

4 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

4.1 Definición de la estructura

La estructura motivo de análisis del presente capítulo lo conforma un pilar simple de de una pasarela. La estructura esta ubicada en una zona de alta sismicidad, en el municipio de Armilla en la comunidad de Granada en España

Este pilar simple es de sección circular de diámetro de 2.0 m, con refuerzo longitudinal y transversal tipo *B500S*

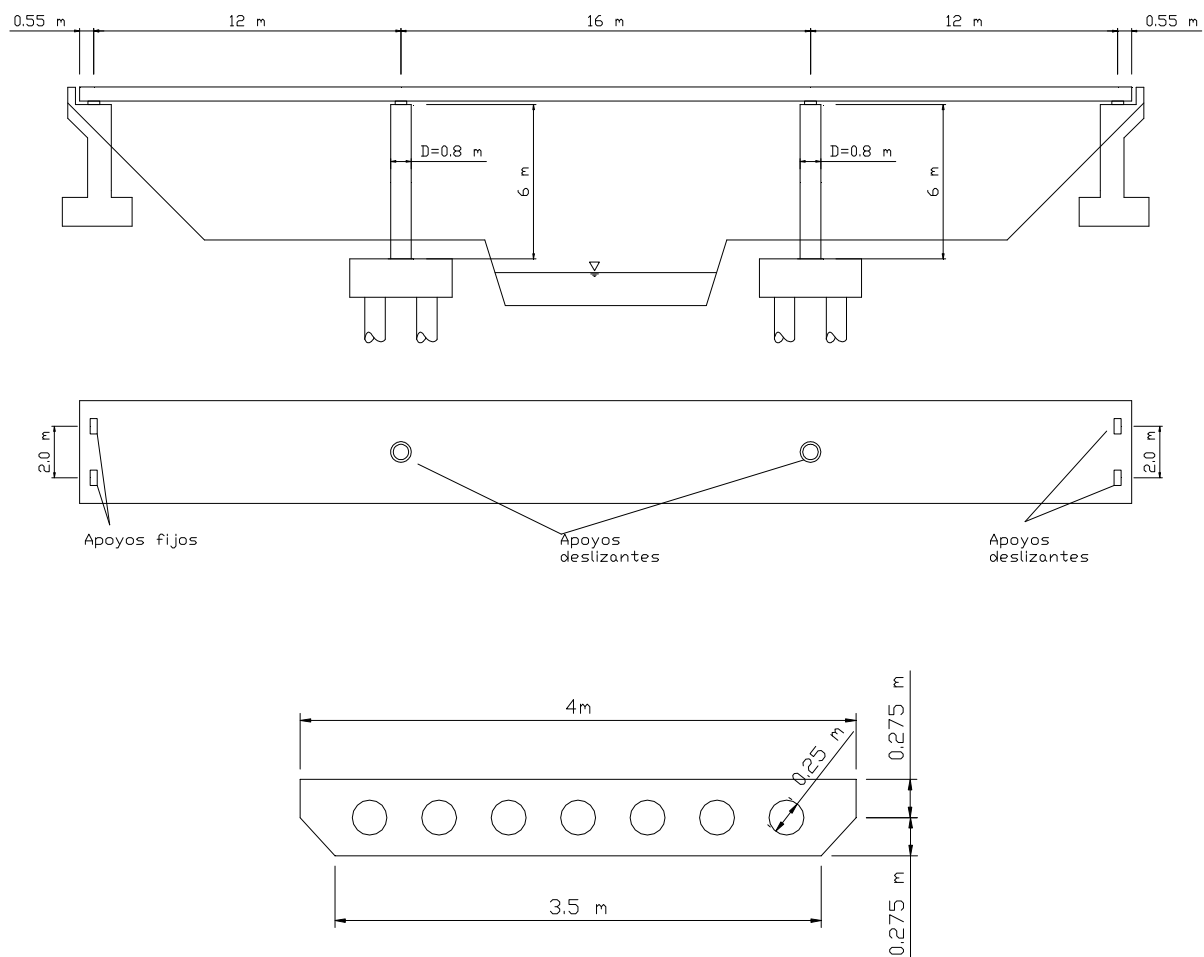


Figura 4.1. Pasarela peatonal, Elevación, planta y sección del tablero

Las solicitaciones son: El peso propio, la superficie asfáltica de 0.10 m de espesor ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$), barreras y luminarias (4 kN/m), sobrecarga de uso 4 kN/m^2 actuando en la

forma mas crítica posible ($\psi_0=0.6 / \psi_1=0.5 / \psi_2=0.2$) y el gradiente térmico $\Delta T=\pm 20$ °C ($\psi_0=0.6 / \psi_1=0.5 / \psi_2=0.2$).

