

PROJECTE O TESIS D'ESPECIALITAT

Títol

**ESTUDIO DEL ARMADO ÓPTIMO DE
ENCEPADOS DE EDIFICACIÓN**

Autor/a

Antonio Mailan Escolano

Tutor/a

D. Gonzalo Ramos Schneider

Departament

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

Intensificació

Anàlisi i Projectes d'Estructures

Data

Juny 2016

Estudio del armado óptimo de encepados de edificación

Autor: Antonio Mailan Escolano

Tutor: Gonzalo Ramos Schneider

RESUMEN:

El encepado es un elemento estructural de cimentación, encargado de transmitir las solicitaciones de una estructura portante, hasta las cabezas de un conjunto de pilotes que conforman una cimentación profunda. Es, en muchos casos, una estructura tridimensional de funcionamiento complejo y no bien conocido.

Tanto por sus dimensiones habituales, como por tratarse de una región con singularidad de cargas, debido a la existencia de cargas puntuales importantes, habitualmente debe ser tratado como una región D, en las que no es válida la teoría general de flexión. Tradicionalmente, en la bibliografía de referencia, se ha abordado su estudio y dimensionamiento realizando simplificaciones no siempre ajustadas al comportamiento esperado del elemento.

El objetivo de la tesina es establecer un análisis comparativo entre las soluciones planteadas en la bibliografía existente, así como determinar su adecuación con el comportamiento real esperado del elemento estructural. Se analizarán los casos estudiados mediante dos metodologías ampliamente extendidas en la actualidad, el método de bielas y tirantes BYT, y el método de los elementos finitos MEF.

Primeramente se realiza un recorrido crítico a través de la documentación recogida en la normativa internacional y la bibliografía de referencia, en cuanto al dimensionamiento estructural de encepados.

A continuación se estudian 18 casos diferentes de encepado, correspondientes a los esquemas habituales en edificación, para grupos de dos, tres y cuatro pilotes. En primer lugar se plantea el análisis mediante un modelo de elementos finitos tipo sólido utilizando el programa SAP2000. A partir de las trayectorias de tensiones obtenidas, se planteará un modelo de bielas y tirantes concordante con dichas trayectorias.

Se propone una solución al armado de los encepados para dos situaciones diferentes: modelos MEF, las armaduras se disponen según los esquemas indicados en la normativa vigente, adecuando las cuantías de armadura a los esfuerzos obtenidos, y modelos BYT, las armaduras se disponen según los esquemas indicados en la normativa vigente, manteniendo las cuantías mínimas de armadura indicadas en la normativa vigente.

Para terminar se compararán los esquemas y cuantías obtenidos en cada uno de los casos y se indican posibles líneas de investigación a seguir.

Palabras clave: encepado, región D, teoría general de flexión, bielas y tirantes, BYT, elementos finitos, MEF

Study of optimal reinforcement of building pile cap

Author: Antonio Mailan Escolano

Tutor: Gonzalo Ramos Schneider

SUMMARY:

The pile cap is a structural foundation element, responsible for transmitting the internal forces of a supporting structure, towards the heads of a set of piles that form a deep foundation. It is, in many cases, a three dimensional structure with a complex and not well known performance.

Both for its usual dimensions, as it is a region with uniqueness of loads because there are important point loads, usually it should be treated as a D region, where the general theory of bending is not applicable. Traditionally, the literature reference has approached this type of study and sizing, performing simplifications not always adjusted to the expected behavior of the element.

The aim of the thesis is to establish a comparative analysis between the solutions proposed in the literature, as well as determine its suitability with the expected actual behavior of the structural element. The different cases have been studied by two methodologies currently used, the strut and tie method, and the finite element method.

Firstly, a state-of-the-art research has been performed, analyzing international standards and literature references regarding the structural design of pile caps.

A total of 18 different cases of pile caps were studied, corresponding to the usual building schemes, for groups of two, three and four piles. Firstly, the analysis was performed using the solid finite elements from SAP2000 software. From the obtained stress' paths, a model of struts and ties, concordant with the paths, was considered.

Two different approaches for cap piles' design were proposed: FEM models, the reinforcement is arranged according to the schemes specified in the codes, adjusting the amounts to the obtained internal forces, and S&T models, where the bars are arranged according to the schemes specified in the codes, keeping the minimum amounts of reinforcement indicated in the standards.

Finally, the obtained results are compared in each case and possible lines of future research are mentioned.

Keywords: pile cap, D region, deflection general theory, struts and ties, S&T, finite element, FEM

AGRADECIMIENTOS:

Llegado este deseado momento, no puedo más que agradecer enormemente a mi tutor Gonzalo Ramos, el haber confiado en mí, aunque sé que no ha sido fácil. Sin su ayuda estoy seguro que no hubiese sido posible. Muchas gracias Gonzalo.

Por supuesto a toda mi familia por todos estos años de paciencia, también a los que ya no están. En especial a mis hijas Amaia y Aliona, que sin duda han motivado este empujón final.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES	1
2. OBJETIVOS DE LA TESINA.....	2
3. CONTENIDOS DE LA TESINA.....	2

CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. METODO DE BIELAS Y TIRANTES.....	3
2.1. INTRODUCCIÓN.....	3
2.2. DESCRIPCIÓN.....	4
2.2.1. <i>Regiones B y regiones D</i>	5
2.3. PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO.....	7
2.3.1. <i>Identificación de las regiones</i>	7
2.3.2. <i>Creación del modelo</i>	8
2.4. ELEMENTOS DEL MODELO.....	8
2.4.1. <i>Bielas</i>	8
2.4.2. <i>Tirantes</i>	12
2.4.3. <i>Nudos</i>	13
3. METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	14
3.1. INTRODUCCIÓN.....	15
3.2. ELEMENTOS FINITOS EN EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES.....	18
4. NORMATIVA Y REFERENCIAS.....	19
4.1. NORMATIVA ESPAÑOLA.....	19
4.1.1. <i>EH-68</i>	20
4.1.2. <i>EH-73</i>	20
4.1.3. <i>NTE CPE-78</i>	20
4.1.4. <i>EH-80</i>	20
4.1.5. <i>EH-82</i>	24
4.1.6. <i>EH-88</i>	24
4.1.7. <i>EH-91</i>	24
4.1.8. <i>EHE</i>	24
4.1.9. <i>EHE-08</i>	29
4.2. NORMATIVA INTERNACIONAL.....	29
4.2.1. <i>CIRSOC-201 (Argentina)</i>	29
4.2.2. <i>CBH (Bolivia)</i>	30
4.2.3. <i>NSR-10 (Colombia)</i>	30
4.2.4. <i>E.050 y E.060 (Perú)</i>	30
4.2.5. <i>NTCRC (México)</i>	30
4.2.6. <i>ACI-318-14 (USA)</i>	31
4.3. BIBLIOGRAFÍA DE REFERENCIA.....	31
4.3.1. <i>'CURSO APLICADO DE CIMENTACIONES'</i>	31
4.3.2. <i>'HORMIGÓN ARMADO'</i>	32
4.3.3. <i>'CALCULO DE ESTUCTURAS DE CIMENTACIÓN'</i>	33
4.3.4. <i>'MANUAL DE EDIFICACIÓN. MECÁNICA DE LAS TIERRAS Y CIMIENTOS'</i>	33

CAPÍTULO III: CASOS ESTUDIADOS

1.	INTRODUCCIÓN.....	34
2.	TOPE ESTRUCUTRAL DE LOS PILOTES	34
3.	DESCRIPCIÓN ENCEPADOS A ESTUDIAR.....	35

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

1.	INTRODUCCIÓN.....	39
1.1.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	39
1.2.	MODELO DE BIELAS Y TIRANTES	40
2.	ENCEPADOS DE DOS PILOTES.....	40
2.1.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	40
2.1.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	43
2.1.2.	<i>Armadura secundaria superior</i>	45
2.1.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	45
2.1.4.	<i>Armadura secundaria horizontal</i>	48
2.2.	MODELO DE BIELAS Y TIRANTES	48
2.2.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	49
2.2.2.	<i>Armadura secundaria superior</i>	49
2.2.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	50
2.2.4.	<i>Armadura secundaria horizontal</i>	50
2.3.	COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	51
2.3.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	51
2.3.2.	<i>Armadura secundaria superior</i>	51
2.3.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	52
2.3.4.	<i>Armadura secundaria horizontal</i>	52
2.3.5.	<i>Resumen armadura</i>	53
3.	ENCEPADOS DE TRES PILOTES	54
3.1.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	54
3.1.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	58
3.1.2.	<i>Armadura secundaria inferior</i>	60
3.1.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	60
3.2.	MODELO DE BIELAS Y TIRANTES	62
3.2.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	62
3.2.2.	<i>Armadura secundaria inferior</i>	63
3.2.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	63
3.3.	COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	64
3.3.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	64
3.3.2.	<i>Armadura secundaria inferior</i>	64
3.3.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	65
3.3.4.	<i>Resumen armadura</i>	65
4.	ENCEPADOS DE CUATRO PILOTES.....	67
4.1.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	67
4.1.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	71
4.1.2.	<i>Armadura secundaria inferior</i>	73
4.1.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	74
4.2.	MODELO DE BIELAS Y TIRANTES	75
4.2.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	76
4.2.2.	<i>Armadura secundaria inferior</i>	77
4.2.3.	<i>Armadura secundaria vertical</i>	77
4.3.	COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	78
4.3.1.	<i>Armadura principal inferior</i>	78
4.3.2.	<i>Armadura secundaria inferior</i>	79

4.3.3.Armadura inferior total.....	80
4.3.4.Armadura secundaria vertical.....	81
4.3.5.Resumen armadura.....	82

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES

1. CONCLUSIONES AL ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	83
2. CONCLUSIONES A LOS RESULTADOS OBTENIDOS	83
3. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS.....	85

REFERENCIAS

1. REFERENCIAS	86
----------------------	----

ANEJOS

1. ANEJO 1. RESULTADOS MEF	88
----------------------------------	----

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES

El encepado es el elemento estructural de cimentación, encargado de transmitir las solicitaciones de una estructura portante, hasta las cabezas de un conjunto de pilotes que conforman una cimentación profunda.

En general, la forma de un encepado depende del número y disposición de los pilotes que recoge. El material más utilizado para la construcción de encepados normalmente es el hormigón armado.

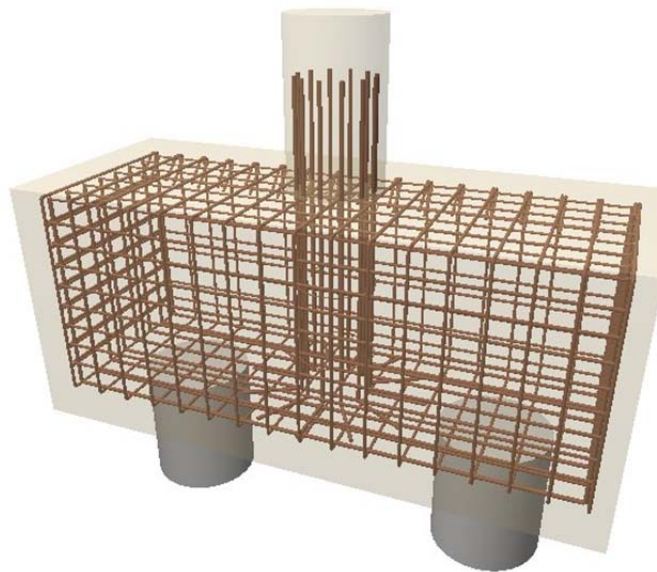


Figura 1.1. Disposición típica en encepado de dos pilotes

El encepado es, en muchos casos, una estructura tridimensional de funcionamiento complejo y no bien conocido.

Tanto por sus dimensiones habituales, como por tratarse de una región con singularidad de cargas, debido a la existencia de cargas puntuales importantes, habitualmente debe ser tratado como una región D, en las que no es válida la teoría general de flexión.

Tradicionalmente, en la bibliografía de referencia, se ha abordado su estudio y dimensionamiento realizando simplificaciones no siempre ajustadas al comportamiento esperado del elemento.

2. OBJETIVOS DE LA TESINA

El objetivo del presente trabajo es establecer un análisis comparativo entre las soluciones planteadas en la bibliografía existente, así como determinar su adecuación con el comportamiento real esperado del elemento estructural.

Se analizarán los casos estudiados mediante dos métodos ampliamente extendidos en la actualidad, como son:

- Método de Bielas y Tirantes
- Método de los Elementos Finitos

Y se compararán los resultados obtenidos con las soluciones planteadas en la bibliografía de referencia y ampliamente utilizadas en la práctica.

En particular, se pretende identificar posibles mejoras en los esquemas de armado utilizados actualmente.

3. CONTENIDOS DE LA TESINA

Se presenta, en primer lugar, la documentación recogida en la normativa internacional y la bibliografía de referencia, en cuanto al dimensionamiento estructural del elemento objeto de este estudio. Se realiza un estudio comparativo de las soluciones planteadas.

Se describen, de manera general, dos métodos ampliamente extendidos en el estudio del comportamiento de regiones D, como son:

- Método de Bielas y Tirantes
- Método de los Elementos Finitos

En base a la metodología presentada, se estudian los casos de encepados más habituales en edificación y se establece una comparación entre los resultados obtenidos para cada uno de ellos.

Se realiza un estudio crítico de los resultados obtenidos, con objeto de determinar posibles mejoras en la racionalidad de los esquemas de armado.

CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1. INTRODUCCIÓN

A continuación se describe el estado del conocimiento, de manera resumida, referente al análisis y dimensionamiento de encepados de cimentación. Esta información debe permitir comprender el porqué de los modelos y resultados presentados en capítulos posteriores. Las áreas del conocimiento a describir son las siguientes:

- Método de Bielas y Tirantes
- Método de los Elementos Finitos
- Normativa y Referencias

2. METODO DE BIELAS Y TIRANTES

La primera publicación sobre el método de bielas y tirantes es de Schlaich J et al en 1987 y se titula "Towards a Consistent Design of Structural Concret" del PCI Journal.

Se presenta, a continuación, una introducción al método de bielas y tirantes para mostrar el estudio de las regiones D, extraído de los Artículos 24 y 40 de (Instrucción Española del Hormigón Estructural EHE, 2008) y de (ACHE, M-6 2003).

2.1. INTRODUCCIÓN

El método de bielas y tirantes, es un procedimiento que permite el diseño de elementos lineales, superficiales o volumétricos de hormigón estructural. Incluye una parte de análisis estructural y otra de dimensionamiento, en la que se realiza la comprobación del hormigón y el diseño de la armadura.

En el proceso de análisis, se trata de idealizar la estructura por medio de un sistema de barras biarticuladas (plano o espacial), que debe representar el comportamiento de la estructura o parte de la misma.

Los elementos (barras) que componen el sistema trabajan a tracción o compresión puras, ya que se trata de sistemas biarticulados. Los elementos que se encuentran comprimidos reciben el nombre de *bielas* y los traccionados el de *tirantes*. Las zonas de unión entre bielas, entre tirantes o entre unos y otras se denominan *nudos*.

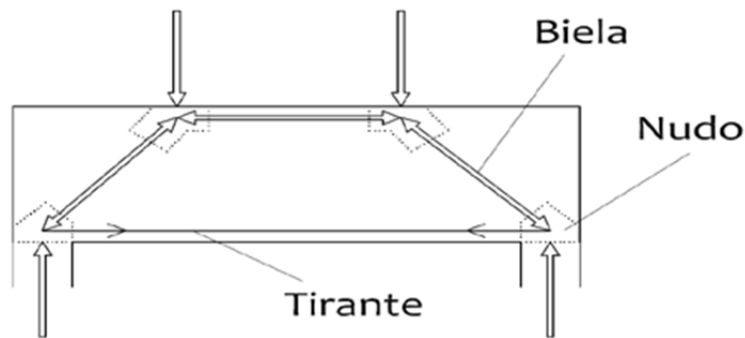


Figura 2.1.1. Terminología y simbología

Es el método más adecuado para el dimensionamiento de zonas, presentes en muchos elementos estructurales, en las que la distribución de deformaciones no es lineal, zonas denominadas en adelante *regiones D* o de discontinuidad.

El método es válido para el diseño en ELU de Agotamiento y está basado en la Teoría de la Plasticidad. El ELS de fisuración se comprueba de forma indirecta.

Se trata de un método simplificado, ya que no tiene en cuenta efectos tales como la rigidez del hormigón entre fisuras, el efecto pasador de la armadura, etc.

2.2. DESCRIPCIÓN

El método tiene su fundamento en la Teoría de la Plasticidad. En general, esta teoría supone que el material tiene un comportamiento rígido-plástico, por tanto no se deforma hasta alcanzar una cierta tensión (tensión de fluencia) a partir de la cual continúa la deformación indefinidamente, sin incremento de tensión. Este modelo es, por tanto, una aproximación al comportamiento real del hormigón.

Los dos principios básicos en los que se fundamenta el método son el teorema del mínimo de la plasticidad y el Principio de Saint-Venant. Ambos se enuncian a continuación, de forma sintética.

- *Teorema del mínimo de la plasticidad*

Afirma que si para una determinada carga, se halla una distribución de tensiones que:

- . en ningún punto supere las tensiones de fluencia de los materiales
- . satisfaga las condiciones de equilibrio estático
- . satisfaga las condiciones de contorno

entonces, la estructura resistirá dicha carga sin llegar a rotura.

- *Principio de Saint-Venant*

La diferencia entre los efectos de dos sistemas de cargas estáticamente equivalentes se hace arbitrariamente pequeña a distancias suficientemente grandes de los puntos de aplicación de dichas cargas.

Por tanto, una primera consecuencia de este principio es que las regiones D, de acuerdo con las leyes de la elasticidad, son finitas y de pequeña extensión.

Debe destacarse que, debido a la adopción de diagramas tensión-deformación de tipo rígido-plástico, el método no es capaz de dar una explicación exacta al problema estructural; simplemente se limita a aportar una solución válida y a dotar a la estructura de una capacidad resistente suficiente, para el estado de cargas considerado.

2.2.1. Regiones B y regiones D

La posibilidad de aplicar o no la hipótesis de Bernoulli-Navier, por la que las secciones planas normales a la directriz se mantienen planas al deformarse, en cada zona de una estructura clasifica a éstas como región B o región D, respectivamente.

Se define como región B una zona de la estructura en la que es válida la hipótesis de Bernoulli-Navier. Por el contrario, se define como región D (regiones de discontinuidad), aquellas en las que no es de aplicación.

Estas últimas se relacionan con la existencia de fuerzas concentradas (cargas o apoyos) o con variaciones bruscas de la geometría.

En la figura 2.2.1.1 se propone un ejemplo en el que se distinguen las regiones B y las regiones D de una determinada estructura tipo pórtico.

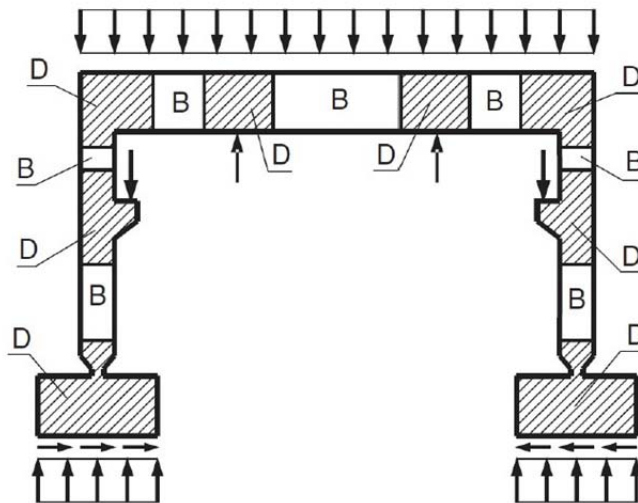


Figura 2.2.1.1. Ejemplo de regiones B y D

Se distinguen tres tipos de regiones D o de discontinuidad, que se describen a continuación.

- *Discontinuidades geométricas*

Son aquellas zonas de una pieza en las que la geometría se aleja del elemento viga prismática, por ejemplo por la existencia de un cambio brusco de sección. En la figura 2.2.1.2 se recogen algunos ejemplos significativos

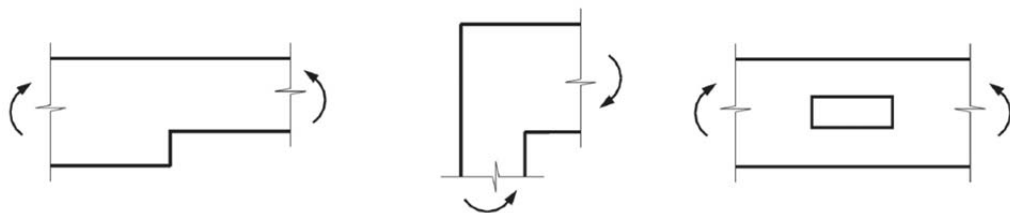


Figura 2.2.1.2. Regiones D con discontinuidad geométrica

- *Discontinuidad estática (o mecánica)*

Es el resultado de la aplicación de una carga puntual o concentrada. El flujo de tensiones inducido no responde a la hipótesis de Bernoulli-Navier. En la figura 2.2.1.3 se recogen algunos ejemplos significativos.

