Negrin Montecelo, A., 2009. *Fundamentos del diseño óptimo de estructuras. Primera parte.* [Online]   
Available at: http://www.arqhys.com/noticias/2009/09/fundamentos-del-diseno-optimo-de.html  
[Accessed 10 December 2009].

Negrin Montecelo, A., 2010. *Optimización de conjuntos estructurales de edificios aporticados de hormigón armado.,* Santa Clara: Facultad de Construcciones. UCLV. tutor: Alexis Negrin Hernandez. TD..

Negrin Montecelo, A., 2014. *Optimizacion,* Santa Clara: Facultad de Construcciones. UCLV. tutor: Ernesto Chagoyen Mendez. TM..

Negrin Montecelo, A., 2014. *Optimización de conjuntos estructurales de edificios aporticados de hormigón armado.,* Santa Clara. Cuba: Facultad de Construcciones. UCLV. tutor: Ernesto L. Chagoyén Méndez. TM..

NIIOSP "N. M. Guersevanov" , 1981. *Manual para la proyección de cimentaciones en balsa de edificios aporticados y obras en forma de torres.* Moscu: Stroyizdat, 263 pag.

Oficina Nacional de Normalización, 2006. *NC 450:2006 EDIFICACIONES—FACTORES DE CARGA O PONDERACIÓN—COMBINACIONES..* La Habana: Oficina Nacional de Normalización.

Pavan, R. C., Costella, M. F. & Guarnieri, G., 2014. Soil-structure interaction for frame structures on shallow foundations. *Ibracon structures and materials,* 7(2), pp. 260-285.

Quevedo, G., 2000. *Propuesta de Norma Cubana para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales.* Santa Clara: Facultad de Construcciones UCLV.

Roose, D., 2017. *Conferencias del Curso de Posgrado "Numerical Methods". Optimización..* Proyecto TEAM-VLIR "Vibras". CUJAE. La Habana.: s.n.

Schutenko, L. N. e. a., 1989. *Bases y Cimentaciones. Curso y diplomando de Proyección..* Primera Edición ed. Kiev: Vishaya Shkola.

Winckler, E., 1867. *Lecture on Railway Engineering.* Prague: s.n.

Worku, A., 2009. WINKLER'S SINGLE-PARAMETER SUBGRADE MODEL FROM THE PERSPECTIVE OF AN IMPROVED APPROACH OF CONTINUUM-BASED SUBGRADE MODELING.