El terreno de fundación es un suelo granular de compacidad media de consistencia firme

4.2 Definición de la acción sísmica

Siguiendo la Normativa Española *NCSE-02*

$a_b = 0.24$ g, aceleración sísmica básica (Del mapa de peligrosidad sísmica, ubicación: Armilla)

$K = 1.0$, el coeficiente de contribución, del *NCSE02* anejo 1, ubicación Armilla

$\rho = 1$, Coeficiente adimensional de riesgo (por tratarse de una construcción de importancia normal)

$C = 1.6$, coeficiente del terreno, terreno tipo III, suelo cohesivo de consistencia firme

Como $0.1g < \rho a_b = 0.24 < 0.4g$, entonces el coeficiente de amplificación del terreno

$$\text{será: } S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$S = 1,08$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.3376, \text{ aceleración sísmica de cálculo}$$

Para los espectros de respuesta de desplazamiento y aceleración de la *NSCE-02*:

$$T_A = K \cdot C / 10 = 0.16$$

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 0.64$$

$$T_C = 1.0 + (M_w - 5,7) = 3,0; \text{ donde } M_w \text{ es la magnitud del terremoto}$$

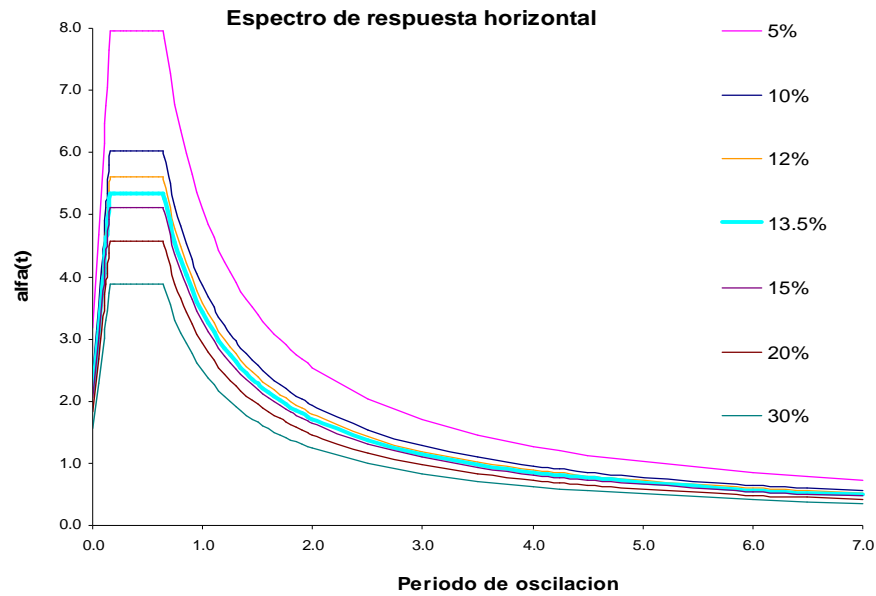


Figura 4.2. Espectro de aceleración de respuesta elástica horizontal para distintos amortiguamientos