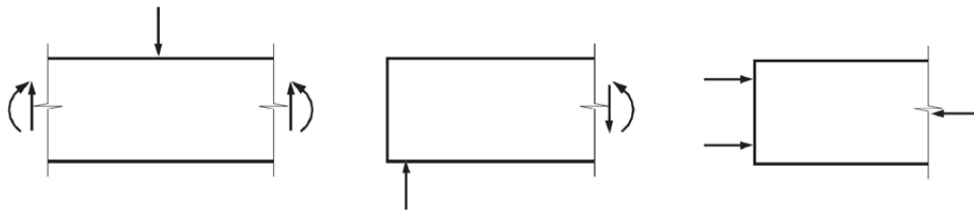


Figura 2.2.1.3. Regiones D con discontinuidad estática (o mecánica)

- *Discontinuidad generalizada*

Son casos en los que confluyen varios factores que no permiten asumir la hipótesis de Bernoulli-Navier: discontinuidades geométricas y estáticas simultáneamente. Son dos ejemplos típicos las vigas de gran canto y las zapatas rígidas. En la figura 2.2.1.4 se presentan algunos ejemplos.



Figura 2.2.1.4. Ejemplos de discontinuidad generalizada.

2.3. PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO

A continuación se plantean, de forma resumida, los pasos a seguir para aplicar el método de Bielas y Tirantes.

2.3.1. Identificación de las regiones

El primer paso es analizar la estructura, identificando los límites de las regiones D a estudiar, estableciéndose los esfuerzos o acciones en las fronteras de éstas.

2.3.2. Creación del modelo

Se debe substituir la estructura o parte de ella, por una estructura de barras articuladas, plana o espacial, que represente de forma equivalente su comportamiento. Se debe tender a plantear modelos sencillos que representen con claridad el comportamiento esperado.

El primer paso debe ser dotar a la estructura de un esquema resistente capaz de soportar los casos de carga a los que vaya a estar sometida. El modelo, o esquema resistente no es único, sin embargo el esquema resistente que conduciría al modelo óptimo es aquel que minimiza la energía de deformación.

El modelo planteado debe ser resoluble. Por tanto los modelos propuestos, deben ser estructuras isostáticas internas, por lo que debe tenderse a modelos triangulados.

Para casos de cargas complicadas, podemos valernos del principio de superposición, estudiando estados aislados más sencillos.

Para establecer el esquema de bielas y tirantes es muy útil conocer, aunque sea de manera aproximada, la distribución elástica de tensiones esperada. Para ello puede confrontarse el análisis mediante un modelo con el método de elementos finitos en régimen elástico.

2.4. ELEMENTOS DEL MODELO

A continuación se describen los elementos que forman el modelo.

2.4.1. Bielas

Son los elementos resistentes del modelo sometidos a compresión. Por regla general, y debido a las características resistentes de los materiales utilizados, se suelen materializar mediante hormigón.

Sin embargo, y si se considera necesario para aumentar la resistencia, se puede contar adicionalmente con armaduras comprimidas.

Geometría de las bielas

Desde el punto de vista geométrico, distinguimos tres tipos de bielas:

- *Biela prismática*

Se producen en los casos en que existe una limitación física o mecánica a la disposición de las compresiones. Por ejemplo, en el cordón comprimido en una viga sometida a flexión.

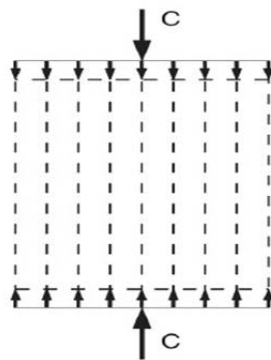


Figura 2.4.1.1. Esquema de biela prismática

- *Biela en abanico*

Se producen cuando hay posibilidad de dispersión de los campos de compresiones. Un ejemplo de esta tipología se produce en el caso de apoyo extremo en una viga.

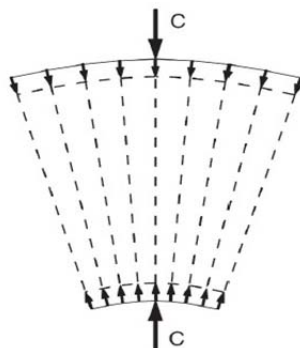


Figura 2.4.1.2. Esquema de biela en abanico

- *Biela en botella*

Se producen cuando existe posibilidad de dispersión bidimensional de los campos de compresiones. Un claro ejemplo son las cargas concentradas sobre macizos.

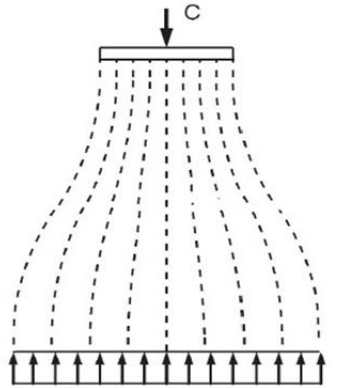


Figura 2.4.1.3. Esquema de biela en botella

Capacidad resistente de las bielas

La capacidad resistente viene determinada por el área de hormigón implicada y la resistencia del mismo, en adelante f_{1cd} . Tenemos:

$$C_d = A_c \cdot f_{1cd} \quad (\text{II - 1})$$

El valor adoptado para f_{1cd} depende fundamentalmente de la resistencia a compresión del hormigón y del estado tensional transversal a la biela.

En este sentido, EHE recoge varios valores para la resistencia del hormigón de las bielas teniendo en cuenta estos condicionantes. Se definen, de esta manera, cuatro tipos de bielas en función de su capacidad resistente.

- *Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial*

En este caso, se adopta el siguiente valor de la resistencia a compresión:

$$f_{1cd} = f_{cd} \quad (\text{II - 2})$$

- *Bielas de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela*

El campo de compresiones puede presentar fisuración oblicua o paralela a la dirección de la biela. En este caso la capacidad resistente del hormigón queda sensiblemente reducida. Así, y cuanto mayor sea la fisuración oblicua o paralela, menor será la resistencia a compresión.

Se distinguen tres casos diferenciados:

1. Bielas con fisuración paralela a la biela y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0,70 \cdot f_{cd} \quad (\text{II} - 3)$$

2. Bielas que transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} \quad (\text{II} - 4)$$

3. Bielas que transmiten compresiones a través de fisuras de gran abertura y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0,40 \cdot f_{cd} \quad (\text{II} - 5)$$

- *Bielas de hormigón con armaduras comprimidas*

En el caso que la armadura se encuentre en interior del campo de compresiones y en posición paralela a las mismas, con armado transversal suficiente para evitar el pandeo, se podrán considerar como una contribución a la capacidad resistente de las bielas.

Cuando sea posible establecer condiciones de compatibilidad, la tensión máxima del acero comprimido se considerara:

$$\sigma_{sd,c} = f_{yd} \quad (\text{II} - 6)$$

Cuando no se establezcan condiciones de compatibilidad explícitas, se usara el valor:

$$\sigma_{sd,c} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{II} - 7)$$

En estos casos, el incremento de la capacidad resistente de la biela será:

$$\Delta C_d = A_{sc} \cdot \sigma_{sd,c} \quad (\text{II} - 8)$$

- *Bielas de hormigón confinado*

Se puede plantear el aumento de la capacidad resistente de las bielas debido al efecto del confinamiento sobre el comportamiento del hormigón.

Esto se consigue atando las barras de acero que delimitan geoméricamente la biela, por medio de cercos transversales perfectamente anclados.

Se presenta en EHE un método simplificado para evaluar este efecto.

2.4.2. Tirantes

Son los elementos resistentes del modelo sometidos a tracción. Por regla general, y debido a las características resistentes de los materiales utilizados, se materializan generalmente por medio de barras corrugadas o cables de acero, debido a la capacidad de este material para transmitir tracciones dentro de un cuerpo de hormigón.

El acero posee un comportamiento tensión-deformación lineal, dentro de los márgenes habituales de trabajo. Además se trata de un trabajo de deformación axial que no se ve influido por el estado tensional del material que rodea a las barras o a los cables que constituyen el tirante. Por tanto, la capacidad de un tirante depende únicamente del área de acero que compone el tirante y de la tensión a que está trabajando.

De esta forma, la capacidad de los tirantes se obtendrá como producto del área de acero dispuesta en la dirección del tirante por la capacidad resistente que se adopte para el acero.

Se pueden materializar tirantes tanto de armadura pasiva como de armadura activa, o de una combinación de ambas.

En las armadura pasivas, al tratarse de un análisis plástico en ELU, la estrategia para cumplir con el ELS de fisuración consiste en reducir la tensión de trabajo del acero a

$$f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{II} - 9)$$

Por tanto la capacidad del tirante será:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} \leq 400 \cdot A_s \quad (\text{II} - 10)$$

Siendo A_s el área de armadura pasiva del tirante.

Las armaduras activas, y debido a que la comprobación se hace en ELU, la tensión de trabajo del acero puede tomarse como su tensión de cálculo, es decir f_{pd} . Resultando la capacidad del tirante

$$T_d = A_p \cdot f_{pd} \quad (\text{II} - 11)$$

Siendo A_p el área de armadura activa del tirante.

2.4.3. Nudos

Los nudos son las zonas del modelo de unión entre bielas, entre tirantes o entre unos y otras. Se pueden clasificar en aquellos en los que solo confluyen bielas (nudos multicomprimidos) y aquellos en los que se ancla algún tirante.

En el caso de nudos multicomprimidos, la compresión máxima se limita a:

$$f_{2cd} = f_{cd} \quad (\text{II} - 12)$$

para el caso de compresión biaxial, y a:

$$f_{2cd} = 3,3 \cdot f_{cd} \quad (\text{II} - 13)$$

para el caso de compresión triaxial

Cuando en el nudo se anclan tirantes, la compresión máxima del hormigón se verá limitada a:

$$f_{2cd} = 0,7 \cdot f_{cd} \quad (\text{II} - 14)$$

En este último caso, se comprobará la longitud de anclaje de la armadura del tirante.

3. METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Dos de los textos de referencia, en el ámbito del desarrollo de la metodología de los elementos finitos, datan de finales de los años noventa:

- O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor (1994): *El Método de los Elementos Finitos*, volúmenes 1 y 2. CIMNE-Mc Graw Hill, 1994.
- E. Oñate (1995): *Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos*, CIMNE, Barcelona, 1995.

Por otra parte, en diversos trabajos de investigación se menciona la estrecha relación entre el método de los elementos finitos y los modelos de bielas y tirantes. Cabe destacar los siguientes:

- Aparicio A.C; Ramos G.; Cervera M (1996): *Criterios de proyecto de elementos de anclaje y desviación de puentes de hormigón con pretensado exterior*, XV Asamblea de la ATEP, Noviembre 1996. Logroño
- Ramos G; Aparicio A. (1999): *Análisis global y de detalles de puentes de hormigón con pretensado exterior mediante elementos finitos*, IV Congreso de Métodos Numéricos e Ingeniería, 8-12 Junio 1999, Sevilla

Del estudio de estos textos se extrae parte del contenido del presente capítulo.

3.1. INTRODUCCIÓN

La mayor parte de las estructuras en ingeniería son de naturaleza continua, y por tanto su comportamiento no puede describirse de manera precisa en función de un número pequeño de variables discretas. Un análisis riguroso de estas estructuras requiere de la integración de las ecuaciones diferenciales que expresan el equilibrio de un elemento diferencial genérico de las mismas. Hay multitud de ejemplos de estas estructuras ‘continuas’ en las ingenierías civil, mecánica aeronáutica y naval, de entre las que podemos citar placas, depósitos, cubiertas, puentes, presas, fuselajes, cascos de barcos, etc.

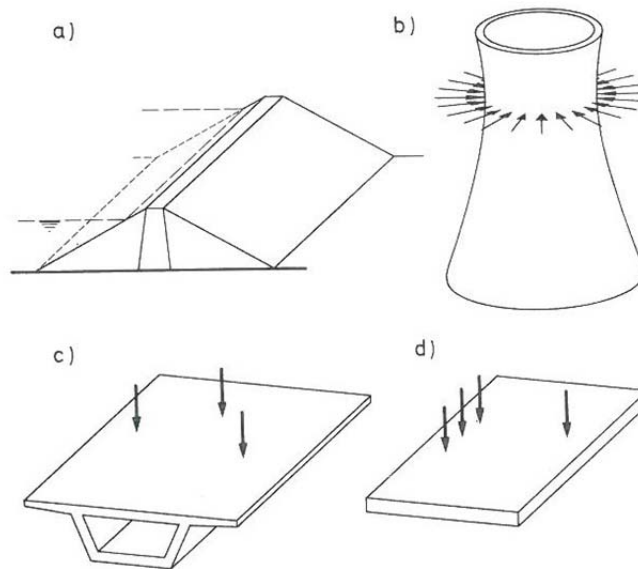


Figura 3.1.1. Ejemplos de estructuras continuas

Aunque las estructuras continuas son claramente tridimensionales en algunos casos su comportamiento puede describirse mediante modelos matemáticos uni o bidimensionales. Así ocurre, por ejemplo, con los problemas de flexión de placas, en los que se limita el análisis al estudio de la deformación del plano medio de la placa, o con todas las estructuras en las que se puede hacer uso de las hipótesis simplificativas de la elasticidad bidimensional o de revolución.

El método de los elementos finitos es el procedimiento más potente para el análisis de estructuras de carácter uni, bi o tridimensional sometidas a unas acciones exteriores cualesquiera. La analogía existente entre los conceptos del análisis matricial de estructuras de barras y los del método de los elementos finitos facilitan en gran manera el estudio de éste.

Las etapas básicas del análisis de una estructura general por el método de los elementos finitos serían las siguientes:

1. Seleccionar un modelo matemático adecuado para describir el comportamiento de la estructura. Por ejemplo, puede emplearse la teoría de láminas planas, láminas curvas, o la de la elasticidad tridimensional. También hay que describir detalladamente las propiedades mecánicas de los materiales empleados y el carácter de las deformaciones esperadas (pequeños o grandes desplazamientos, análisis estático o dinámico, etc.).
2. Se procede a discretizar la estructura en porciones que no intersecten entre sí, denominadas 'elementos finitos', dentro de los cuales se interpolan las variables principales en función de sus valores en una serie de puntos discretos llamados 'nodos'. Los elementos se conectan entre sí por los nodos situados en sus contornos. La etapa de discretización constituye una parte esencial de la fase de preproceso que suele incluir la representación gráfica de la malla de elementos finitos.
3. Para el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio se hace uso del Principio de los Trabajos Virtuales. A partir de la expresión del PTV se obtienen las matrices de rigidez $K^{(e)}$ y el vector de cargas $f^{(e)}$ para cada elemento. El cálculo de rigidez $K^{(e)}$ y $f^{(e)}$ es más complejo que en estructuras de barras el intervenir integrales sobre el dominio uni, bi o tridimensional del elemento.
4. Se produce el ensamblaje de las matrices de rigidez y el vector de carga elementales en la matriz de rigidez global de toda la malla de elementos finitos K y el vector de cargas sobre los nodos f , respectivamente.
5. El sistema de ecuaciones resultante $Ka = f$ se resuelve para calcular las variables incógnitas (movimientos de todos los nodos de la malla) a , utilizando uno de los métodos conocidos para la solución de ecuaciones algebraicas simultáneas lineales.
6. Una vez calculados los movimientos nodales a se pueden calcular las deformaciones y, seguidamente, las tensiones en cada elemento, así las reacciones en los nodos con movimientos prescritos.

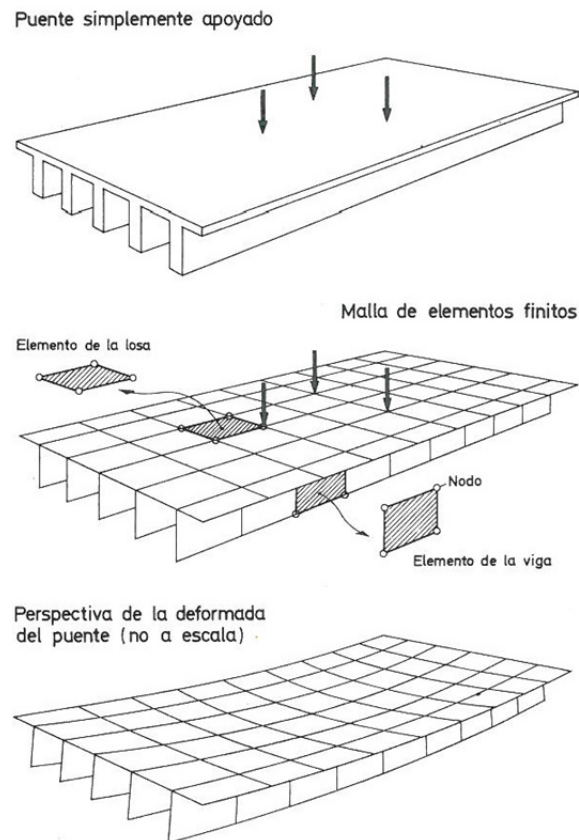


Figura 3.1.2. Proceso de discretización

7. Para obtener la solución de las etapas 3-6 es necesario proceder a una implementación en ordenador del método de los elementos finitos. Puede hacerse a partir de un programa comercial o bien de uno desarrollado al respecto.
8. La etapa siguiente es la interpretación y presentación de los resultados numéricos. Para ello se suele hacer uso de técnicas gráficas.
9. Una vez estudiados los resultados, el analista debe plantearse la necesidad o no de introducir modificaciones en cualquiera de las etapas anteriores y replicar el proceso las veces que considere necesario.

3.2. ELEMENTOS FINITOS EN EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

Tal como hemos visto con anterioridad, cualquier modelo de bielas y tirantes que asegure el equilibrio y cuyas bielas y tirantes estén bien dimensionados para las fuerzas obtenidas, cumple el estado límite último y resiste las cargas de diseño. Sin embargo, si este modelo está muy apartado de la solución elástica requerirá, para que los elementos alcancen los axiles que aseguran el equilibrio, de fuertes redistribuciones de tensiones, las cuales se producen a partir de la fisuración del hormigón.

Por tanto, si se desea utilizar un modelo de bielas y tirantes que no sólo asegure el comportamiento en rotura, sino que minimice la fisuración, debe acudirse a un análisis previo elástico y lineal. Es por esto, que es de gran utilidad la utilización de modelos de elementos finitos, elásticos y lineales, que muestren las trayectorias de las tensiones principales de compresión y tracción, en el elemento a estudiar.

En base a estos argumentos, la metodología propuesta para el estudio es la siguiente:

- Diseño geométrico de cada uno de los encepados propuestos para el estudio.
- Discretización y análisis mediante el programa SAP2000 de la empresa CSI, de los encepados, utilizando elementos tipo SOLID.
- Obtención de tensiones principales y estudio de las trayectorias de tensiones.
- Establecer modelos de bielas y tirantes adecuados, tratando de aproximar la solución elástica.

4. NORMATIVA Y REFERENCIAS

A continuación se analiza de qué manera se aborda el dimensionamiento de encepados en la diferente bibliografía existente. Se divide la documentación analizada en los siguientes grupos:

- Normativa española, histórico
- Normativa internacional
- Bibliografía de referencia

En general, el problema del dimensionamiento a flexión y cortante de los encepados sobre pilotes, se aborda desde dos perspectivas diferenciadas:

- Métodos de diseño seccional
- Métodos de bielas y tirantes

En la documentación analizada se combinan ambos métodos, a partir de diferentes criterios y consideraciones.

4.1. NORMATIVA ESPAÑOLA

Se recoge, a continuación, la información contenida en las diferentes actualizaciones de la Normativa española de hormigón, respecto del dimensionamiento estructural de los elementos de encepado.

Desde la edición del año 1968 hasta la del año 1991 se denominan ‘EH. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado’. A partir de la edición de 1998 pasa a denominarse ‘EHE. Instrucción de hormigón estructural’.

Adicionalmente se recoge la Norma Tecnológica ‘NTE. Cimentaciones. Pilotes. Encepados’ de 1978, ampliamente utilizada para el dimensionamiento de encepados la aparición de EHE.

4.1.1. EH-68

No recoge ningún apartado específico para el dimensionamiento de encepados.

4.1.2. EH-73

Revisión de la anterior, que no incorpora ninguna mención al respecto.