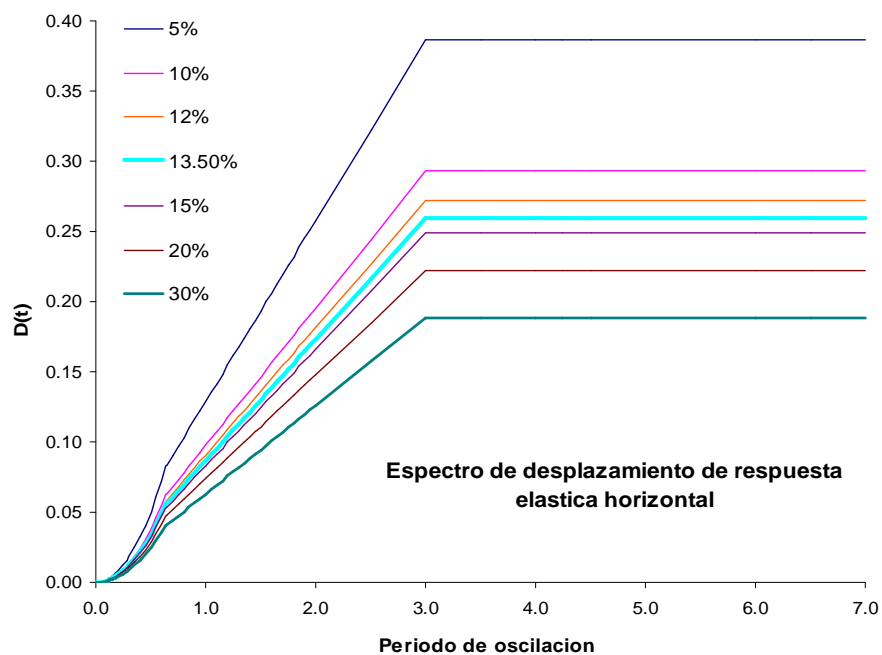


Figura 4.3 Espectro de desplazamiento de respuesta elástica horizontal para distintos amortiguamientos

Donde se usó el coeficiente de modificación del espectro en función del

amortiguamiento crítico $\nu = (5/\Omega)^{0.4}$

4.3 Diseño por desplazamiento

En esta parte se calcula el desplazamiento de diseño, los datos son:

D=800 mm	El diámetro del pilar
H=6000 mm	La altura del pilar
r = 50 mm	El recubrimiento de la armadura longitudinal
$f'_c = 35$ mm	Resistencia nominal del hormigón
$f_y = 500$ mm	Resistencia del acero de refuerzo
$d_{bl} = 25$ mm	Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

Las características de los materiales para el proyecto:

Del hormigón

$f'_c =$	35.00 N/mm ²
$f'_{ce} =$	45.50 N/mm ²
$f'_{co} =$	59.50 N/mm ²

Del acero:

$f_y =$	500 N/mm ²
$f_{ye} =$	550 N/mm ²
$f_{yo} =$	650 N/mm ²
$\epsilon_y =$	0.0025
$f_u =$	675 N/mm ²

La curvatura y desplazamiento de cedencia son:

$$\phi_y = 2.25 \epsilon_y / D = 7.031e-6$$

$$\Delta_y = \phi_y (H + L_{SP})^2 / 3 = 93.10 \text{ mm}$$

Ahora las características de la estructura en el rango no lineal, es decir la longitud de rótula plástica, longitud de penetración etc. Son:

$$k = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] \leq 0.08 = 0.07$$

$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 302.5$ mm, Longitud de penetración de la rótula en la cimentación.

$$L_P = kL_C + L_{SP} \geq 2L_{SP} = 722.5 \text{ mm, longitud de la rótula plástica}$$

$$L_P = L_P + e = 1522.5 \text{ mm, longitud de rótula plástica con decalaje}$$

4.3.1 Criterio de Diseño

Limite deriva máxima

Según el norma española NCSE-02 la ductilidad que puede adoptar una estructura tipo péndulo invertido como el caso del presente pilar no será mayor de $\mu = 2$, entonces la deriva máxima según normativa podrá estar entre $\theta = 0.025$ y $\theta = 0.03$.

Se calcula la deriva que soporta el elemento según sus características:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad \text{El desplazamiento máximo o último, que es la suma del de cedencia más el plástico}$$

$$\Delta_p = \phi_p L_p H \quad \text{El desplazamiento plástico}$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad \text{La capacidad de curvatura plástica}$$

Del estado deformacional dominante

$C = 227\text{mm}$ Profundidad del eje neutro, que depende de la carga axial del pilar de la cuantía de armadura inicial tanteada.

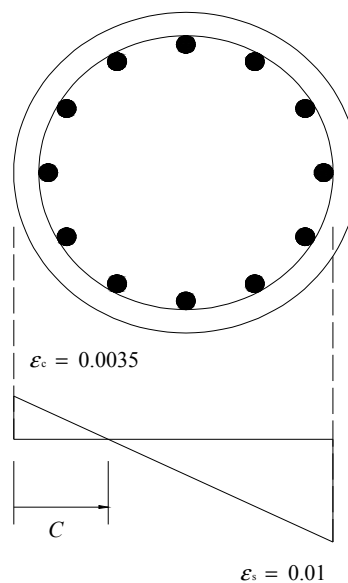


Figura 4.4 Estado deformacional elástico límite

De la figura 4.4:

$$\phi_{ls,c} = \varepsilon_{c,ls} / c = 1.528e-05$$

$$\phi_{ls,s} = \varepsilon_{s,ls} / (d - c) = 1.751e-05$$

Del estado deformacional límite mostrado en la figura 4.4 elegimos la curvatura dominante, que será la menor: 1.528e-05

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p H = 75.39$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 168.48$$

Entonces la deriva máxima del estado deformacional del elemento será

$$\theta = 0.028$$

El elemento tiene la capacidad de deformación que estipula el reglamento

Limite de ductilidad

De lo visto anteriormente la demanda de ductilidad de desplazamiento será

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1.81$$

Y la demanda de ductilidad de curvatura será:

$$\mu_\phi = 1 + \frac{1}{3} \left(\frac{L}{L_p} \right)^2 \frac{\mu_\Delta - 1}{\frac{L}{L_p} - 0.5} = 3.39$$

4.3.2 Diseño

Desplazamiento de diseño

En este análisis solo para comprobación al límite del elemento diseñaremos para una deriva de $\theta = 0.028$ y el correspondiente desplazamiento máximo o desplazamiento de diseño de $\Delta_d = 168$ mm, que será el *desplazamiento objetivo* del análisis.

Fuerza de diseño

Para el cálculo de la fuerza de diseño tenemos que determinar las propiedades de la estructura substituta o equivalente, en primer lugar determinamos mediante las formulas aproximadas el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura equivalente de un grado de libertad.

$$\xi_e = 0.05 + 0.444(\mu - 1)/\mu\pi = 0.1132$$

Del espectro de desplazamientos de la curva correspondiente al amortiguamiento viscoso del 5% leemos que el desplazamiento máximo correspondiente al periodo de esquina de 3 seg. Es $\Delta_{c,5} = 386.6$ mm

Con la ductilidad y desplazamiento de diseño ingresamos a las curvas del espectro de desplazamiento de respuesta y calculamos el periodo de la estructura equivalente o empleamos la siguiente fórmula:

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,5}} \left(\frac{0.02 + \xi}{0.07} \right)^\alpha = 1.80 \text{ segundos}$$

Ahora con el periodo y la masa equivalente, o simplemente masa en este caso de SDOF, calculamos la rigidez equivalente mediante la relación sencilla del péndulo invertido:

$$k_e = 4\pi^2 m_e / T^2 = 1905750.69 \text{ N/m}$$

Entonces la cortante basal de diseño será:

$$V_{Base} = K_e \Delta_d = 321029 \text{ N}$$

$$Mto = V_{Base} \cdot H = 1.9265E9 \text{ N.mm}$$

Diseño del elemento para resistir las fuerza y tener la ductilidad adecuada

Para la resistencia a flexión del pilar se plantea una cuantía de armadura longitudinal de 2.3%. Para alcanzar el límite de deriva máxima se necesita una deformación última de compresión $\epsilon_{c,ls} = 0.0065$ que está por encima del valor de deformación a compresión sin confinamiento y que la normativa española la toma como de

deformación última para flexión $\varepsilon_{cu} = 0.0035$, mientras que la deformación del acero de refuerzo en tracción se mantiene en el valor normal de $\varepsilon_{s,ls} = 0.01$.