4.1.3. NTE CPE-78

Documento que pertenece a la serie de Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE), desarrolladas en 1977, sin carácter obligatorio, aprobadas en esa misma década, que servían como el desarrollo operativo de las NBE.

Se indica, de manera precoz, que las hipótesis de cálculo están basadas en el método de transmisión de cargas por el mecanismo de bielas, describiendo los siguientes elementos:

- Bielas de compresión en el hormigón de pendiente constante en encepados para grupos de igual número de pilotes.
- Plano inferior de tracción formado por bandas de armadura para atado de los pilotes.

En base a estos criterios, se presentan unas tablas de dimensionamiento 'automáticas' para grupos de uno, dos, tres y cuatro pilotes en base a criterios geométricos.

4.1.4. EH-80

Aparece el artículo 58. *Zapatas, encepados y losas de cimentación.*

En el apartado 58.3 se clasifican los encepados en tres tipos, en función de la relación entre el vuelo máximo y el canto v_m / h . Para cada uno de los tipos se prescriben medidas específicas:

- Tipo I: $0,5 h \leq v_m \leq 1,5 h$

Cálculo a flexión

Para el cálculo a flexión (apartado 58.4.1) se define una sección de referencia S_1 , a una distancia $0,15a$ de la cara del soporte, en la que se obtiene el momento de cálculo. El canto útil de esta sección no excederá de 1,5 veces el vuelo. Para determinar la armadura necesaria se recurre a un cálculo a flexión simple, de acuerdo con los principios generales de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales.

La armadura así calculada se debe colocar, sin reducir sección, de extremo a extremo del encepado. Esta armadura se anclará por prolongación recta y/o en ángulo, para una capacidad mecánica igual a 0,80 veces la capacidad de cálculo, a partir de un plano vertical que pase por el eje de cada pilote.

Menciona la presencia de bielas y tirantes en el esquema resistente del encepado, pero no hace ninguna referencia a su influencia en el cálculo de la armadura principal inferior.

Para encepados sobre varios pilotes, propone colocar la armadura principal en bandas o fajas sobre los pilotes, haciendo referencia, de nuevo, al esquema de respuesta mediante bielas y tirantes. En el caso de que, entre la armadura principal, quedasen grandes áreas sin armar (sin cuantificar), se dispondrá una armadura secundaria, en retícula, con una capacidad mecánica en cada sentido no menor a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas o fajas.

Se presentan esquemas con varias disposiciones de la armadura inferior para el caso de encepados sobre pilotes en forma de polígono regular.

Recomienda disponer una armadura perimetral de tracción, en caso de cargas portantes apreciables (sin cuantificarlas) y encepados de más de dos pilotes, para prevenir la fisuración en las caras laterales.

Armadura de suspensión

En el caso de encepados de más de dos pilotes, con cargas portantes apreciables (sin cuantificar) es conveniente disponer una armadura de suspensión de la armadura principal, ya que ésta se ve sometida un empuje hacia abajo. La armadura de suspensión, en su totalidad, se recomienda dimensionarla para una fuerza no inferior a

$$N/1,5 \cdot n \quad (II - 15)$$

con N = reacción del soporte y n = número de pilotes

Armadura secundaria

En principio, no es necesario disponer una armadura secundaria horizontal y vertical, excepto en el caso de encepados de dos pilotes.

En éstos, la armadura secundaria consistirá en:

- Una armadura longitudinal superior, extendida en toda la longitud del encepado, con una capacidad mecánica no inferior a 1/10 de la de la armadura inferior.
- Una armadura horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales. El área de una barra de esta retícula es

$$A = 0,020 \cdot b' \cdot t \quad (\text{II} - 16)$$

para el caso de barras corrugadas

donde b' es el ancho del encepado y t es la separación entre las barras de la retícula. Si b' es mayor que la mitad del canto total h , se sustituirá b' por $h / 2$.

Esta armadura secundaria está pensada para absorber posibles torsiones, producidas por un desplazamiento accidental de los pilotes. Permite reducir (sin cuantificar) la armadura secundaria descrita anteriormente, si se disponen vigas riostra proyectadas adecuadamente.

Cálculo a cortante

Para el cálculo a cortante (apartado 58.4.3) se define una sección de referencia S_2 , situada en el exterior del soporte y a una distancia de medio canto útil desde la cara del mismo. La anchura de esta sección viene dada por

$$b_2 = b + d \leq b' \quad (\text{II} - 17)$$

El canto útil d_2 de la sección de referencia S_2 no excederá de 1,5 veces el vuelo medido a partir de la sección de referencia y hasta el eje del pilote más próximo al borde.

Para el cálculo del cortante en la sección S_2 se admite que todo pilote cuyo centro está situado a una distancia igual o superior a la mitad de su diámetro, de la sección de referencia S_2 , y hacia el borde del encepado produce un cortante igual a la reacción total del pilote.

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{d2} debe cumplir:

$$V_{d2} \leq 3 \cdot b_2 \cdot d_2 \left(1 - \frac{v}{5 \cdot d}\right) \cdot f_{cv} \quad (\text{II} - 18)$$

donde f_{cv} es la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

- Tipo II: $v_m < 0,5 h$

Estos encepados se deben diseñar según lo establecido en el artículo 61. Ménsulas cortas.

- Tipo III: $v_m > 1,5 h$

Cálculo a flexión

La definición de la sección de referencia, el cálculo del momento flector y la determinación de la armadura se hará de igual forma que para encepados tipo I. Se modifican los criterios de disposición de la armadura así calculada, de manera que para elementos cuadrados la armadura se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho. En elementos rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente, mientras que la paralela al lado menor deberá disponerse de manera que una fracción de armadura igual a $2b' / (a' + b')$ se coloque en una banda centrada de ancho igual al lado menor. El resto de armadura se repartirá entre las dos bandas laterales.

Cálculo a cortante

La resistencia a cortante en las zapatas y encepados tipo III en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, como son los soportes y los pilotes, se comprobará como elemento lineal y a punzonamiento.

- Dimensiones y armaduras mínimas

El canto total mínimo, en el borde de los encepados sobre pilotes, no será inferior a 40cm, ni a 1,5 veces el diámetro del pilote.

La distancia entre el contorno exterior de la base del encepado y el eje de cualquier pilote no será inferior al diámetro de dicho pilote. La distancia entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será menor a 25cm.

Se recomienda que el diámetro mínimo de las armaduras a disponer en un elemento de cimentación no sea inferior a 12 mm.

No será necesario disponer armadura transversal en los encepados tipo I que cumplan las disposiciones de la Instrucción, excepto para el caso de encepados de 2 pilotes en los que se deberá disponer la armadura secundaria indicada.

En los encepados tipo II la disposición de la armadura transversal estará de acuerdo con el artículo 61. Ménsulas cortas.

En los encepados tipo III, no será necesario disponer armadura transversal, siempre que no sea necesaria por cálculo.

4.1.5. EH-82

No se introducen modificaciones en lo relativo a los encepados.

4.1.6. EH-88

No se introducen modificaciones en el artículo 58. *Zapatas, encepados y losas de cimentación.*

Se introducen ligeras aclaraciones en el artículo 61. *Ménsulas cortas.*

4.1.7. EH-91

No se introducen modificaciones en lo relativo a los encepados.

4.1.8. EHE

La EHE recoge por primera vez, de manera explícita, el Método de Bielas y Tirantes en la normativa española. En particular, en el Capítulo XII Elementos estructurales, plantea la resolución de elementos estructurales o regiones D, mediante este método.

Aparece el artículo 59° Elementos de cimentación, en el que se aborda el dimensionamiento de los encepados desde una nueva perspectiva.

En el apartado 59.2 se clasifican los encepados en dos únicos tipos, en función de la relación entre el vuelo máximo y el canto v_m / h . Para cada uno de los tipos se prescriben medidas específicas:

- Encepados rígidos: $v_m \leq 2,0 h$

Se indica que no es de aplicación la teoría general de flexión y es necesario definir un modelo de bielas y tirante, de acuerdo con los criterios establecidos en los Artículos 24° y 40° de la misma Instrucción.

La armadura necesaria se determinará a partir de las tracciones de los tirantes del modelo adoptado. Se indican distintos modelos y las expresiones que permiten determinar las armaduras, para los casos más frecuentes.

La comprobación de la resistencia del hormigón en nudos no es, en general, necesaria si los pilotes son hormigonados *in situ* y si éstos y los pilares son de un hormigón con una resistencia característica igual a la resistencia característica del hormigón del encepado.

Por otra parte, la comprobación de los nudos supone implícitamente la comprobación de las bielas.

Encepados sobre dos pilotes

En la figura 4.81.1. se presenta el modelo de bielas y tirantes planteado

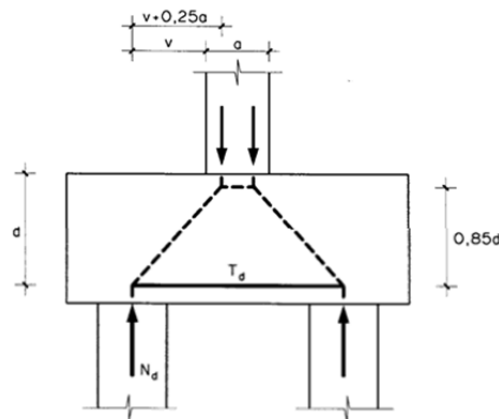


Figura 4.8.1.1. Modelo para encepado sobre dos pilotes

La armadura principal se dimensionará para resistir la tracción de cálculo T_d

$$T_d = \frac{N_d(v+0,25 \cdot a)}{0,85 \cdot d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{II} - 19)$$

con $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ y N_d corresponde al axil de cálculo del pilote más cargado.

La armadura secundaria consistirá en:

- Una armadura longitudinal dispuesta en la cara superior del encepado y extendida, en toda la longitud del mismo. Su capacidad mecánica no será inferior a 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura inferior.

- Una armadura horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4%. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

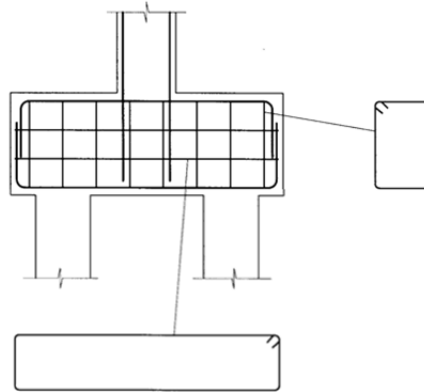


Figura 4.8.1.2. Armadura secundaria encepado sobre dos pilotes

Encepados sobre varios pilotes

La armadura principal se dispondrá en bandas sobre los pilotes. Se define, a continuación, el concepto de bandas

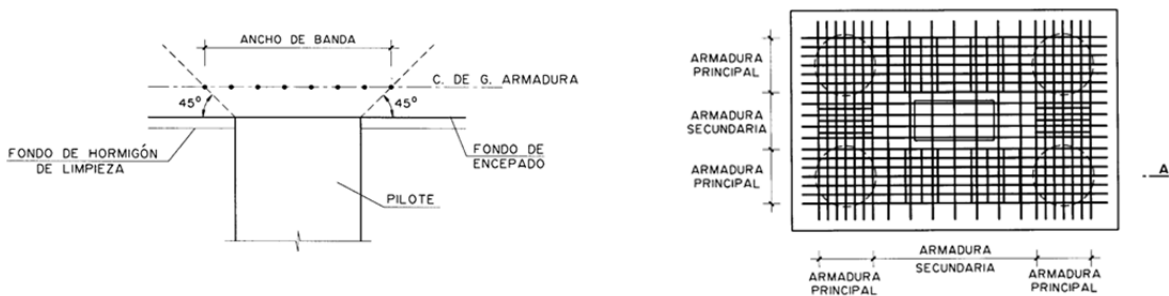


Figura 4.8.1.3. Bandas de armadura principal

Esta armadura principal se dispondrá de tal forma que se consiga un anclaje de la misma a partir de un plano vertical que pase por el eje de cada pilote.

En caso de encepados sobre tres pilotes colocados según los vértices de un triángulo equilátero de lado l , con el pilar en el baricentro del triángulo, la armadura se dimensionará para resistir la tracción de cálculo T_d .

$$T_d = 0,68 \cdot \frac{N_d}{d} \cdot (0,58 \cdot l - 0,25 \cdot a) = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{II} - 20)$$

con $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ y N_d corresponde al axil de cálculo del pilote más cargado.

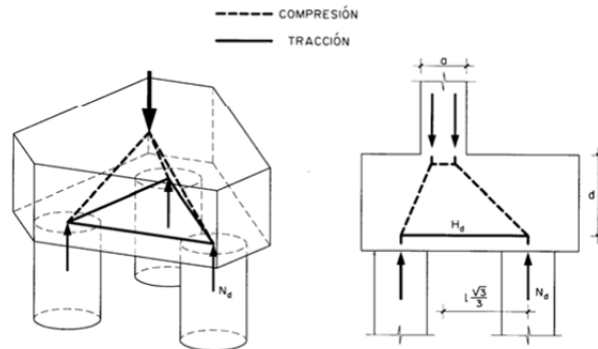


Figura 4.8.1.4. Modelo para encepado sobre tres pilotes

En el caso de encepados de cuatro pilotes con el pilar situado en el centro del rectángulo o cuadrado, la tracción correspondiente a cada banda puede obtenerse a partir de las expresiones siguientes:

$$T_{1d} = \frac{N_d}{0,85 \cdot d} \cdot (0,50 \cdot l_1 - 0,25 \cdot a_1) = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{II} - 21)$$

$$T_{2d} = \frac{N_d}{0,85 \cdot d} \cdot (0,50 \cdot l_2 - 0,25 \cdot a_2) = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{II} - 22)$$

con $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ y N_d corresponde al axil de cálculo del pilote más cargado.

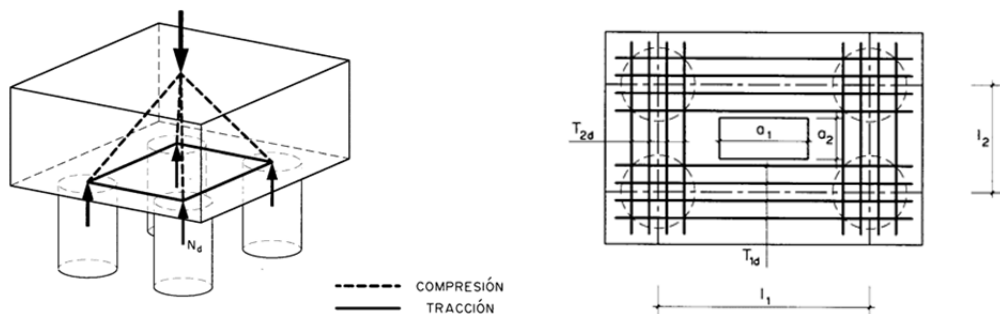


Figura 4.8.1.5. Modelo para encepado sobre cuatro pilotes

En ambos casos, se dispondrá, además, una armadura secundaria horizontal en retícula, cuya capacidad mecánica en cada sentido no será inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas o fajas. Esta armadura se dispondrá entre las bandas de la armadura principal.

Con cargas portantes apreciables (sin cuantificar) recomienda disponer una armadura secundaria vertical como consecuencia de la dispersión del campo de compresiones. Esta armadura secundaria tendrá una capacidad mecánica total no inferior a

$$N/1,5 \cdot n \quad (II - 23)$$

con N = reacción del soporte y n = número de pilotes

- Encepados flexibles: $v_m > 2,0 h$

En este tipo de elementos es de aplicación la teoría general de flexión.

La sección de referencia que se considerará para el cálculo a flexión, se define como a continuación se indica: es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de la zapata o encepado. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a $0,15a$, siendo a la dimensión del soporte o del muro medida ortogonalmente a la sección que se considera.

La armadura necesaria en la sección de referencia se hallará con un cálculo hecho a flexión simple, de acuerdo con los principios generales de cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales.

En encepados flexibles, corridos y trabajando en una sola dirección, y en elementos de cimentación cuadrados y trabajando en dos direcciones, la armadura se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho de la cimentación.

En encepados rectangulares, trabajando en dos direcciones, la armadura paralela al lado mayor de la cimentación, de longitud a' , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b' de la base de la cimentación. La armadura paralela al lado menor b' se deberá colocar de tal forma que una fracción del área total A_s igual a $2b' / (a' + b')$ se coloque uniformemente distribuida en una banda central, coaxial con el soporte, de anchura igual a b' . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes.

Este ancho de la banda b' no será inferior a $a+2h$, donde, a es el lado del soporte o del muro paralelo al lado mayor de la base de la cimentación y h es el canto total del encepado.

Se realizará el cálculo a cortante de acuerdo con lo establecido en el Artículo 44º, en la sección de referencia S2.

La sección de referencia S2 se situará a una distancia igual al canto útil, contada a partir de la cara del soporte. Esta sección de referencia es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de dicho elemento de cimentación.

- Dimensiones y armaduras mínimas

El canto total mínimo, en el borde de los encepados sobre pilotes, no será inferior a 40cm, ni a 1,0 veces el diámetro del pilote.

La distancia entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será menor a 25cm.

Se recomienda que el diámetro mínimo de las armaduras a disponer en un elemento de cimentación no sea inferior a 12 mm.

En los encepados flexibles, no será necesario disponer armadura transversal, siempre que no sea necesaria por cálculo.

4.1.9. EHE-08

Los criterios para el dimensionamiento de encepados sobre pilotes, se recogen ahora en el Artículo 58º Elementos de cimentación. No se introducen variaciones, respecto de EHE, en cuanto a los encepados.

4.2. **NORMATIVA INTERNACIONAL**

A continuación se describen, de manera más general, los criterios recogidos en la normativa internacional vigente, en cuanto al dimensionamiento de encepados de pilotes.

4.2.1. CIRSOC-201 (Argentina)

Contiene un capítulo (Capítulo 15. Zapatas y cabezales de pilotes) dedicado al dimensionamiento de encepados.

Cálculo a flexión

Se determina la sección crítica en función del tipo de elemento que apoya en el encepado:

- Si soportan una columna, pedestal o tabique de hormigón: en la cara de la columna, pedestal o tabique.

- Si soportan un muro o tabique de mampostería: en el punto medio entre el eje central y el borde del tabique.
- Si soportan una columna con placa base: en el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base.

Para determinar la armadura necesaria se recurre a un cálculo a flexión simple, de acuerdo con los principios generales de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales.

Se establecen criterios de distribución de la armadura obtenida, en función de la relación lado mayor/lado menor del encepado.

Cálculo a cortante

Para $v > 2 h$, remite al artículo 11.12. Disposiciones para losas y zapatas. Mientras que para $v \leq 2 h$ remite al apéndice A. Modelos de bielas.

4.2.2. CBH (Bolivia)

Clasifica los encepados en dos tipos, rígidos y flexibles en función de la relación $v_m / 2h$, tal y como se establece en EHE(98)

- Encepados tipo I, rígidos: $v_m \leq 2,0 h$
- Encepados tipo II, flexibles: $v_m > 2,0 h$

Pero la formulación adoptada para el dimensionamiento en cada uno de los casos, es análoga a la presentada en EH-80 para los encepados tipo I y III respectivamente.+

4.2.3. NSR-10 (Colombia)

El planteamiento es análogo al propuesto en CIRSOC-201, aunque en este caso el apéndice al que remite para $v \leq 2 h$, apéndice C-A. Modelos de puntal-tensor es mucho más extenso y detallado.

4.2.4. E.050 y E.060 (Perú)

No presentan formulación alguna específica para el caso de encepados de pilotes.

4.2.5. NTCRC (México)

No presenta formulación alguna específica para el caso de encepados de pilotes.

4.2.6. ACI-318-14 (USA)

Contiene un capítulo específico (Capítulo 15. Cimentaciones) dedicado al dimensionamiento de cimentaciones, en el que se incluye el caso de encepados (cabezales) sobre pilotes.

Remite, en cualquier caso, al Capítulo 23. Modelos de puntal-tensor, en el que se describe detalladamente el Método de Bielas y Tirante.

4.3. BIBLIOGRAFÍA DE REFERENCIA

Se recoge, a continuación, la información contenida en algunos textos de referencia del sector:

‘CURSO APLICADO DE CIMENTACIONES (7ª Edición)’

Rodríguez Ortiz, Serra Gesta, Oteo Mazo

‘HORMIGÓN ARMADO’

Jiménez Montoya, García Messeguer, Morán Cabré, Arroyo Portero

‘CALCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN’

J. Calavera

‘MANUAL DE EDIFICACIÓN. MECÁNICA DE LAS TIERRAS Y CIMIENTOS’

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la U. de Navarra

4.3.1. ‘CURSO APLICADO DE CIMENTACIONES’

La primera edición del texto data del año 1982. La que se presenta a continuación del año 1996.