Entonces se debe recurrir al sobreesfuerzo y deformaciones superiores posibles por el refuerzo transversal de confinamiento o armadura para resistir esfuerzos cortante, solo así se logra garantizar la resistencia y ductilidad necesaria.

Con cercos de diámetro $d_{bl} = 12$ mm, de tipo B500s a una separación máxima de $S_t = 200$ mm, con un recubrimiento de $c_{bt} = 50$ mm

$$\omega_w = \frac{W_{sc} f_{yd}}{W_c f_{cd}} = \frac{\sum A_{si} \cdot l_i}{A_{cc} \cdot S_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.04616, \text{ es la cuantía mecánica volumétrica}$$

de confinamiento

$\alpha = 0.7288$, el factor que tiene en cuenta la separación de los cercos, el tipo de hormigón y la disposición de las armaduras de confinamiento, entonces la deformación máxima de compresión debida al confinamiento:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,1\alpha\omega_w = 0.006864 \geq \varepsilon_{c,ls} = 0.0065$$

La comprobación de la capacidad de deformación de compresión del núcleo del pilar resulta suficiente y satisfactoria.

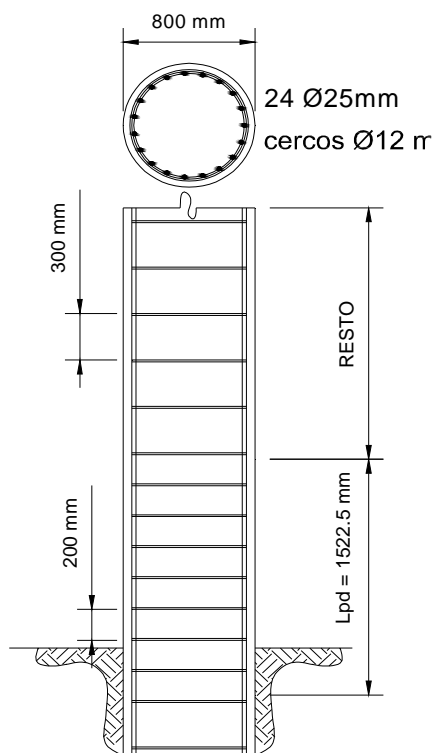


Figura 4.5 Refuerzo del Pilar según el método DDBD y sus herramientas

4.4 Diseño por Fuerzas

4.4.1 Criterio de Diseño

Normativa actual

La normativa actual española *NCSE-02* está adecuada para diseño sísmico de estructuras por el método sísmico de fuerzas para tal propósito como primer paso proporciona un mapa de macrozonificación del cual se obtiene una aceleración básica o en aceleración en la roca madre a_b , esta aceleración es proyectada como la aceleración de cálculo a_c en la superficie teniendo en consideración la calidad de suelo con el coeficiente S la importancia y el riesgo de la construcción con el coeficiente ρ . Dicha normativa proporciona también un espectro normalizado de respuesta sísmica de la estructura con el valor α , para el cálculo de la fuerza sísmica equivalente el valor alfa se reduce a $\alpha(T)$ teniendo en consideración el coeficiente de

respuesta y periodo de la estructura. Finalmente la fuerza sísmica es calculada en función de la aceleración en la superficie o aceleración de cálculo a_c , el coeficiente de respuesta reducido $\alpha(T)$ y el coeficiente de respuesta β que reduce la fuerza en función de la ductilidad de la estructura. El proyectista debe elegir el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ según la organización estructural, los materiales a emplear y los detalles constructivos el coeficiente de comportamiento por ductilidad forma el coeficiente de respuesta conjuntamente con el factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento V .

Elección del comportamiento por ductilidad

El coeficiente de comportamiento por ductilidad μ modifica la acción sísmica sobre la estructura mediante el coeficiente de respuesta, apela a la organización estructural, a los materiales estructurales, y a los detalles estructurales que garanticen lo previsto.

$\mu = 2$, coeficiente de comportamiento por ductilidad, tipo péndulo invertido

$\beta = \frac{v}{\mu} = 0.5$, coeficiente de respuesta

4.4.2 Diseño

Siguiendo las pautas del proceso de cálculo de la norma NCSE-02

$M = 157062.72$ Kg., la masa es

$I = 2.0106e10$ mm⁴, la inercia de la sección total

$E = 29742$ N/mm², el módulo de elasticidad

$K = 8305.41$ N/mm La rigidez del pilar empotrado en la base

Entonces el periodo será: $T = \sqrt{\frac{4\pi^2 m}{K}} = 0.86$ Segundos

Siguiendo el diseño por la Norma española NCSE-02:

$a_b = 0.24g$ Aceleración básica

$\rho = 1.3$ Coeficiente de riesgo, construcción de importancia especial

$C = 1.60$ Coeficiente de terreno, terreno tipo III, suelo cohesivo muy firme

Como $0.1g < \rho a_b = 0.24 < 0.4g$, entonces el coeficiente de amplificación del terreno

$$\text{será: } S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$S = 1.08$$

$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.3676$, es la aceleración sísmica de cálculo

Para los espectros de respuesta de desplazamiento y aceleración de la norma NSCE-02:

$k = 1$ Coeficiente de contribución

$$T_A = K \cdot C / 10 = 0.16$$

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 0.64$$

$$T_C = 1.0 + (M_w - 5,7) = 3,0; \text{ donde } M_w \text{ es la magnitud del terremoto}$$

Para el periodo $T = 0.86$ seg.

$\alpha = 2.5$, valor alfa del espectro de aceleración normalizado

$v = (5 / \Omega)^{0,4}$, coeficiente dependiente del amortiguamiento,

$v = 1$, para un amortiguamiento del $\Omega = 5\%$

$\mu = 2$, coeficiente de comportamiento por ductilidad, tipo péndulo invertido

$$\beta = \frac{v}{\mu} = 0.5, \text{ coeficiente de respuesta}$$

Si $T \geq T_A$

$$\alpha(T_i) = \alpha \cdot \beta = 1.25, \text{ coeficiente alfa para el periodo T}$$

$$S = a_c \cdot \alpha_i \cdot \beta = 0.203, \text{ el coeficiente sísmico adimensional}$$

El peso de la estructura correspondiente a la masa

$$P = 1.54e6 \text{ N}$$

Finalmente la fuerza de diseño será

$$F = S_i \cdot P = 311946.25 \text{ N}$$

Y el momento flector de sollicitación sísmica

$$M = 1.8717 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{mm} \text{ ó } 1.8717 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Armadura

Para el diseño de la armadura transversal tomamos en cuenta los “Requisitos especiales para estructuras someritas a acciones sísmicas” recomendaciones del Anejo 11 del *EHE*: Además, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o superior a 0,16 g:

En la norma *NCSE-02* el capítulo 4 “Reglas de diseño y prescripciones constructivas en edificaciones” para soportes de hormigón armado y cuando la aceleración sísmica de cálculo es igual o superior a 0.16g:

- La dimensión mínima de soporte de 0.30 m
- El intervalo entre barras longitudinales no será superior a 0.15m.
- La sección de la armadura longitudinal no será inferior al 1% ni superior al 6% de la sección de hormigón
- El diámetro de la armadura transversal será superior a 8 mm, por cuanto elegimos armaduras transversales o cercos de 12 mm de diámetro.
- Disposición de cercos en la base en una longitud igual a 2 veces el canto (1600 mm) a una separación de no más de 100 mm

El momento flector y fuerza axial son resistidos satisfactoriamente con un refuerzo longitudinal de 2.2% teniendo para las secciones no confinadas una deformación última de compresión de $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ y resistencia $f'_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ y en las secciones confinadas del talón se tiene $\varepsilon_{cu} = 0.011431$ y sobrerresistencia $f'_{cc} = 39.16 \text{ N/mm}^2$