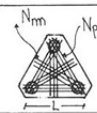
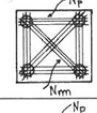
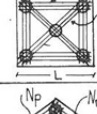
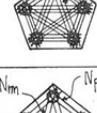
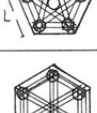
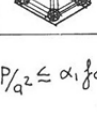
Presenta una revisión histórica de las diferentes normativas españolas, citando en primer lugar La Norma Tecnológica NTE CPE-78, de la que remarca su conservadurismo.

Destaca que la situación no mejora con la aparición de las EH-80 a EH-91, dado que establecen cantos y vuelos libres mínimos elevados que conducen a encepados desmesurados con mal aprovechamiento del hormigón.

Incide en que la Instrucción (EH-91) de lugar a una considerable confusión empleando, por un lado el método de las bielas y, por otro, calculando los encepados como zapatas flexibles, o como ménsulas cortas, según los casos.

No recoge mención alguna a EHE, dado que no estaba aún publicada, en su primera edición (1998), en el momento de redacción del texto.

Presenta un interesante cuadro, con expresiones simplificadas, para los casos más habituales.

n	ENCEPADO.	CANTO	N_p	N_m	MALLAZO	COMPR. BIELAS/ α_1 α_2
3		$d \geq 0,8 \left(L - \frac{a}{2} \right)$	$P/7,4$ $P/10,5$	— $P/12,6$	$\geq 0,2 N_p$	0,5 0,5
4		$d \geq 0,95 \left(L - \frac{a}{2} \right)$	$P/9,3$ $P/13,3$	— $P/11,3$	$\geq P/13,2$	0,6 0,6
5		$d \geq \left(L - \frac{a}{2} \right)$	$P/11,6$ $P/16,6$	— $P/14,1$	$\geq P/16,5$	0,75 0,6
5		$d \geq 1,15 \left(L - \frac{a}{3,9} \right)$	$P/8,3$ $P/11,0$	— $P/40$	$\geq 0,25 N_p$ —	NO SE REQUIERE COMPROBACIÓN
5		$d \geq 1,20 \left(L - \frac{a}{3,9} \right)$	$P/10,0$ $P/13,2$	— $P/48$	$\geq 0,25 N_p$ —	Id.
6		$d \geq 1,40 \left(L - \frac{a}{4} \right)$	$P/15,6$	$P/14,0$	—	Id.

• $P/2 \leq \alpha_1 f_{ck}$ y $P/5 \leq \alpha_2 f_{ck}$

Figura 4.3.1.1. Cuadro armado de encepados

4.3.2. 'HORMIGÓN ARMADO'

La edición que se comenta es la 15ª, revisada y ampliada en el año 2009. Está basada en la EHE-08 y ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo EC-2.

En el apartado 25.9.1. Criterios generales de diseño, se recogen algunas recomendaciones en cuanto a la geometría del encepado, algunas de ellas no normativas.

Se recoge una expresión para el canto útil recomendado

$$d = \frac{N_d}{500 \cdot b} - 0,14 \geq 0,34 \quad (II - 24)$$

Válida para el caso más frecuente de encepados de dos a seis pilotes situados simétricamente alrededor de un soporte, en la que

N_d = Esfuerzo axial transmitido por el soporte en KN

b = Ancho del encepado en m, en la sección en la que se comprueba el cortante

Esta expresión, aplicada como se indica, conduce a cantos muy elevados.

En los apartados siguientes, se recoge, íntegramente la casuística planteada en EHE-08.

4.3.3. 'CALCULO DE ESTUCTURAS DE CIMENTACIÓN'

El ejemplar consultado corresponde a la 5ª Edición, publicado en el año 2015. Se remarca que el encepado es, en muchos casos, una estructura tridimensional de funcionamiento complejo y no bien conocido. Recomienda una separación mínima entre ejes de pilotes de dos veces su diámetro, mejor tres veces.

Presenta formulación para el dimensionamiento de encepados de dos, tres y cuatro pilotes, siguiendo los criterios de EHE e introduciendo comentarios específicos relativos a la comprobación de la adherencia de las armaduras y el ELS de fisuración.

Se plantea un esquema a considerar para la resolución de encepados de múltiples pilotes.

En cuanto a las armaduras complementarias, y en particular de la prescripción normativa de disponer, para encepados de más de dos pilotes, una armadura en retícula inferior cuya capacidad mecánica en cada sentido no sea inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas, lo considera una recomendación y no una exigencia. Presenta, de hecho, esquemas para soluciones tipo sin disponer dicha armadura.

4.3.4. 'MANUAL DE EDIFICACIÓN. MECÁNICA DE LAS TIERRAS Y CIMIENTOS'

Establece un comparativa entre lo establecido en EH-91 y EHE en cuanto a la clasificación de las cimentaciones en función de su rigidez.

Incide en la falta de coherencia que puede achacarse a seguir manteniendo la validez de la formulación de EH-91 para zapatas rígidas.

Presenta los conceptos básicos del método de bielas y tirantes.

CAPÍTULO III: CASOS ESTUDIADOS

1. INTRODUCCIÓN

A continuación se estudian diferentes casos de encapado sobre pilotes. Se plantean los esquemas de pilotes más habituales en edificación convencional, en grupos de dos, tres y cuatro pilotes.

Para cada una de las disposiciones se plantean tres rangos de cargas sobre el encapado. Cada rango de carga estará asociado a un diámetro del pilote y a unas dimensiones del encapado y del soporte. Por simplicidad, y para no entrar en consideraciones geotécnicas, se hace la hipótesis de que la carga máxima admisible en los pilotes es su tope estructural.

Por último se determina el canto del encapado, manteniendo en todos los casos la hipótesis de encapado rígido.

2. TOPE ESTRUCTURAL DE LOS PILOTES

Se calcula, a continuación el tope estructural de los pilotes, en función de su diámetro. Se considerará, por simplicidad, que la carga máxima admisible del pilote es precisamente su tope estructural. Según el apartado 5.3.8.1 de CTE DB SE-C el tope estructural de un pilote, puede calcularse como

$$Q_{tope} = \sigma \cdot A$$

donde σ es la tensión del pilote y A el área de la sección transversal

El valor de σ puede tomarse de la tabla 5.1 de CTE DB SE-C en función del procedimiento de ejecución y del tipo de pilote.

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
Perforados ⁽¹⁾	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

⁽¹⁾ Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

Para el caso de pilotes perforados, entubados y en suelo firme, se puede tomar

$$\sigma = 5,00 \text{ MPa}$$

De manera que resultan los siguientes valores para el tope estructural, para una serie habitual de diámetros de pilotes:

Diámetro (cm)	Q_{tope} (KN)
45	795,22
65	1659,15
85	2837,25

3. DESCRIPCIÓN ENCEPADOS A ESTUDIAR

Por tanto, para cada distribución de pilotes (dos, tres y cuatro) se consideran tres diámetros diferentes de pilote, D45, D65 y D85. Para cada uno de los casos, se propone un axil sollicitación N que no agote la capacidad resistente de los pilotes.

A continuación se describen los criterios utilizados para la elección de los principales parámetros geométricos de los encepados.

Es práctica habitual tomar una separación entre ejes de pilotes L , de tres veces el diámetro del pilote D , para no tener que considerar, en general, el efecto grupo en el cálculo de la capacidad del pilote (CTE DB SE-C). Así pues, consideraremos una separación entre pilotes fija de tres veces su diámetro ($L = 3D$).

Según EHE-08, la distancia entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será inferior a 25cm. En anteriores Instrucciones de hormigón (EH-91) se prescribía, adicionalmente, que la distancia entre el contorno exterior del perímetro del encepado y el eje de cualquier pilote no debe ser inferior al diámetro de dicho pilote. Esta condición conduce a incrementos de volumen importantes de los encepados, en el caso de diámetros de pilotes apreciables. Por tanto, consideramos un vuelo libre de 25cm.

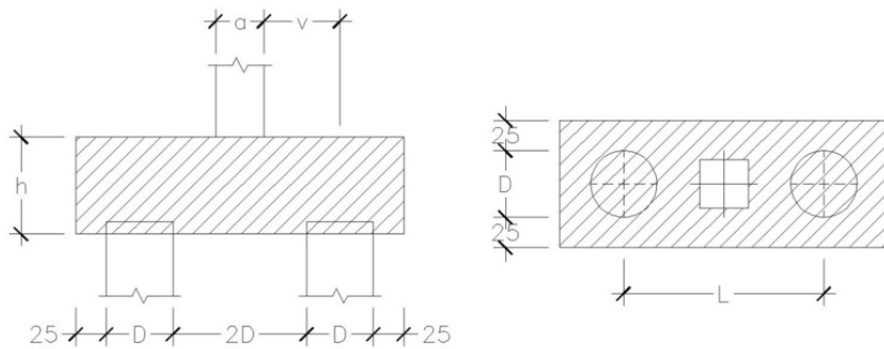


Figura 3.1. Geometría encepado 2D.

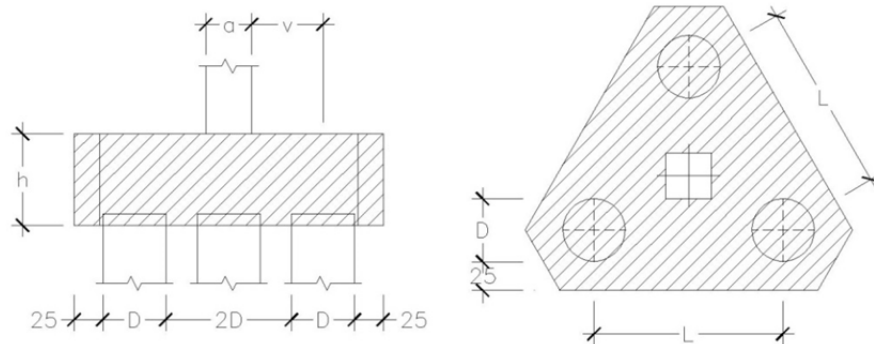


Figura 3.2. Geometría encepado 3D.

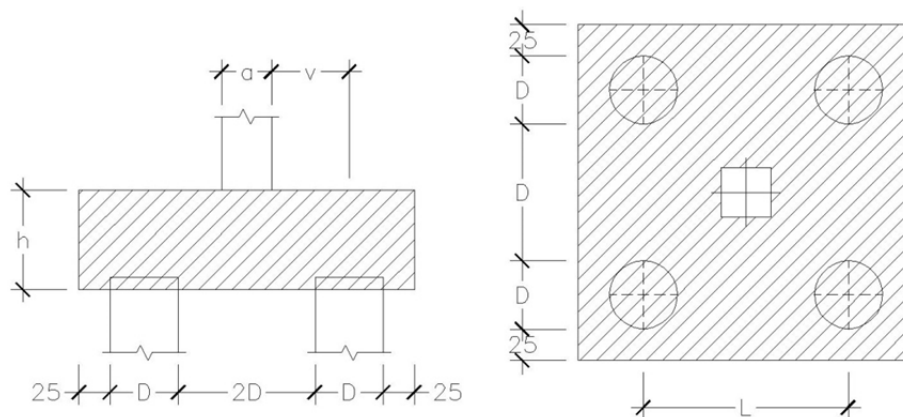


Figura 3.3. Geometría encepado 4D

Determinamos las dimensiones de los soportes, de forma aproximada, imponiendo un valor del axil reducido próximo a la unidad.

$$v = \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \cong 1,00$$

Considerando un pilar cuadrado, hormigón HA-25 y coeficiente de mayoración de acciones $\gamma = 1.50$, resulta, para cada una de las tipologías

Tipo	Diámetro (cm)	N_{pilar} (KN)	a (cm)
2D	45	1.000,00	30
	65	2.000,00	45
	85	3.000,00	55
3D	45	1.500,00	40
	65	3.000,00	55
	85	4.500,00	65
4D	45	2.000,00	45
	65	4.000,00	60
	85	6.000,00	75

Para cada uno de los nueve casos descritos, se definen dos posibles cantos del encepado. El canto mínimo se determina asegurando que se cumplan las comprobaciones en el nudo comprimido pilote-encepado (hormigón HA-30). El canto máximo se determina incrementando el anterior en un 50%, manteniendo en todos los casos la doble condición de:

- Canto mínimo $h \geq$ diámetro del pilote D
- Condición de encepado rígido $v_{max} \leq 2 h$

Se analizarán, en capítulos posteriores, los casos planteados mediante dos métodos ampliamente extendidos en la actualidad, como son:

- Método de Bielas y Tirantes
- Método de los Elementos Finitos

A continuación se resumen los casos de encepados resultantes a partir de los criterios establecidos:

CASOS ESTUDIADOS						
Tipo	Diámetro (cm)	N_{pilar} (KN)	a (cm)	v (cm)	h_1 (cm)	h_2 (cm)
2D	45	1.000,00	30	52,50	70	105
	65	2.000,00	45	75,00	90	135
	85	3.000,00	55	100,00	105	160
3D	45	1.500,00	40	57,94	80	120
	65	3.000,00	55	85,08	110	165
	85	4.500,00	65	114,72	125	190
4D	45	2.000,00	45	45,00	95	145
	65	4.000,00	60	67,50	130	195
	85	6.000,00	75	90,00	150	225

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se plantea el estudio de los diferentes encepados definidos anteriormente. En primer lugar se planteará el análisis mediante un modelo de elementos finitos tipo sólido utilizando el programa SAP2000. A partir de las trayectorias de tensiones obtenidas, se planteará un modelo de bielas y tirantes concordante con dichas trayectorias. De los resultados de estos modelos, se procederá a la comprobación y armado de los elementos que los configuran. Por último se compararan los esquemas y cuantías obtenidos en cada uno de los casos.

Se describen brevemente las características principales de los modelos utilizados.

1.1. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Mediante el programa SAP2000 se plantean modelos utilizando elementos finitos tipo sólido. Los sólidos son objetos de ocho nodos utilizados para modelar sistemas estructurales en 3D. Cada sólido tiene seis caras de cuatro lados con una articulación en cada esquina. Los nodos pueden ser colapsados para formar cuñas, tetraedros y otros volúmenes irregulares. Las relaciones de aspecto deben ser inferiores a cuatro, mientras que los que están cerca unidad proporcionan para los mejores resultados. Se toma una dimensión menor del elemento de 1/10 de la dimensión menor volumen a estudiar.

Las armaduras se disponen según los esquemas indicados en la normativa vigente EHE-08, adecuando las cuantías a los resultados obtenidos.

1.2. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

Se plantean modelos de barras articuladas en 2 y 3 dimensiones. Los modelos son isostáticos y por tanto resolubles analíticamente. Por simplicidad se resuelven utilizando un programa comercial de cálculo matricial (CYPE 3D).

Las armaduras secundarias se disponen según lo indicado en la normativa vigente EHE-08.

2. ENCEPADOS DE DOS PILOTES

En la tabla 2.1 se describen los casos a estudiar.

Tipo	Diámetro (cm)	N _{pilar} (KN)	a (cm)	v (cm)	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)
2D	45	1.000,00	30	52,50	70	105
	65	2.000,00	45	75,00	90	135
	85	3.000,00	55	100,00	105	160

Tabla 2.1. Casos a estudiar

Se considera, en todos los caso, un hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 30$ MPa.

Se obtiene la resistencia característica inferior a tracción del hormigón, a partir de la expresión $f_{ct,k} = 0,21 f_{ck}^{(2/3)}$.

Se considera, en todos los casos, una acero para barras corrugadas B500S, de límite elástico $f_{yk} = 500$ MPa.

2.1. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Se indican a continuación (tabla 2.1.1) los parámetros básicos geométricos utilizados para definir los modelos de elementos finitos. Se han escogido tratando de mantener relaciones de aspecto y tamaños de elemento adecuados.

		2D45			2D65			2D85		
		dim. (cm)	nº elem.	L (cm)	dim. (cm)	nº elem.	L (cm)	dim. (cm)	nº elem.	L (cm)
PILOTES	dir. circunf.	141,37	20	7,07	204,20	24	8,51	267,04	32	8,35
	dir. radial	22,50	3	7,50	35,50	4	8,88	42,50	5	8,50
	dir. vertical	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00
ENCEP.	dirección X-X	230,00	34	6,76	310,00	35	8,86	390,00	40	9,75
	dirección Y-Y	95,00	15	6,33	115,00	13	8,85	135,00	14	9,64
	dir vertical H1	70,00	10	7,00	90,00	10	9,00	105,00	11	9,55
	dir vertical H2	105,00	15	7,00	135,00	15	9,00	160,00	16	10,00
PILAR	dirección X-X	30,00	4	7,50	45,00	5	9,00	55,00	6	9,17
	dirección Y-Y	30,00	4	7,50	45,00	5	9,00	55,00	6	9,17
	dir. vertical	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00

Tabla 2.1.1. Parámetros geométricos modelo MEF

En la figura 2.1.1 se presenta una vista 3D del modelo utilizado para el caso 2D65 H90

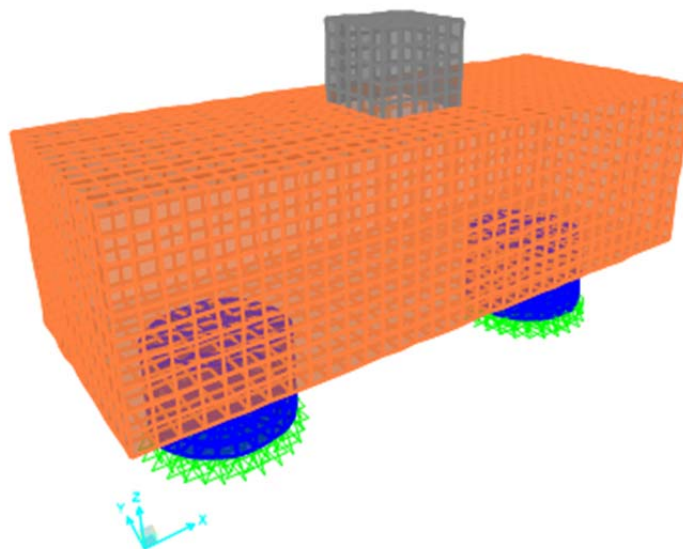


Figura 2.1.1. Modelo de MEF para el caso 2D65 H90

Se han obtenido los diagramas de tensiones más significativos y a partir de ellos se analizan los diferentes mecanismos resistentes del encepado.

Se presentan los gráficos de resultados correspondientes al caso 2D65 H90 para describir el comportamiento general del elemento. Cuando sea necesario remarcar resultados particulares diferenciales, se incluirán los gráficos correspondientes. El resto de los gráficos obtenidos se encuentran en el anejo correspondiente.

En la figura 2.1.2 se representan las tensiones principales de compresión S_{\min} (ELU) en un corte longitudinal del encepado (se filtran las compresiones menores de 500 KN/m^2 para mayor claridad). Se observa con claridad el flujo de compresiones desde el pilar hacia las cabezas de los pilotes.

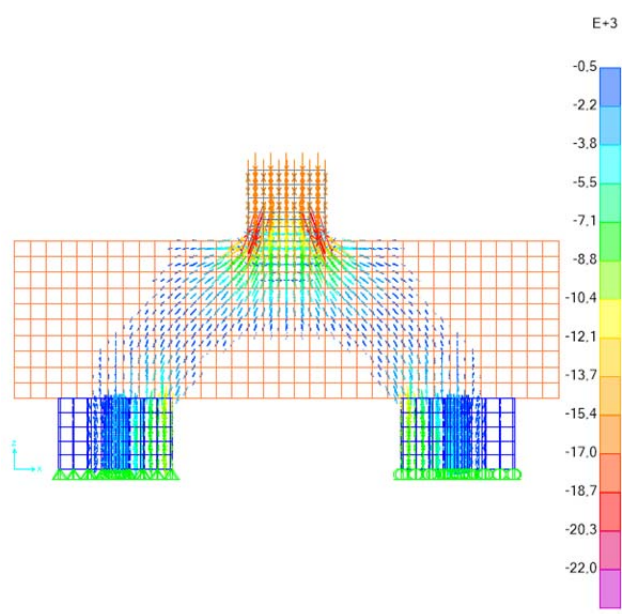


Figura 2.1.2. Tensiones principales de compresión

En la figura 2.1.3 se representan las tensiones principales de tracción S_{max} (ELU) que superan la resistencia tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en un corte longitudinal del encepado. Se observa con claridad el flujo de tracciones entre las cabezas de los pilotes.