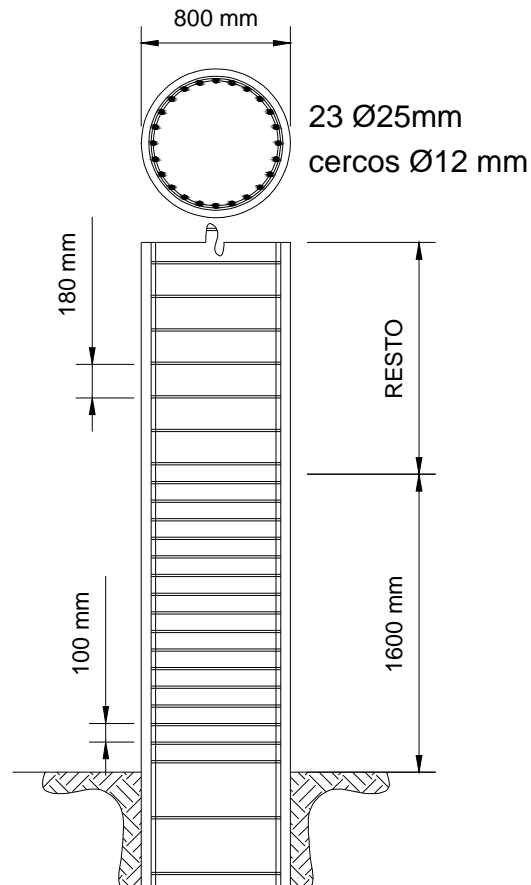


Figura 4.6 Refuerzo del Pilar según el método de las fuerzas y el NCSE-02

4.5 Verificación y comparación

4.5.1 Método estático no lineal o Push Over

a.- Método del *DDBD*

DATOS PARA EL ANALISIS SECCIONAL

Del refuerzo transversal

st = 200 mm

dbt = 12 mm

Del hormigon

eo = 0.0024

eu = 0.0065

fcc = 36.77 N/mm²

Del acero

ey = 0.0025

fy = 500 N/mm²

fu = 675 N/mm²

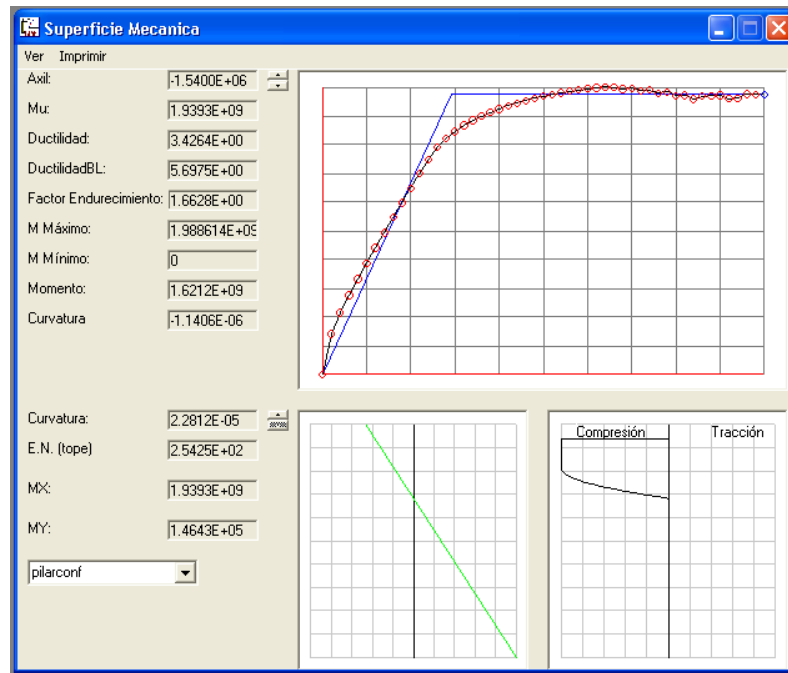


Figura 4.7 Análisis seccional momento curvatura

RESULTADOS DEL ANALISIS SECCIONAL. MOMENTO CURVATURA

curvatura ultima	$2.2812E-05$ rad/mm
ductilidad de curvatura	3.4264
curvatura de cedencia	$6.6577E-06$ rad/mm
mnto cedencia	$1.6644E+09$ N*mm
mnto ultimo	$1.9393E+08$ N*mm