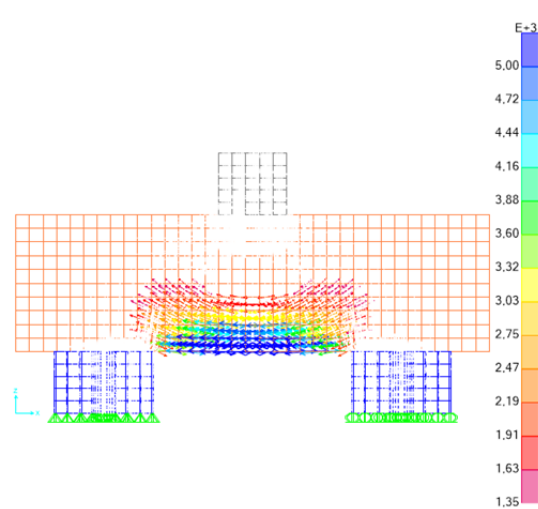


Figura 2.1.3. Tensiones principales de tracción

Los resultados, en términos cualitativos, responden a lo esperado, en cuanto a los mecanismos resistentes desarrollados.

2.1.1. Armadura principal inferior

A continuación, se procede a evaluar la armadura necesaria para absorber la resultante de las tracciones que se desarrollan en la cara inferior del encepado y entre las cabezas de los pilotes (armadura principal).

Se presenta en la figura 2.1.1.1 el diagrama de tensiones S_{11} (ELU) que se desarrollan en el encepado.

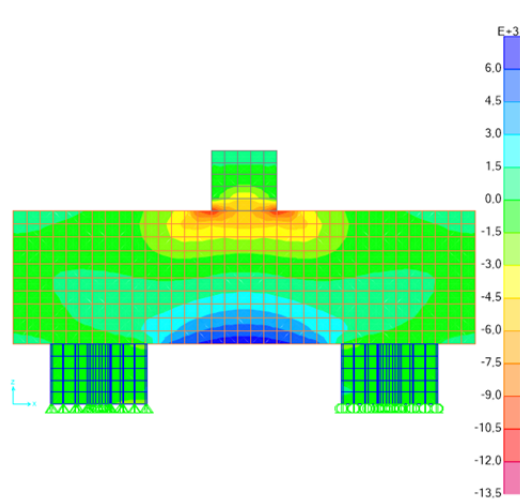


Figura 2.1.1.1. Tensiones S_{11} (ELU)

En la figura 2.1.1.2 se representan únicamente las tensiones S_{11} (ELU) que superan la resistencia tracción del hormigón $f_{ct,d}$ y que son las que debemos integrar para determinar la armadura inferior principal

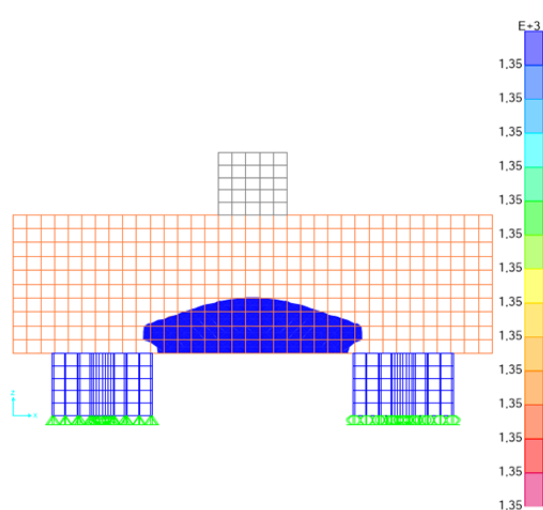


Figura 2.1.1.2. Tensiones S_{11} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

En un corte transversal (Figura 2.1.1.3) se puede observar la distribución uniforme de dichas tensiones sobre el ancho del encepado.

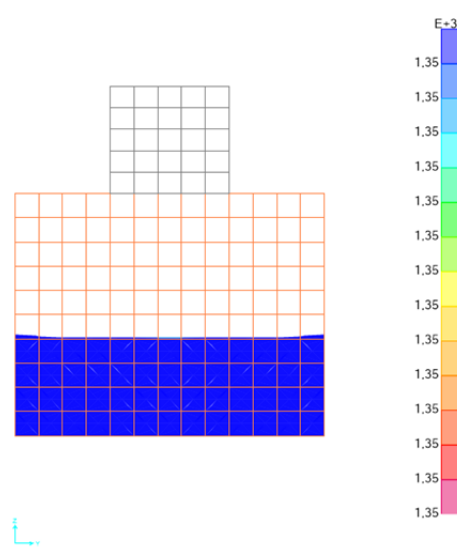


Figura 2.1.1.3. Tensiones S_{11} (ELU). Distribución transversal

Se calculan, por integración, las resultantes de tracciones para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria. Se presentan, en la tabla 2.1.1.1 los resultados obtenidos

	T_d (KN)	A (cm ²)
2D45 H70	721,55	18,04
2D45 H105	303,57	7,59
2D65 H90	1622,50	40,56
2D65 H135	840,72	21,02
2D85 H105	2516,96	62,92
2D85 H160	1518,68	37,97

Tabla 2.1.1.1. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior

2.1.2. Armadura secundaria superior

No se obtienen tracciones en la cara superior de los encepados. Para evitar posibles problemas de fisuración bajo la aplicación de la carga, se dispone una armadura mínima cuya cuantía no sea inferior a 1/10 de la cuantía de la armadura inferior.

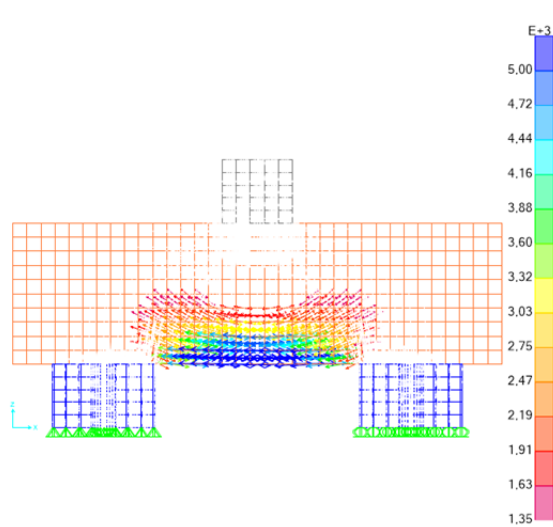
En la tabla 2.1.2.1 se indican las áreas de armadura obtenidas.

	A (cm ²)
2D45 H70	1,80
2D45 H105	0,76
2D65 H90	4,06
2D65 H135	2,10
2D85 H105	6,29
2D85 H160	3,80

Tabla 2.1.2.1. Armadura secundaria superior

2.1.3. Armadura secundaria vertical

Tal y como se observaba en la figura 2.1.3.1, en la zona entre la cara del pilar y el límite del pilote se produce una desviación de las tensiones principales de tracción, tendiendo éstas a la ortogonalidad con la biela de compresión. Para coser estas tracciones será necesario disponer armadura secundaria vertical en estas zonas, cuando se supere la resistencia a tracción del hormigón.

Figura 2.1.3.1. Canto normal. Tensiones S_{max} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

Como se observa en la figura 2.1.3.2 no es necesario tener en cuenta este fenómeno para los encepados de canto aumentado.

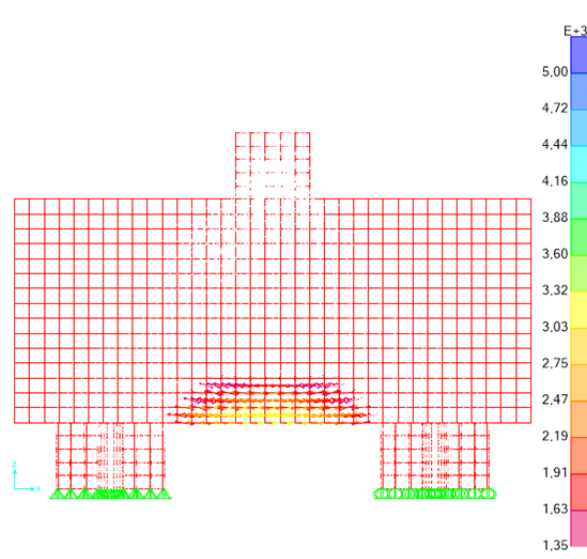


Figura 2.1.3.2. Canto aumentado. Tensiones S_{max} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

Se evalúan las tracciones a tener en cuenta, integrando las tensiones en planos horizontales sucesivos, adoptando el valor mayor.

En la tabla 2.1.3.1 se recogen el valor de las tracciones obtenidas y del área de armadura necesaria. La armadura indicada debe disponerse, en forma de estribos, a cada lado del pilar.

	T (KN)	A (cm ²)
2D45 H70	331,49	8,29
2D45 H105	-----	-----
2D65 H90	852,40	10,66
2D65 H135	-----	-----
2D85 H105	1029,11	12,86
2D85 H160	-----	-----

Tabla 2.1.3.1. Resultantes de tracciones y armadura secundaria vertical

En la normativa vigente EHE, se indica una armadura formada por cercos cerrados que aten la armadura longitudinal superior e inferior. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4‰. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

Se indica que esta armadura puede reducirse o eliminarse si se disponen de riostras adecuadamente dimensionadas para absorber las posibles excentricidades accidentales.

Dado que esta armadura representa una fracción muy importante de la total indicada para los encepados de 2 pilotes (tabla 2.1.3.2), y que es caso habitual disponer riostras en encepados de 2 pilotes, se propone reducir dicha armadura mínima a una tercera parte.

TIPO	TOTAL	SECUNDARIA VERT		SECUNDARIA HORIZ	
	A (cm ²)	A (cm ²)	%	A (cm ²)	%
2D45 H70	122,3	38,49	31,47	32,67	26,71
2D45 H105	175,38	75,1	42,82	64,99	37,06
2D65 H90	310,21	82,64	26,64	68,61	22,12
2D65 H135	409,86	153,79	37,52	152,15	37,12
2D85 H105	581,01	147,16	25,33	114,02	19,62
2D85 H160	748,87	276,21	36,88	266,34	35,57

Tabla 2.1.3.2. Repercusión cuantía armadura secundaria EHE

En la tabla 2.1.3.3 se indican las áreas de armadura secundaria vertical resultantes

	A (cm ²)
2D45 H70	16,58
2D45 H105	16,10
2D65 H90	21,32
2D65 H135	27,90
2D85 H105	27,30
2D85 H160	41,60

Tabla 2.1.3.3. Armadura secundaria vertical

2.1.4. Armadura secundaria horizontal

No sean obtenidos estados tensionales que justifiquen la disposición de armadura horizontal en las caras del encepado.

En la normativa vigente EHE, se indica una armadura formada por cercos cerrados que aten la armadura secundaria vertical. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4‰. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

Se indica que esta armadura puede reducirse o eliminarse si se disponen de riostras adecuadamente dimensionadas para absorber las posibles excentricidades accidentales.

Ta y como se ha indicado anteriormente esta armadura representa una fracción muy importante de la total indicada para los encepados de 2 pilotes (tabla 2.1.3.2), y que es caso habitual disponer riostras en encepados de 2 pilotes, se propone reducir dicha armadura mínima a una tercera parte.

En la tabla 2.1.4.1 se indican las áreas de armadura secundaria horizontal resultantes

	A (cm ²)
2D45 H70	3,27
2D45 H105	7,35
2D65 H90	5,40
2D65 H135	12,15
2D85 H105	7,35
2D85 H160	17,07

Tabla 2.1.4.1. Armadura secundaria horizontal

2.2. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

En el apartado anterior se ha estudiado el comportamiento resistente del encepado de dos pilotes. El modelo de Bielas y Tirantes planteado en EHE (figura 2.2.1) se ajusta, como cabía esperar, al comportamiento observado. No cabe, por tanto, plantear un modelo alternativo.

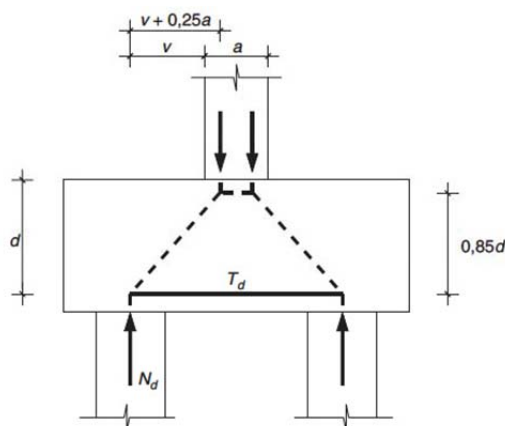


Figura 2.2.1. Modelo BYT para encepado 2D

2.2.1. Armadura principal inferior

Se calcula la tracción en el tirante mediante la siguiente expresión:

$$T_d = \frac{N_d(v+0,25\cdot a)}{0,85\cdot d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{IV} - 1)$$

En la tabla 2.2.1.1 se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria.

	T_d (KN)	A (cm ²)
2D45 H70	882,35	22,06
2D45 H105	557,28	13,93
2D65 H90	1902,57	47,56
2D65 H135	1217,65	30,44
2D85 H105	3169,50	79,24
2D85 H160	2007,35	50,18

Tabla 2.2.1.1. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior

2.2.2. Armadura secundaria superior

Tal y como se indica en EHE-08, se dispone una armadura mínima cuya cuantía no sea inferior a 1/10 de la cuantía de la armadura inferior.

En la tabla 2.2.2.1 se indican las áreas de armadura obtenidas.

	A (cm ²)
2D45 H70	2,21
2D45 H105	1,39
2D65 H90	4,76
2D65 H135	3,04
2D85 H105	7,92
2D85 H160	5,02

Tabla 2.2.2.1. Armadura secundaria superior

2.2.3. Armadura secundaria vertical

En EHE-08, se indica una armadura formada por cercos cerrados que aten la armadura longitudinal superior e inferior. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4‰. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

En la tabla 2.2.3.1 se indican las áreas de armadura secundaria vertical resultantes

	A (cm ²)
2D45 H70	32,20
2D45 H105	48,30
2D65 H90	55,80
2D65 H135	83,70
2D85 H105	81,90
2D85 H160	124,80

Tabla 2.2.3.1. Armadura secundaria vertical

2.2.4. Armadura secundaria horizontal

En EHE-08, se indica una armadura formada por cercos cerrados que aten la armadura secundaria vertical. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4%. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

En la tabla 2.2.4.1 se indican las áreas de armadura secundaria horizontal resultantes

	A (cm ²)
2D45 H70	9,80
2D45 H105	22,05
2D65 H90	16,20
2D65 H135	36,45
2D85 H105	22,05
2D85 H160	51,20

Tabla 2.2.4.1. Armadura secundaria horizontal

2.3. COMPARATIVO RESULTADOS

Se presentan a continuación, de manera comparativa, los resultados obtenidos por ambos métodos. Por claridad, se presentan de manera separada para cada tipología de refuerzo. Finalmente se hace un resumen de los resultados.

2.3.1. Armadura principal inferior

En la tabla 2.3.1.1 se resumen los resultados presentados anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
2D45 H70	22,06	18,04	-18,22
2D45 H105	13,93	7,59	-45,51
2D65 H90	47,56	40,56	-14,72
2D65 H135	30,44	21,02	-30,95
2D85 H105	79,24	62,92	-20,60
2D85 H160	50,18	37,97	-24,33

Tabla 2.3.1.1. Armadura principal inferior. Diferencia

Se obtienen reducciones sustanciales, del orden del 25%, evaluando la armadura traccionada inferior mediante un modelo MEF.

2.3.2. Armadura secundaria superior

En la tabla 2.3.2.1 se resumen los resultados presentados anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
2D45 H70	2,21	1,8	-18,55
2D45 H105	1,39	0,76	-45,32
2D65 H90	4,76	4,06	-14,71
2D65 H135	3,04	2,1	-30,92
2D85 H105	7,92	6,29	-20,58
2D85 H160	5,02	3,8	-24,30

Tabla 2.3.2.1. Armadura secundaria superior. Diferencia

Dado que es proporcional a la anterior, se reduce en igual medida. Aunque cabe señalar que la repercusión sobre el total es mucho menor.

2.3.3. Armadura secundaria vertical

En la tabla 2.3.3.1 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
2D45 H70	32,2	16,58	-48,51
2D45 H105	48,3	16,1	-66,67
2D65 H90	55,8	21,32	-61,79
2D65 H135	83,7	27,9	-66,67
2D85 H105	81,9	27,3	-66,67
2D85 H160	124,8	41,6	-66,67

Tabla 2.3.3.1. Armadura secundaria vertical. Diferencia

Se reduce de manera muy significativa, del orden de un 60%, y su influencia sobre el total, tal y como se vio anteriormente, es muy importante.

2.3.4. Armadura secundaria horizontal

En la tabla 2.3.4.1 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
2D45 H70	9,8	3,27	-66,63
2D45 H105	22,05	7,35	-66,67
2D65 H90	16,2	5,4	-66,67
2D65 H135	36,45	12,15	-66,67
2D85 H105	22,05	7,35	-66,67
2D85 H160	51,2	17,07	-66,66

Tabla 2.3.4.1. Armadura secundaria horizontal. Diferencia

La reducción es de nuevo significativa y con un impacto importante en el volumen total de armadura.

2.3.5. Resumen armadura

Se presenta a continuación una tabla resumen (tabla 2.3.5.1) con el total de armadura dispuesta en cada uno de los casos, en términos de kg totales de armadura.

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	Kg	Kg	DIFERENCIA
2D45 H70	109,02	67,59	-38,00
2D45 H105	149,16	56,61	-62,05
2D65 H90	271,99	169,23	-37,78
2D65 H135	351,59	150,11	-57,31
2D85 H105	516,91	308,02	-40,41
2D85 H160	647,89	294,96	-54,47

Tabla 2.3.5.1. Armadura total. Diferencia

Se puede observar en los resultados que la reducción del volumen de armadura es del orden del 40-50% utilizando el método de MEF para el análisis de las tensiones y evaluando de forma crítica la disposición de armadura mínima indicada en la normativa vigente.

3. ENCEPADOS DE TRES PILOTES

En la tabla 3.1 se describen los casos a estudiar.

Tipo	Diámetro (cm)	N _{pilar} (KN)	a (cm)	v (cm)	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)
3D	45	1.500,00	40	57,94	80	120
	65	3.000,00	55	85,08	110	165
	85	4.500,00	65	114,72	125	190

Tabla 3.1. Casos a estudiar

Se considera, en todos los caso, un hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 30$ MPa.

Se obtiene la resistencia característica inferior a tracción del hormigón, a partir de la expresión $f_{ct,k} = 0,21 f_{ck} ^{2/3}$.

Se considera, en todos los casos, una acero para barras corrugadas B500S, de límite elástico $f_{yk} = 500$ MPa.

3.1. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Se indican a continuación (tabla 3.1.1) los parámetros básicos geométricos utilizados para definir los modelos de elementos finitos. Se han escogido tratando de mantener relaciones de aspecto y tamaños de elemento adecuados.

		3D45			3D65			3D85		
		dim. (cm)	nº elem.	L (cm)	dim. (cm)	nº elem.	L (cm)	dim. (cm)	nº elem.	L (cm)
PILOTES	dir. circunf.	141,37	20	7,07	204,20	24	8,51	267,04	32	8,35
	dir. radial	22,50	3	7,50	35,50	4	8,88	42,50	5	8,50
	dir. vertical	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00
ENCEP.	dirección X-X	----	----	<8,00	----	----	<8,00	----	----	<8,00
	dirección Y-Y	----	----	<8,00	----	----	<8,00	----	----	<8,00
	dir vertical H1	80,00	10	8,00	110,00	13	8,46	125,00	15	8,33
	dir vertical H2	120,00	15	8,00	165,00	18	9,17	190,00	22	8,64
PILAR	dirección X-X	40,00	6	6,67	55,00	7	7,86	65,00	10	6,50
	dirección Y-Y	40,00	6	6,67	55,00	7	7,86	65,00	10	6,50
	dir. vertical	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00

Tabla 3.1.1. Parámetros geométricos modelo MEF

En la figura 3.1.1 se presenta una vista 3D del modelo utilizado para el caso 3D65 H110

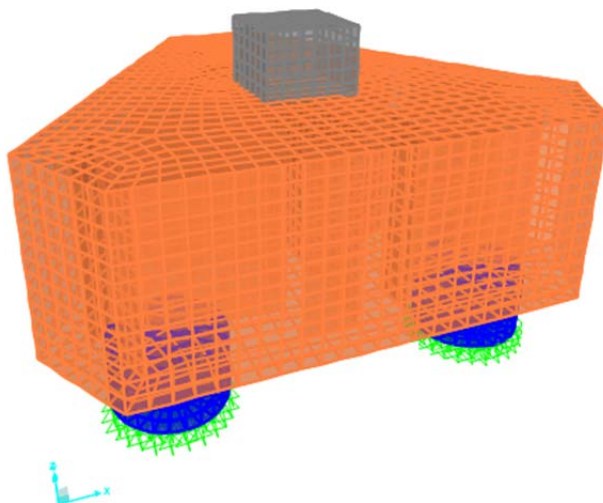


Figura 3.1.1. Modelo de MEF para el caso 3D65 H110

Se han obtenido los diagramas de tensiones más significativos y a partir de ellos se analizan los diferentes mecanismos resistentes del encepado.

Se presentan los gráficos de resultados correspondientes al caso 3D65 H110 para describir el comportamiento general del elemento. Cuando sea necesario remarcar resultados particulares diferenciales, se incluirán los gráficos correspondientes. El resto de los gráficos obtenidos se encuentran en el anejo correspondiente.

En la figura 3.1.2 se representan las tensiones principales de compresión S_{\min} (ELU) en dos secciones consecutivas, una por el eje de los pilotes y otra por el eje del pilar (se filtran las compresiones menores de 500 KN/m^2 para mayor claridad). Se observa el flujo de compresiones desde el pilar hacia las cabezas de los pilotes.

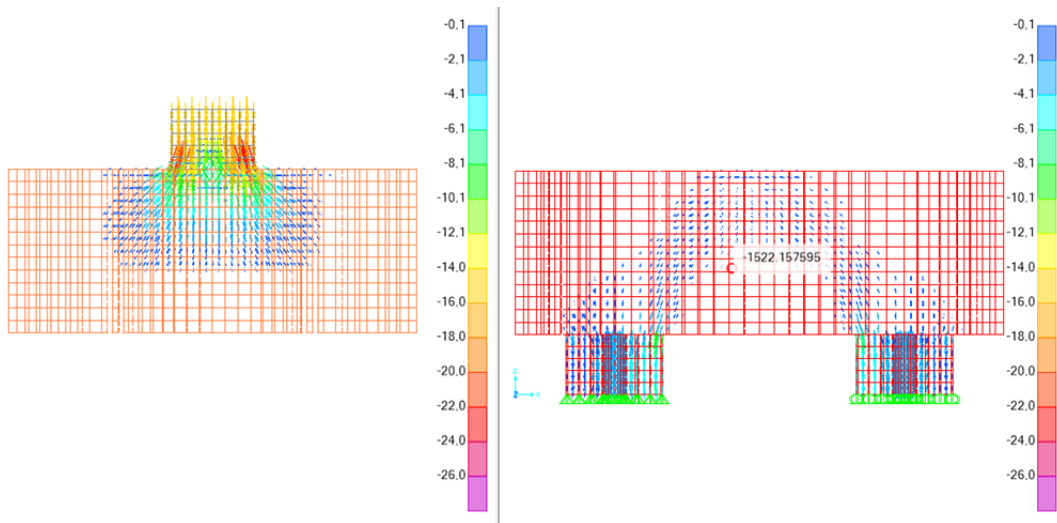


Figura 3.1.2. Tensiones principales de compresión. Cortes paralelos

En un corte en diagonal (figura 3.1.3) se observa con mayor claridad la formación de las bielas comprimidas.

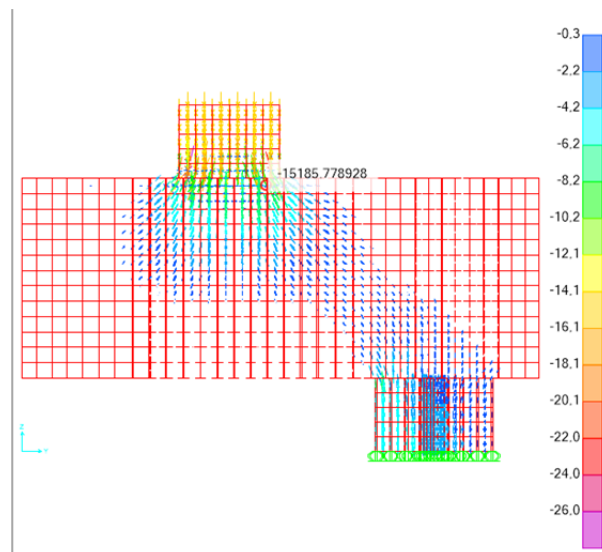


Figura 3.1.3. Tensiones principales de compresión. Corte diagonal

En la figura 3.1.4 se representan las tensiones principales de tracción S_{max} (ELU) que superan las resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en dos secciones consecutivas, una por el eje de los pilotes y otra por el eje del pilar. Se aprecia el flujo de tracciones entre las cabezas de los pilotes.

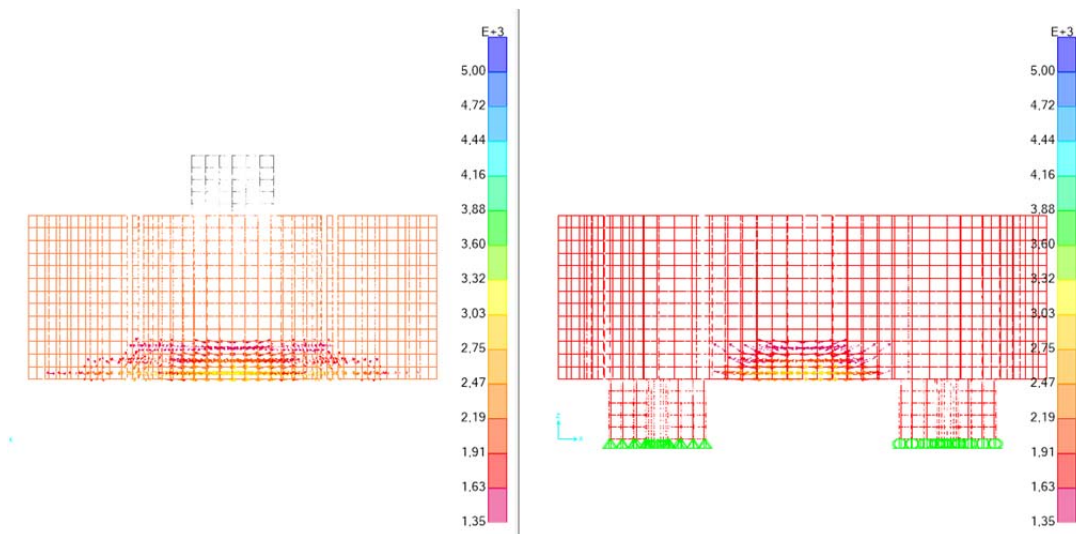


Figura 3.1.4. Tensiones principales de tracción. Cortes paralelos

En un corte en diagonal (figura 3.1.5) se observa de igual forma el flujo de tracciones entre cabezas de pilotes.

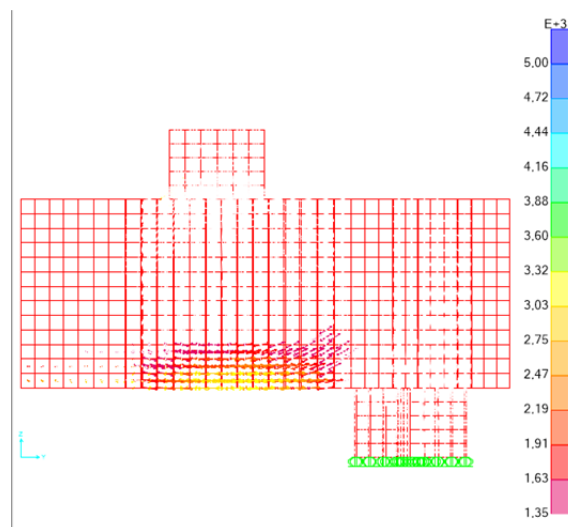


Figura 3.1.5. Tensiones principales de tracción. Corte diagonal

En la figura 3.1.6 se presentan las tensiones principales de tracción S_{max} (ELU) que superan las resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en una planta inferior del encepado.

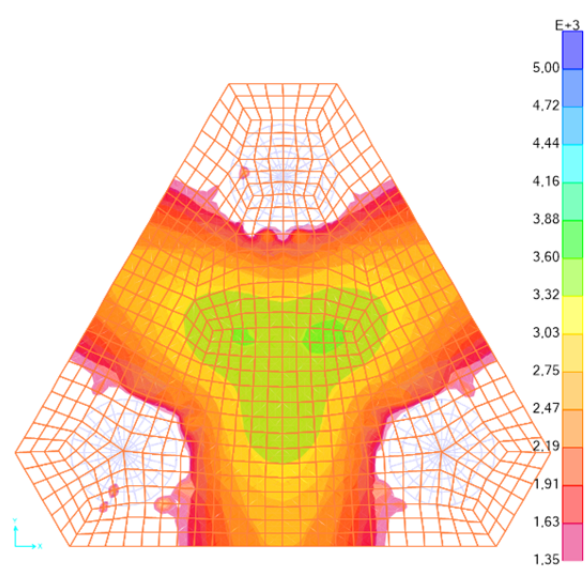


Figura 3.1.6. Tensiones principales de tracción. Cara inferior

Se puede observar que los valores mayores se producen en el centro del encepado aunque con muy poca variación respecto los que se producen en alineación de pilotes. En base a este resultado observado, no parece razonable plantear un esquema de disposición de armaduras alternativo.

3.1.1. Armadura principal inferior

A continuación, se procede a evaluar la armadura necesaria para absorber la resultante de las tracciones que se desarrollan en la cara inferior del encepado y entre las cabezas de los pilotes (armadura principal).

Se presenta en la figura 3.1.1.1 el diagrama de tensiones S_{11} (ELU) que superan la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en un corte entre pilotes.

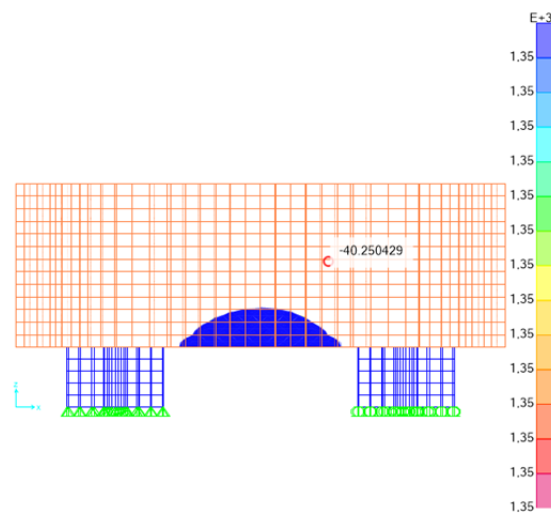


Figura 3.1.1.1. Tensiones S_{11} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

En un corte transversal (Figura 3.1.1.2) se puede observar el bloque de tensiones de tracción a integrar.

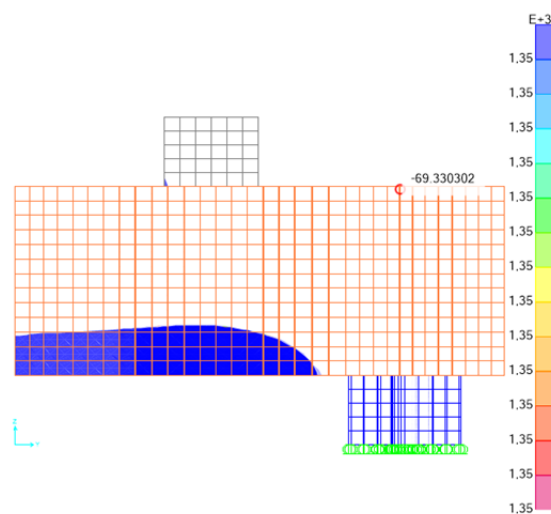


Figura 3.1.1.2. Tensiones S_{11} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$. Distribución transversal

Se calculan, por integración, las resultantes de tracciones para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria. Se presentan, en la tabla 3.1.1.1 los resultados obtenidos

	T_d (KN)	A (cm ²)
3D45 H80	372,96	9,32
3D45 H120	-----	7,02
3D65 H110	866,99	21,67
3D65 H165	-----	12,62
3D85 H125	1459,76	36,49
3D85 H190	344,10	17,96

Tabla 3.1.1.1. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior

En algunos de los encepados de canto aumentado no se producen tracciones en la cara inferior que superen $f_{ct,d}$. Se dispondrá, en cualquier caso, una armadura mínima geométrica.

3.1.2. Armadura secundaria inferior

Se dispone la armadura prescrita en EHE-08, consistente en una armadura secundaria inferior en retícula, cuya capacidad mecánica en cada sentido, no sea inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas y no menor que una cuantía geométrica mínima de 0,09 A_c .

Dicha armadura, se indica en la tabla 3.1.2.1

	A (cm ²)
3D45 H80	4,68
3D45 H120	3,51
3D65 H110	8,13
3D65 H165	6,31
3D85 H125	13,68
3D85 H190	8,98

Tabla 3.1.2.1. Armadura secundaria inferior

3.1.3. Armadura secundaria vertical

Tal y como se observaba en la figura 3.1.3.1, en la zona entre la cara del pilar y el límite del pilote se produce una desviación de las tensiones principales de tracción, tendiendo éstas a la ortogonalidad con la biela de compresión. Para coser estas tracciones será necesario disponer armadura secundaria vertical en estas zonas, cuando se supere la resistencia a tracción del hormigón.

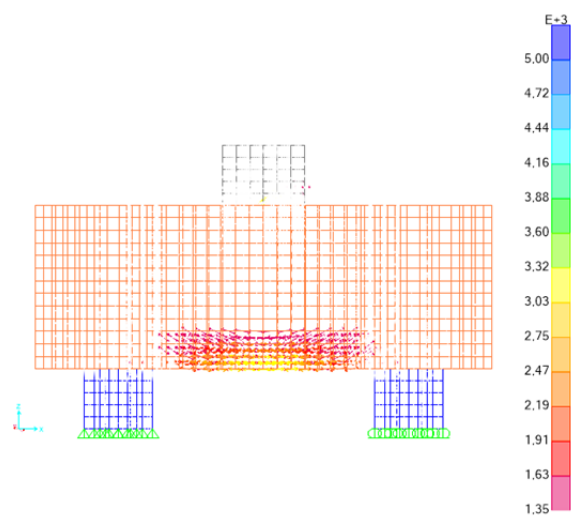


Figura 3.1.3.1. Canto normal. Tensiones S_{max} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

Como se observa en la figura 3.1.3.2 no es necesario tener en cuenta este fenómeno para los encepados de canto aumentado.

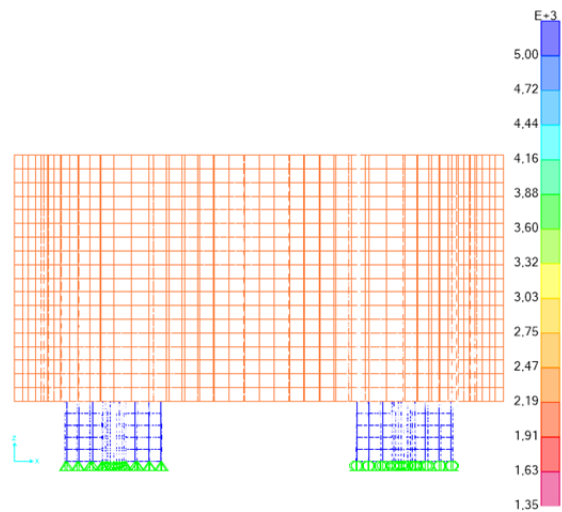


Figura 3.1.3.2. Canto aumentado. Tensiones S_{max} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

Se evalúan las tracciones a tener en cuenta, integrando las tensiones en planos horizontales sucesivos, adoptando el valor mayor.

En la normativa vigente se consigna una armadura secundaria vertical que cubra una posible tracción secundaria T_{2d} supuesta igual a $0,3 C_d$. Se propone considerar una armadura mínima correspondiente a T_{2d} igual a $0,10 C_d$.

En la tabla 3.1.3.1 se recogen el valor de las tracciones obtenidas y del área de armadura necesaria. La armadura indicada debe disponerse, en forma de estribos, entre pilotes.

	T (KN)	A (cm ²)
3D45 H80	233,20	5,83
3D45 H120	-----	4,17
3D65 H110	390,40	9,76
3D65 H165	-----	8,33
3D85 H125	652,80	16,32
3D85 H190	-----	12,50

Tabla 3.1.3.1. Resultantes de tracciones y armadura secundaria vertical

3.2. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

En el apartado anterior se ha estudiado el comportamiento resistente del encepado de tres pilotes. El modelo de Bielas y Tirantes planteado en EHE (figura 3.2.1) se ajusta al comportamiento observado. No cabe, por tanto, plantear un modelo alternativo.

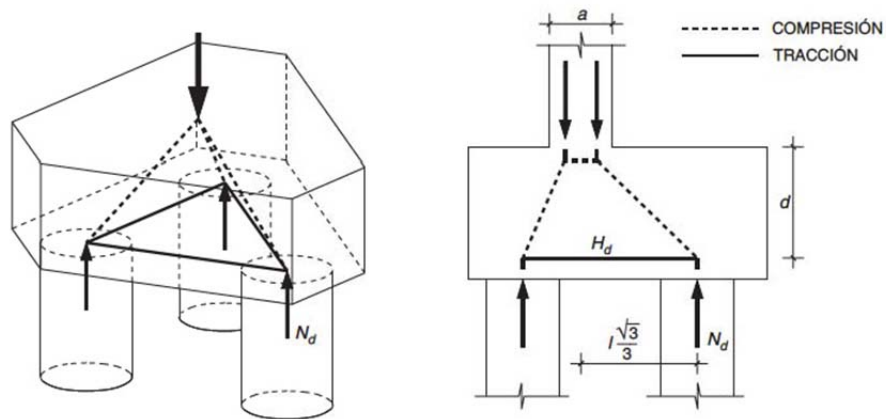


Figura 3.2.1. Modelo BYT para encepado 3D

3.2.1. Armadura principal inferior

Se calcula la tracción en el tirante mediante la siguiente expresión:

$$T_d = 0,68 \cdot \frac{N_d(0,58 \cdot l - 0,25 \cdot a)}{a} = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{III} - 1)$$

En la tabla 3.2.1.1 se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria.

	T_d (KN)	A (cm ²)
3D45 H80	494,44	12,36
3D45 H120	314,64	7,87
3D65 H110	1006,93	25,17
3D65 H165	649,66	16,24
3D85 H125	1740,51	43,51
3D85 H190	1112,03	27,80

Tabla 3.2.1.1. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior

3.2.2. Armadura secundaria inferior

Se dispone la armadura prescrita en EHE-08, consistente en una armadura secundaria inferior en retícula, cuya capacidad mecánica en cada sentido, no sea inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas y no menor que una cuantía geométrica mínima de 0,09 A_c .

Dicha armadura, se indica en la tabla 3.2.2.1

	A (cm ²)
3D45 H80	4,68
3D45 H120	3,51
3D65 H110	9,44
3D65 H165	6,31
3D85 H125	16,32
3D85 H190	10,43

Tabla 3.2.2.1. Armadura secundaria inferior

3.2.3. Armadura secundaria vertical

En la normativa vigente se consigna una armadura secundaria vertical que cubra una posible tracción secundaria T_{2d} supuesta igual a 0,3 C_d . Su capacidad mecánica puede calcularse a partir de la siguiente expresión

$$\frac{N}{1,5 \cdot n} \quad (\text{III} - 2)$$

con N = reacción del soporte y n = número de pilotes

En la tabla 3.2.3.1 se indican las áreas obtenidas para dichas armaduras

	A (cm ²)
3D45 H80	12,50
3D45 H120	12,50
3D65 H110	25,00
3D65 H165	25,00
3D85 H125	37,50
3D85 H190	37,50

Tabla 3.2.3.1. Armadura secundaria vertical

3.3. COMPARATIVO RESULTADOS

Se presentan a continuación, de manera comparativa, los resultados obtenidos por ambos métodos. Por claridad, se presentan de manera separada para cada tipología de refuerzo. Finalmente se hace un resumen de los resultados.

3.3.1. Armadura principal inferior

En la tabla 3.3.1.1 se resumen los resultados obtenidos anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
3D45 H80	12,36	9,32	-24,60
3D45 H120	7,87	7,02	-10,80
3D65 H110	25,17	21,67	-13,91
3D65 H165	16,24	12,62	-22,29
3D85 H125	43,51	36,49	-16,13
3D85 H190	27,80	17,96	-35,40

Tabla 3.3.1.1. Armadura principal inferior. Diferencia

Se obtienen reducciones sustanciales, del orden del 25%, evaluando la armadura traccionada inferior mediante un modelo MEF.

3.3.2. Armadura secundaria inferior

En la tabla 3.3.2.1 se resumen los resultados obtenidos anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
3D45 H80	4,68	4,68	0,00
3D45 H120	3,51	3,51	0,00
3D65 H110	9,44	8,13	-13,91
3D65 H165	6,31	6,31	0,00
3D85 H125	16,32	13,68	-16,13
3D85 H190	10,43	8,98	-13,88

Tabla 3.3.2.1. Armadura secundaria inferior. Diferencia

Se obtienen reducciones del orden del 15% para los casos en los que no rige la armadura mínima.

3.3.3. Armadura secundaria vertical

En la tabla 3.3.3.1 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
3D45 H80	12,5	5,83	-53,36
3D45 H120	12,5	4,17	-66,64
3D65 H110	25	9,76	-60,96
3D65 H165	25	8,33	-66,68
3D85 H125	37,5	16,32	-56,48
3D85 H190	37,5	12,5	-66,67

Tabla 3.3.3.1. Armadura secundaria vertical. Diferencia

La reducción es importante ya que no se ha observado la necesidad de disponer armadura a tal efecto en la mayoría de casos y se ha reducido a un tercio la armadura mínima a disponer (se toma T_{2d} como $0,10 C_d$).

3.3.4. Resumen armadura

Se presenta a continuación una tabla resumen (tabla 3.3.4.1) con el total de armadura dispuesta en cada uno de los casos, en términos de kg totales de armadura.

	BYT(EHE)	MEF	
TIPO	KG	KG	DIFERENCIA
3D45 H80	140,53	101,32	-27,90
3D45 H120	116,19	79,56	-31,52
3D65 H110	374,69	276,33	-26,25
3D65 H165	310,32	191,37	-38,33
3D85 H125	762,45	567,46	-25,57
3D85 H190	608,97	335,74	-44,87

Tabla 3.3.3.1. Armadura total. Diferencia

Se puede observar en los resultados que la reducción del volumen de armadura es del orden del 25-30% utilizando el método de MEF para el análisis de las tensiones y evaluando de forma crítica la disposición de armadura mínima indicada en la normativa vigente.

4. ENCEPADOS DE CUATRO PILOTES

En la tabla 4.1 se describen los casos a estudiar.

Tipo	Diámetro (cm)	N _{pilar} (KN)	a (cm)	v (cm)	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)
4D	45	2.000,00	45	45,00	95	145
	65	4.000,00	60	67,50	130	195
	85	6.000,00	75	90,00	150	225

Tabla 4.1. Casos a estudiar

Se considera, en todos los caso, un hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 30$ MPa.

Se obtiene la resistencia característica inferior a tracción del hormigón, a partir de la expresión $f_{ct,k} = 0,21 f_{ck}^{(2/3)}$.

Se considera, en todos los casos, una acero para barras corrugadas B500S, de límite elástico $f_{yk} = 500$ MPa.

4.1. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Se indican a continuación (tabla 4.1.1) los parámetros básicos geométricos utilizados para definir los modelos de elementos finitos. Se han escogido tratando de mantener relaciones de aspecto y tamaños de elemento adecuados.

		4D45			4D65			4D85		
		dim. (cm)	nº elem.	L (cm)	dim. (cm)	nº elem.	L (cm)	dim. (cm)	nº elem.	L (cm)
PILOTES	dir. circunf.	141,37	20	7,07	204,20	24	8,51	267,04	32	8,35
	dir. radial	22,50	3	7,50	35,50	4	8,88	42,50	5	8,50
	dir. vertical	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00
ENCEP.	dirección X-X	230,00	27	8,52	310,00	32	9,69	390,00	40	9,75
	dirección Y-Y	230,00	27	8,52	310,00	32	9,69	390,00	40	9,75
	dir vertical H1	95,00	11	8,64	125,00	13	9,62	150,00	16	9,38
	dir vertical H2	145,00	17	8,53	190,00	20	9,50	225,00	23	9,78
PILAR	dirección X-X	45,00	5	9,00	60,00	6	10,00	75,00	8	9,38
	dirección Y-Y	45,00	5	9,00	60,00	6	10,00	75,00	8	9,38
	dir. vertical	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00	40,00	5	8,00

Tabla 4.1.1. Parámetros geométricos modelo MEF

En la figura 4.1.1 se presenta una vista 3D del modelo utilizado para el caso 4D65 H125

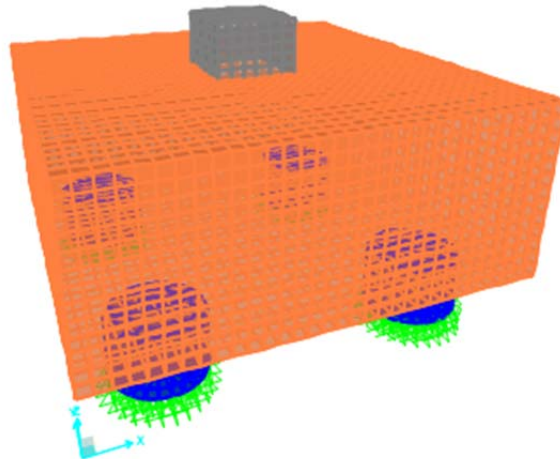


Figura 4.1.1. Modelo de MEF para el caso 4D65 H125

Se han obtenido los diagramas de tensiones más significativos y a partir de ellos se analizan los diferentes mecanismos resistentes del encepado.

Se presentan los gráficos de resultados correspondientes al caso 4D65 H125 para describir el comportamiento general del elemento. Cuando sea necesario remarcar resultados particulares diferenciales, se incluirán los gráficos correspondientes. El resto de los gráficos obtenidos se encuentran en el anejo correspondiente.

En la figura 4.1.2 se representan las tensiones principales de compresión S_{min} (ELU) en dos secciones consecutivas, una por el eje de los pilotes y otra por el eje del pilar (se filtran las compresiones menores de 500 KN/m² para mayor claridad). Se observa el flujo de compresiones desde el pilar hacia las cabezas de los pilotes.

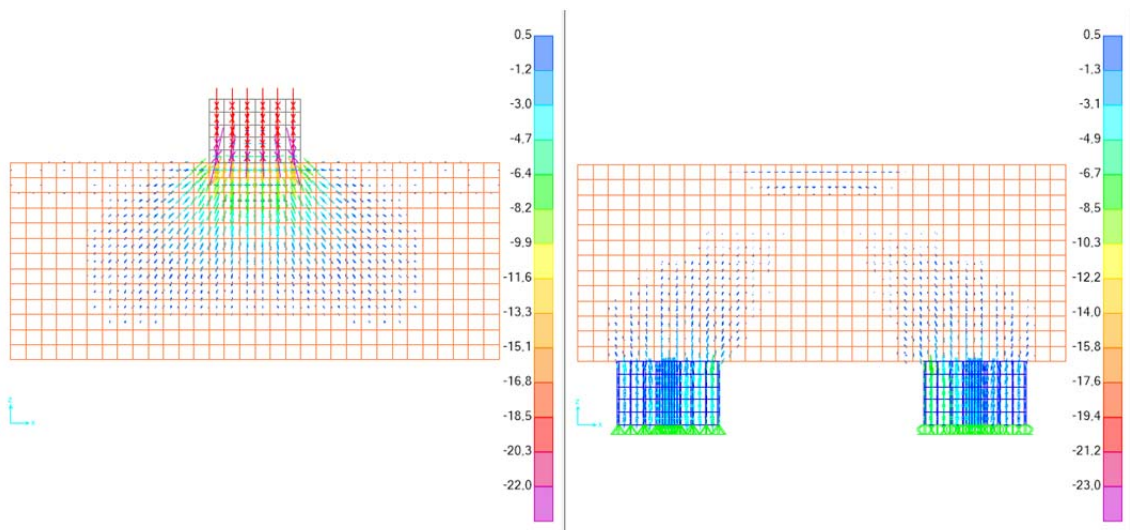


Figura 4.1.2. Tensiones principales de compresión. Cortes paralelos

En un corte en diagonal entre pilotes (figura 4.1.3) se observa con mayor claridad la formación de las bielas comprimidas.

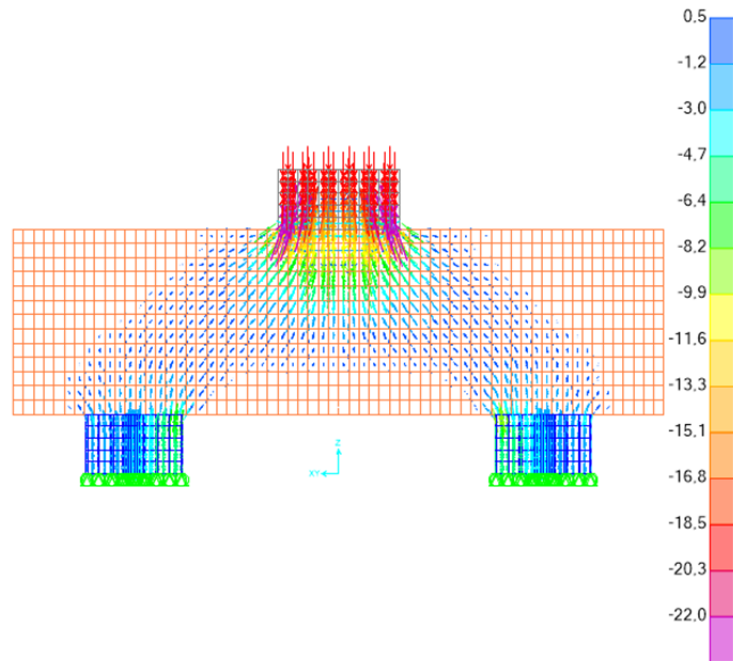


Figura 4.1.3. Tensiones principales de compresión. Corte diagonal

En la figura 4.1.4 se representan las tensiones principales de tracción S_{max} (ELU) que superan la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en dos secciones consecutivas, una por el eje de los pilotes y otra por el eje del pilar. Se aprecia el flujo de tracciones entre las cabezas de los pilotes.

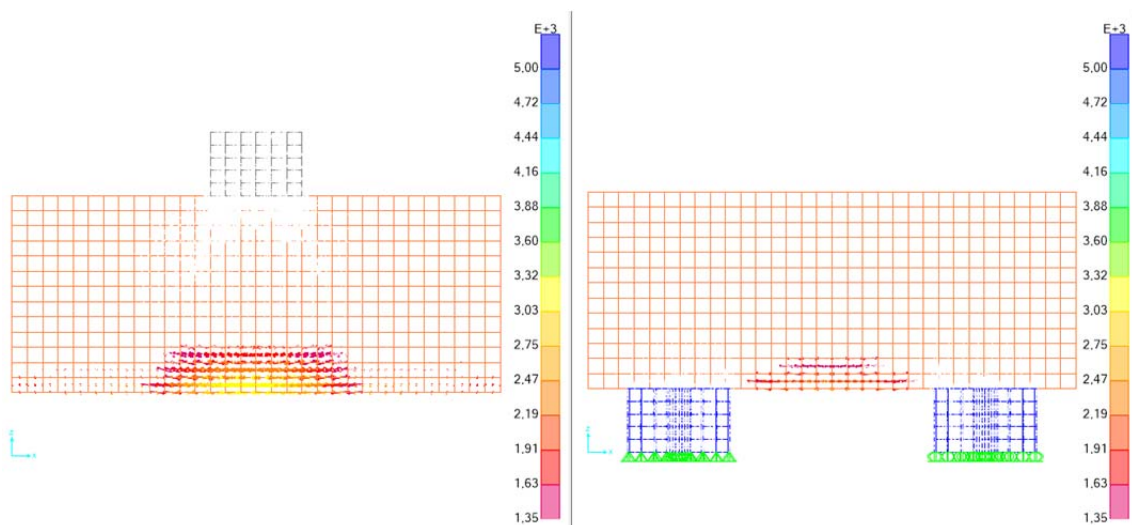


Figura 4.1.4. Tensiones principales de tracción. Cortes paralelos

En un corte en diagonal entre pilotes (figura 4.1.5) se observa de igual forma el flujo de tracciones entre cabezas de pilotes.

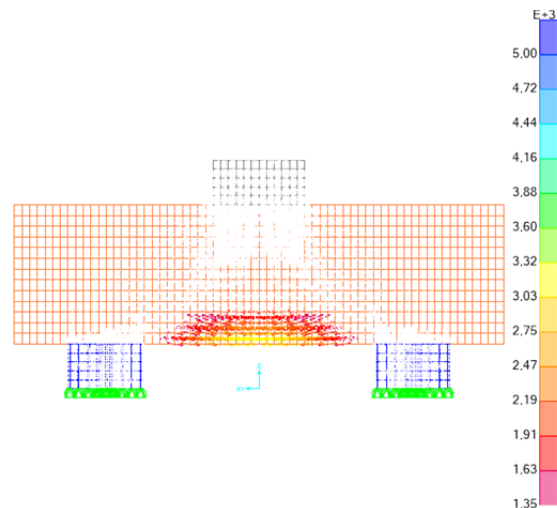


Figura 4.1.5. Tensiones principales de tracción. Corte diagonal

En la figura 4.1.6 se presentan las tensiones principales de tracción S_{max} (ELU) que superan las resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en una planta inferior del encepado.

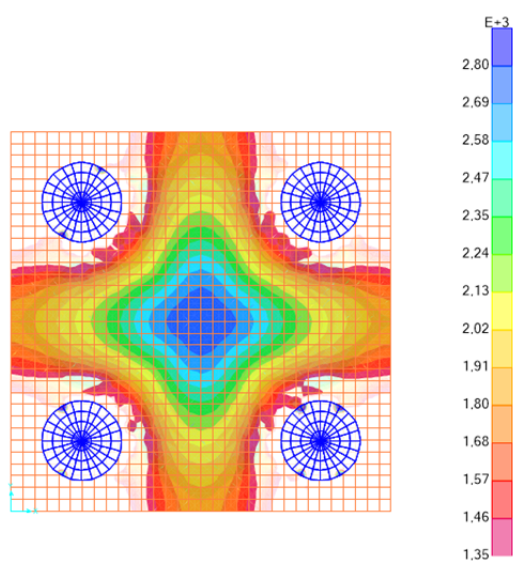


Figura 4.1.6. Tensiones principales de tracción. Cara inferior

Se puede observar que los valores mayores se producen en el centro del encepado. En base a este resultado observado, surge la posibilidad disponer la armadura inferior principal mediante dos diagonales en cruz.

4.1.1. Armadura principal inferior

A continuación, se procede a evaluar la armadura necesaria para absorber la resultante de las tracciones que se desarrollan en la cara inferior del encepado y entre las cabezas de los pilotes (armadura principal).

Se estudian dos posibilidades, una primera colocando la armadura en cuatro bandas uniéndose las cabezas de los pilotes (MEF1), y una segunda ajustándonos al comportamiento observado y disponiendo dos bandas diagonales en cruz (MEF2).

Se presenta en la figura 4.1.1.1 el diagrama de tensiones S_{11} (ELU) que superan la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en un corte por el centro del encepado y que son las que debemos integrar para determinar la armadura inferior principal en el primer caso.

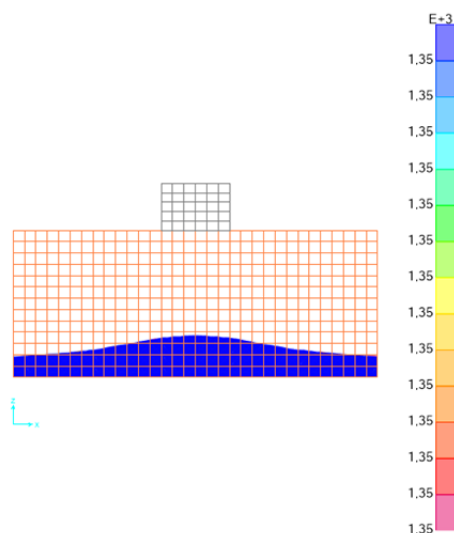


Figura 4.1.1.1 Tensiones S_{11} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

Se calculan, por integración, las resultantes de tracciones para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria.

Se presentan, en la tabla 4.1.1.1 los resultados obtenidos para cada banda, para el modelo MEF1

	T_d (KN)	A (cm ²)
4D45 H95	335,37	8,38
4D45 H145	----	8,48
4D65 H125	866,49	21,66
4D65 H190	----	14,54
4D85 H150	1494,32	37,36
4D85 H225	268,39	21,26

Tabla 4.1.1.1. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior MEF1

En algunos de los encepados de canto aumentado no se producen tracciones en la cara inferior que superen $f_{ct,d}$. Se dispondrá, en cualquier caso, una armadura mínima geométrica (0,09% A_c).

Se presenta en la figura 4.1.1.2 el diagrama de tensiones S_{max} (ELU) que superan la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$ en un corte en diagonal y que son las que debemos integrar para determinar la armadura inferior principal en el segundo caso.

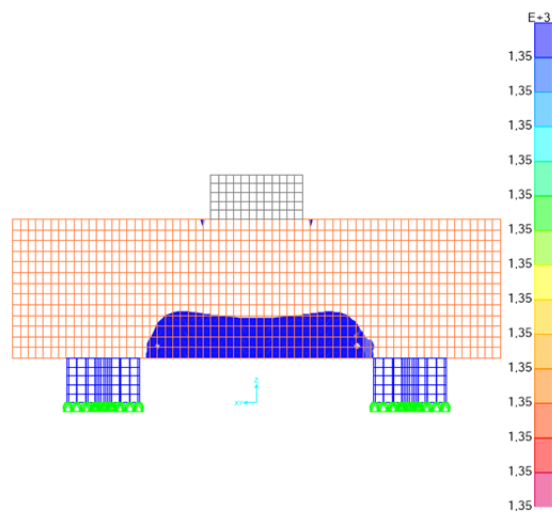


Figura 4.1.1.2 Tensiones S_{max} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

Se calculan, por integración, las resultantes de tracciones para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria.

Se presentan, en la tabla 4.1.1.2 los resultados obtenidos para cada banda, para el modelo MEF2.

	T_d (KN)	A (cm ²)
4D45 H95	599,78	14,99
4D45 H145	----	8,48
4D65 H125	1425,60	35,64
4D65 H190	----	14,54
4D85 H150	2089,81	52,24
4D85 H225	257,22	21,26

Tabla 4.1.1.2. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior MEF2

En algunos de los encepados de canto aumentado no se producen tracciones en la cara inferior que superen $f_{ct,d}$. Se dispondrá, en cualquier caso, una armadura mínima geométrica (0,09% A_c)

4.1.2. Armadura secundaria inferior

Para el caso del modelo MEF1 se dispone la armadura prescrita en EHE-08, consistente en una armadura secundaria inferior en retícula, cuya capacidad mecánica en cada sentido, no sea inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas y no menor que una cuantía geométrica mínima de 0,09 A_c .

Dicha armadura, dispuesta entre bandas, se indica en la tabla 4.1.2.1

	A (cm ²)
4D45 H95	5,99
4D45 H145	9,14
4D65 H125	12,38
4D65 H190	18,81
4D85 H150	20,25
4D85 H225	30,38

Tabla 4.1.2.1. Armadura secundaria inferior MEF1

En el caso del segundo modelo (MEF2) se disponen unas bandas ortogonales sobre los pilotes, a las que se asigna armadura mínima geométrica (0,09% A_c)

La armadura así obtenida se indica en la tabla 4.1.2.2, para cada una de las cuatro bandas

	A (cm ²)
4D45 H95	5,56
4D45 H145	8,48
4D65 H125	9,56
4D65 H190	14,54
4D85 H150	14,18
4D85 H225	21,26

Tabla 4.1.2.2. Armadura secundaria inferior MEF2

4.1.3. Armadura secundaria vertical

No se aprecia desviación sustancial de las tensiones principales en las zonas próximas a los pilotes (figura 4.1.3.1), por lo que no parece necesario disponer cercos verticales a tal efecto, para los casos estudiados.

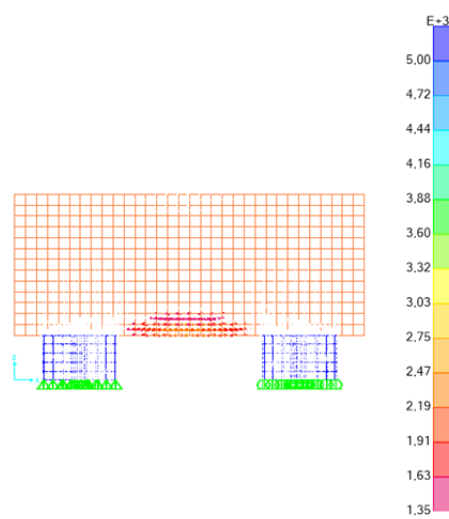


Figura 4.1.3.1 Tensiones S_{max} (ELU) mayores que $f_{ct,d}$

En la normativa vigente se consigna una armadura secundaria vertical que cubra una posible tracción secundaria T_{2d} supuesta igual a $0,3 C_d$. Dado que en los casos estudiados no se observa dicha tracción secundaria, se propone disminuir dicha armadura mínima a una tercera parte.

En la tabla 4.1.3.1 se indican las áreas de armadura secundaria vertical resultantes

	A (cm ²)
4D45 H95	4,17
4D45 H145	4,17
4D65 H125	8,33
4D65 H190	8,33
4D85 H150	12,50
4D85 H225	12,50

Tabla 4.1.3.1. Armadura secundaria vertical

4.2. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

En el apartado anterior se ha estudiado el comportamiento resistente del encepado de cuatro pilotes. De los resultados obtenidos, se deduce que es razonable plantear dos modelos alternativos de Bielas y Tirante. Un primer modelo (BYT1) con cuatro tirantes perimetrales uniendo las cabezas de los pilotes y un segundo modelo disponiendo dos tirantes diagonales en cruz (BYT2).

El primero de ellos corresponde el planteado en EHE-08 (figura 4.2.1)

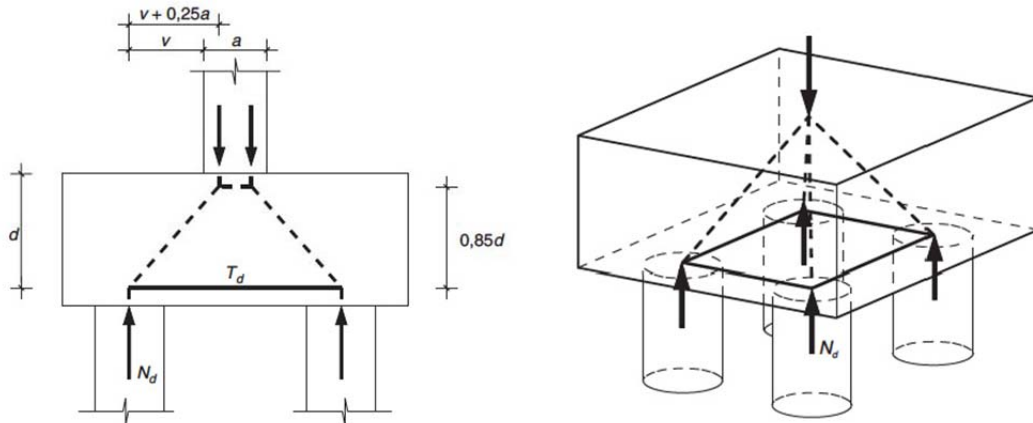


Figura 4.2.1. Modelo BYT1 para encepado 4D

En el segundo los tirantes se disponen en diagonal uniendo las cabezas de los pilotes (figura 4.2.2)

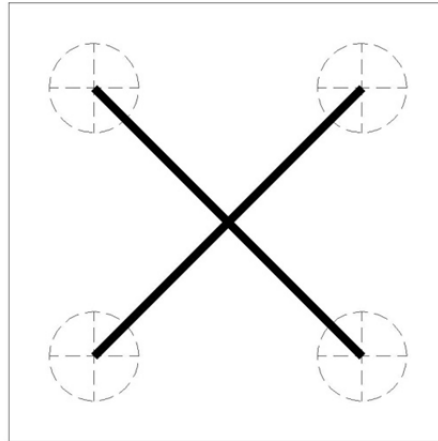


Figura 4.2.2. Modelo BYT2 para encepado 4D

4.2.1. Armadura principal inferior

Se calcula la armadura necesaria del tirante para cada uno de los dos modelos planteados y para todos los casos de encepados estudiados.

Para el modelo BYT1 se calcula la tracción en el tirante mediante la siguiente expresión:

$$T_d = \frac{N_d(v+0,25 \cdot a)}{0,85 \cdot d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (IV - 2)$$

Para el modelo BYT2 se calcula la tracción en el tirante mediante la siguiente expresión:

$$T_d = \frac{N_d(v+0,25 \cdot a)}{0,85 \cdot d} \cdot \sqrt{2} = A_s \cdot f_{yd} \quad (IV - 3)$$

En la tabla 4.2.1.1 se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los encepados. A partir de las tracciones obtenidas anteriormente y utilizando los criterios establecidos en EHE, se calcula el área de armadura necesaria.

	BYT1		BYT2	
	T _d (KN)	A (cm ²)	T _d (KN)	A (cm ²)
4D45 H95	583,91	14,60	825,78	20,64
4D45 H145	367,65	9,19	519,93	13,00
4D65 H125	1265,98	31,65	1790,37	44,76
4D65 H190	808,82	20,22	1143,48	28,59
4D85 H150	2056,20	51,40	2907,91	72,70
4D85 H225	1338,92	33,47	1893,00	47,33

Tabla 4.2.1.1. Resultantes de tracciones y armadura principal inferior

4.2.2. Armadura secundaria inferior

Para el caso del modelo BYT1 se dispone la armadura prescrita en EHE-08, consistente en una armadura secundaria inferior en retícula, cuya capacidad mecánica en cada sentido, no sea inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas y no menor que una cuantía geométrica mínima de 0,09 A_c .

Dicha armadura, dispuesta entre bandas, se indica en la tabla 4.2.2.1

	A (cm ²)
4D45 H95	7,30
4D45 H145	9,14
4D65 H125	15,83
4D65 H190	18,81
4D85 H150	25,70
4D85 H225	30,38

Tabla 4.2.2.1. Armadura secundaria inferior BYT1

En el caso del segundo modelo (BYT2) se disponen unas bandas ortogonales sobre los pilotes, a las que se asigna armadura mínima geométrica (0,09% A_c)

La armadura así obtenida se indica en la tabla 4.2.2.2, para cada una de las cuatro bandas

	A (cm ²)
4D45 H95	5,56
4D45 H145	8,48
4D65 H125	9,56
4D65 H190	14,54
4D85 H150	14,18
4D85 H225	21,26

Tabla 4.2.2.2. Armadura secundaria inferior BYT2

4.2.3. Armadura secundaria vertical

En la normativa vigente se consigna una armadura secundaria vertical que cubra una posible tracción secundaria T_{2d} supuesta igual a 0,3 C_d . Su capacidad mecánica puede calcularse a partir de la siguiente expresión

$$N/1,5 \cdot n \quad (IV - 4)$$

con N = reacción del soporte y n = número de pilotes

En la tabla 4.2.3.1 se indican las áreas obtenidas para dichas armaduras

	A (cm ²)
4D45 H95	12,50
4D45 H145	12,50
4D65 H125	25,00
4D65 H190	25,00
4D85 H150	37,50
4D85 H225	37,50

Tabla 4.2.3.1. Armadura secundaria vertical

Se dispondrá idéntica armadura para los dos modelos estudiados BYT1 y BYT2.

4.3. COMPARATIVO RESULTADOS

Se presentan a continuación, de manera comparativa, los resultados obtenidos por ambos métodos. Por claridad, se presentan de manera separada para cada tipología de refuerzo. Finalmente se hace un resumen de los resultados.

4.3.1. Armadura principal inferior

En las tablas 4.3.1.1 y 4.3.1.2 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT1(EHE)	MEF1	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
4D45 H95	14,60	8,38	-42,60
4D45 H145	9,19	8,48	-7,73
4D65 H125	31,65	21,66	-31,56
4D65 H190	20,22	14,54	-28,09
4D85 H150	51,40	37,36	-27,32
4D85 H225	33,47	21,26	-36,48

Tabla 4.3.1.1. Armadura principal inferior modelo 1. Diferencia

	BYT2(EHE)	MEF2	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
4D45 H95	20,64	14,99	-27,37
4D45 H145	13,00	8,48	-34,77
4D65 H125	44,76	35,64	-20,38
4D65 H190	28,59	14,54	-49,14
4D85 H150	72,70	52,24	-28,14
4D85 H225	47,33	21,26	-55,08

Tabla 4.3.1.2. Armadura principal inferior modelo 2. Diferencia

Se obtienen reducciones sustanciales, del orden del 30%, evaluando la armadura traccionada inferior mediante un modelo MEF.

4.3.2. Armadura secundaria inferior

En las tablas 4.3.2.1 y 4.3.2.2 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT1(EHE)	MEF1	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
4D45 H95	7,30	5,99	-18,01
4D45 H145	9,14	9,14	0,00
4D65 H125	15,83	12,38	-21,80
4D65 H190	18,81	18,81	0,00
4D85 H150	25,70	20,25	-21,21
4D85 H225	30,38	30,38	0,00

Tabla 4.3.2.1. Armadura secundaria inferior modelo 1. Diferencia

	BYT2(EHE)	MEF2	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
4D45 H95	5,56	5,56	0,00
4D45 H145	8,48	8,48	0,00
4D65 H125	9,56	9,56	0,00
4D65 H190	14,54	14,54	0,00
4D85 H150	14,18	14,18	0,00
4D85 H225	21,26	21,26	0,00

Tabla 4.3.2.2. Armadura secundaria inferior modelo 2. Diferencia

Para el caso del modelo 1 se observan diferencias entre los encepados de canto normal y los de canto aumentado. Esto se debe, sin duda, a la imposición de cumplimiento de una armadura mínima.

Para el caso del modelo 2, los resultados son idénticos ya que en ambos casos provienen de consideraciones de cumplimiento de cuantía mínima.

4.3.3. Armadura inferior total

En las tablas 4.3.3.1 y 4.3.3.2 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT1(EHE)	MEF1	
TIPO	A (cm2)	A (cm2)	DIFERENCIA
4D45 H95	36,50	22,75	-37,68
4D45 H145	27,52	26,10	-5,16
4D65 H125	79,13	55,70	-29,61
4D65 H190	59,25	47,89	-19,17
4D85 H150	128,50	94,97	-26,09
4D85 H225	97,32	72,90	-25,09

Tabla 4.3.3.1. Armadura inferior total modelo 1. Diferencia

	BYT2(EHE)	MEF2	
TIPO	A (cm2)	A (cm2)	DIFERENCIA
4D45 H95	31,76	26,11	-17,79
4D45 H145	29,96	25,44	-15,09
4D65 H125	63,88	54,76	-14,28
4D65 H190	57,67	43,62	-24,36
4D85 H150	101,06	80,60	-20,25
4D85 H225	89,85	63,78	-29,02

Tabla 4.3.3.2. Armadura inferior total modelo 2. Diferencia

Se observan reducciones importantes de armadura, del orden del 25-30%, para los casos correspondientes al modelo 1 y del orden del 20-25% para los correspondientes al modelo 2.

4.3.4. Armadura secundaria vertical

En las tablas 4.3.4.1 y 4.3.4.2 se resumen los resultados comentados anteriormente

	BYT1(EHE)	MEF1	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
4D45 H95	12,50	4,17	-66,64
4D45 H145	12,50	4,17	-66,64
4D65 H125	25,00	8,33	-66,68
4D65 H190	25,00	8,33	-66,68
4D85 H150	37,50	12,50	-66,67
4D85 H225	37,50	12,50	-66,67

Tabla 4.3.4.1. Armadura secundaria vertical modelo 1. Diferencia

	BYT2(EHE)	MEF2	
TIPO	A (cm ²)	A (cm ²)	DIFERENCIA
4D45 H95	12,50	4,17	-66,64
4D45 H145	12,50	4,17	-66,64
4D65 H125	25,00	8,33	-66,68
4D65 H190	25,00	8,33	-66,68
4D85 H150	37,50	12,50	-66,67
4D85 H225	37,50	12,50	-66,67

Tabla 4.3.4.2. Armadura secundaria vertical modelo 2. Diferencia

La reducción es importante ya que no se ha observado la necesidad de disponer armadura a tal efecto y se ha reducido a un tercio la armadura mínima a disponer (se toma T_{2d} como $0,10 C_d$).

4.3.5. Resumen armadura

Se presenta a continuación unas tablas resumen (tabla 4.3.5.1 y tabla 4.3.5.2) con el total de armadura dispuesta en cada uno de los casos, en términos de kg totales de armadura.

	BYT1(EHE)	MEF1	
TIPO	A (cm2)	A (cm2)	DIFERENCIA
4D45 H95	209,97	115,84	-44,83
4D45 H145	190,66	136,91	-28,19
4D65 H125	585,12	358,89	-38,66
4D65 H190	525,06	332,27	-36,72
4D85 H150	1146,90	739,19	-35,55
4D85 H225	1021,75	617,52	-39,56

Tabla 4.3.5.1. Armadura total modelo 1. Diferencia

	BYT2(EHE)	MEF2	
TIPO	A (cm2)	A (cm2)	DIFERENCIA
4D45 H95	200,57	148,69	-25,87
4D45 H145	188,87	137,37	-27,27
4D65 H125	532,09	412,37	-22,50
4D65 H190	485,46	309,76	-36,19
4D85 H150	1031,55	744,39	-27,84
4D85 H225	927,04	556,13	-40,01

Tabla 4.3.5.2. Armadura total modelo 2. Diferencia

Se puede observar en los resultados que la reducción del volumen de armadura es significativo utilizando el método de MEF para el análisis de las tensiones y evaluando de forma crítica la disposición de armadura mínima indicada en la normativa vigente. Esta reducción es del orden del 30-35% para el caso del modelo 1 y del 25-30% para el caso del modelo 2.

El hecho de considerar el modelo 2 (tirantes en diagonal) implica una reducción de armadura del orden del 5-10% para el caso de análisis mediante BYT y prácticamente inapreciables para el caso de análisis mediante MEF.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES

1. CONCLUSIONES AL ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Se presenta el método de bielas y tirantes (BYT) como una metodología aproximada, válida y de sencilla aplicación para el dimensionamiento de encepados rígidos. La metodología permite soluciones diferentes a un mismo problema.

Mediante el método de los elementos finitos (MEF) se pueden estudiar con fiabilidad las trayectorias de las tensiones principales de compresión y tracción, en elemento a estudiar.

Si se desea utilizar un modelo de bielas y tirantes que no sólo asegure el comportamiento en rotura, sino que minimice la fisuración, debe acudirse a un análisis previo elástico y lineal mediante, por ejemplo, un modelo de elementos finitos.

En la normativa nacional e internacional, el problema de dimensionamiento a flexión y cortante de los encepados sobre pilotes se aborda, en general, desde dos perspectivas diferenciadas: métodos de diseño seccional, y métodos de bielas y tirantes. Se plantea uno u otro en función de la rigidez del elemento a estudiar, definida en general a través de la relación v_m / h .

En España no es hasta el año 1998, con la publicación de EHE Instrucción de Hormigón Estructural, que plantea de manera explícita la utilización de modelos de bielas y tirantes.

En los esquemas de armadura planteados se prescriben armaduras 'secundarias' con poca o ninguna cuantificación analítica, muchas veces heredadas de recomendaciones de anteriores versiones, que tienen una gran influencia en el volumen total de armadura a disponer.

2. CONCLUSIONES A LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Se han estudiado tres tipologías típicas de encepados de edificación, correspondientes a los esquemas habituales para grupos de dos, tres y cuatro pilotes. Para cada una de las tipologías, se plantean tres posibles diámetros del pilote (D45, D65 y D85) y dos posibles cantos del encepado, uno ajustado al cumplimiento de los nudos pilote-encepado y otro ampliado un 50%. Las cargas aplicadas corresponden aproximadamente con el tope estructural de los pilotes. En total se han estudiado 18 casos diferentes.

Para cada uno de los casos se ha planteado un modelo de elementos finitos. A partir de los resultados de éste, se propone un modelo de bielas y tirantes concordante.

Se propone una solución al armado de los encepados para dos situaciones diferentes:

- Modelos MEF. Las armaduras se disponen según los esquemas indicados en la normativa vigente, adecuando las cuantías de armadura a los esfuerzos obtenidos.
- Modelos BYT. Las armaduras se disponen según los esquemas indicados en la normativa vigente, manteniendo las cuantías mínimas de armadura indicadas en la normativa vigente.

Los resultados conducen a las siguientes conclusiones:

Encepados de dos pilotes

- El comportamiento observado del encepado, se ajusta al modelo BYT incluido en la normativa vigente.
- Evaluando la armadura principal inferior a partir de los resultados del modelo de MEF, se obtienen reducciones del orden del 25%.
- Las armaduras secundarias, horizontales y verticales, pueden reducirse del orden del 60% adoptando disposiciones ajustadas a los resultados del modelo de MEF.
- La reducción total de armadura es del orden del 40-50%, ajustando la disposición de armaduras a los resultados obtenidos del modelo de MEF.

Encepados de tres pilotes

- Del modelo de MEF se deduce que no parece razonable plantear un modelo de BYT alternativo al indicado en la normativa vigente.
- Evaluando la armadura principal inferior a partir de los resultados del modelo de MEF, se obtienen reducciones del orden del 25%.
- La armadura secundaria vertical se puede reducir del orden del 50-60% ajustando la armadura mínima a disponer a los resultados tensionales observados.
- La reducción total de armadura es del orden del 25-30%, ajustando la disposición de armaduras a los resultados obtenidos del modelo de MEF.

Encepados de cuatro pilotes

- Del modelo de MEF se deduce que es razonable plantear dos modelos alternativos de Bielas y Tirante. Un primer modelo con cuatro tirantes perimetrales uniendo las cabezas de los pilotes (M1) y un segundo modelo disponiendo dos tirantes diagonales en cruz (M2).

- Evaluando la armadura principal inferior a partir de los resultados del modelo de MEF, se obtienen reducciones del orden del 25-30% para los modelos M1 y del orden de 20-25% para los modelos M2.
- La armadura secundaria vertical se puede reducir del orden del 60% ajustando la armadura mínima a disponer a los resultados tensionales observados.
- La reducción total de armadura es del orden del 30-35% para los modelos M1 y del orden de 25-30% para los modelos M2, ajustando la disposición de armaduras a los resultados obtenidos del modelo de MEF.
- El modelo alternativo M2 implica una reducción del orden del 5-10% respecto del modelo original M1.

Se observa, por tanto, que se puede reducir del orden de un 30% la armadura total dispuesta en los encepados estudiados, ajustando la disposición de armaduras a los resultados obtenidos del modelo de MEF.

El estudio previo de las trayectorias de tensiones mediante modelos de MEF, permite plantear modelos de BYT alternativos más ajustados al comportamiento real del encepado.

3. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

De las conclusiones expuestas se deduce la necesidad de plantear modelos analíticos más complejos, que ajusten de manera más aproximada al comportamiento real de los encepados. En particular, cabe destacar dos líneas de trabajo:

- Plantear expresiones sencillas que tengan en cuenta la contribución de la resistencia del hormigón en la evaluación del tirante T.
- Plantear expresiones analíticas que sean capaces de ajustar las cuantías de armadura secundaria al estado tensional real del encepado.

1. REFERENCIAS

- ACE. (2002). *Método de Bielas y Tirantes*. Monografía M-6. GEHO-ATEP
- ACI-318S-14. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. USA
- Aparicio A.C; Ramos G.; Cervera M (1996): *Criterios de proyecto de elementos de anclaje y desviación de puentes de hormigón con pretensado exterior*, XV Asamblea de la ATEP, Noviembre 1996. Logroño
- CBH-87. *Norma boliviana hormigón armado*.
- CIRSOC-201. *Reglamento argentino de estructuras de hormigón*.
- EH-68. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*
- EH-73. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*
- EH-80. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*
- EH-82. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*
- EH-88. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*
- EH-91. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*
- EHE-98. *Instrucción de hormigón estructural*
- EHE-08. *Instrucción de hormigón estructural*
- E.050-97. *Suelos y cimentaciones. Reglamento nacional de construcciones*. Perú
- E.060-09. *Concreto armado. Norma técnica de edificación*. Perú
- E. Oñate (1995): *Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos*, CIMNE, Barcelona, 1995.
- J. Calavera. *Cálculo de estructuras de cimentación*.
- Jiménez Montoya, García Messeguer, Morán Cabré, Arroyo Portero. *Hormigón Armado*

- *Manual de edificación. Mecánica de las tierras y cimientos.* ETS Arquitectura U. de Navarra
- NSR-10. *Reglamento de concreto estructural.* Colombia
- NTCRC-04. *Normas técnicas complementarias.* México.
- NTE CPE-78. *Cimentaciones Pilotes. Encepados*
- O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor (1994): *El Método de los Elementos Finitos*, volúmenes 1 y 2. CIMNE-Mc Graw Hill, 1994.
- Ramos G; Aparicio A. (1999): *Análisis global y de detalles de puentes de hormigón con pretensado exterior mediante elementos finitos*, IV Congreso de Métodos Numéricos e Ingeniería, 8-12 Junio 1999, Sevilla
- Rodriguez Ortiz, Serra Gesta, Oteo Mazo. *Curso aplicado de cimentaciones*
- Schlaich J et al , "*Towards a Consistent Design of Structural Concret*" PCI Journal. 1987