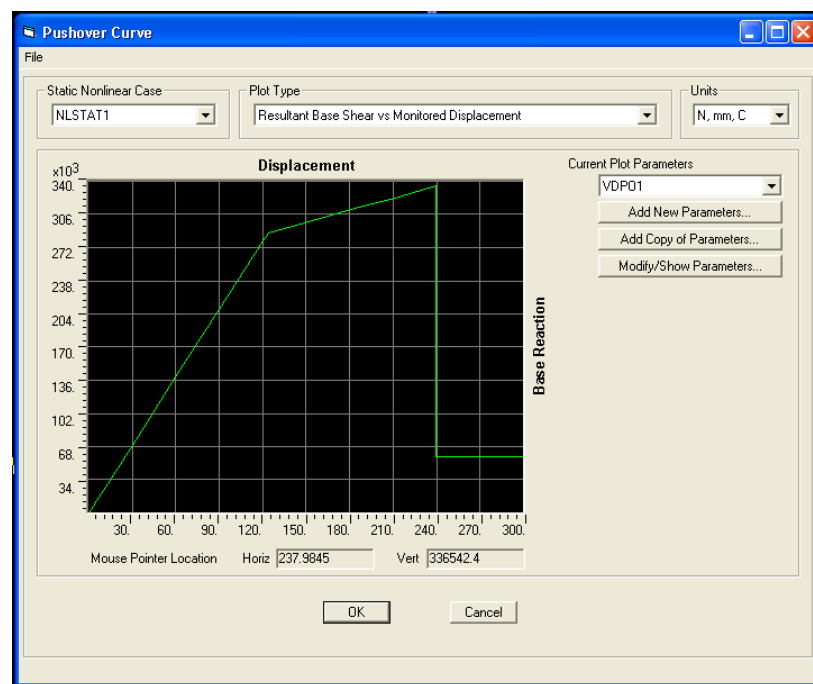


Figura 4.8 Curva capacidad del Método de DDBD

RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL ESTATICO

Desplazamiento ultimo	239 mm
Desplazamiento cedencia	124 mm
ductilidad de desplazamiento	1.93

b.- Método de las fuerzas

DATOS PARA EL ANALISIS SECCIONALDel refuerzo transversal

st =	100
dbt =	12

Del hormigon

eo =	0.002400
eu	0.011431
fcc =	39.16

Del acero

ey =	0.0025
fy =	500
fu =	675

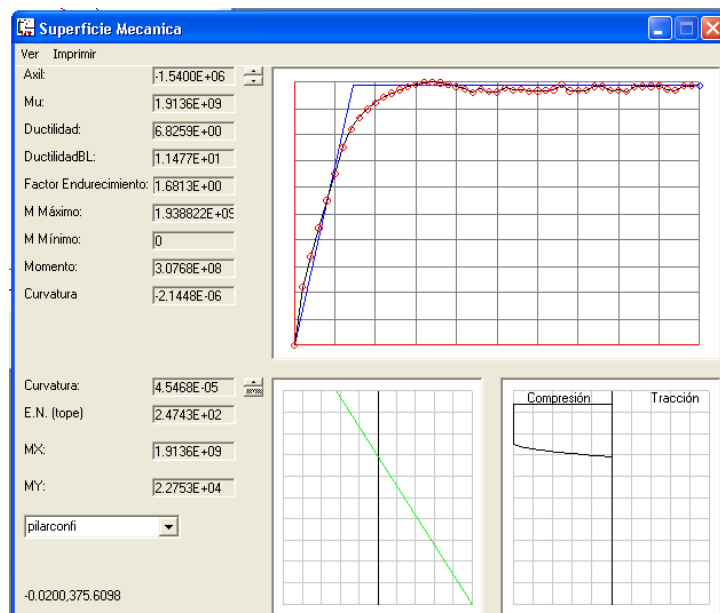


Figura 4.9 Análisis seccional Momento curvatura

RESULTADOS DEL ANALISIS SECCIONAL, MOMENTO CURVATURA

curvatura ultima	4.5468E-05 rad/mm
ductilidad de curvatura	6.8259
curvatura de cedencia	6.6611E-06 rad/mm
mnto cedencia	1.6059E+09 N*mm
mnto ultimo	1.9136E+09 N*mm

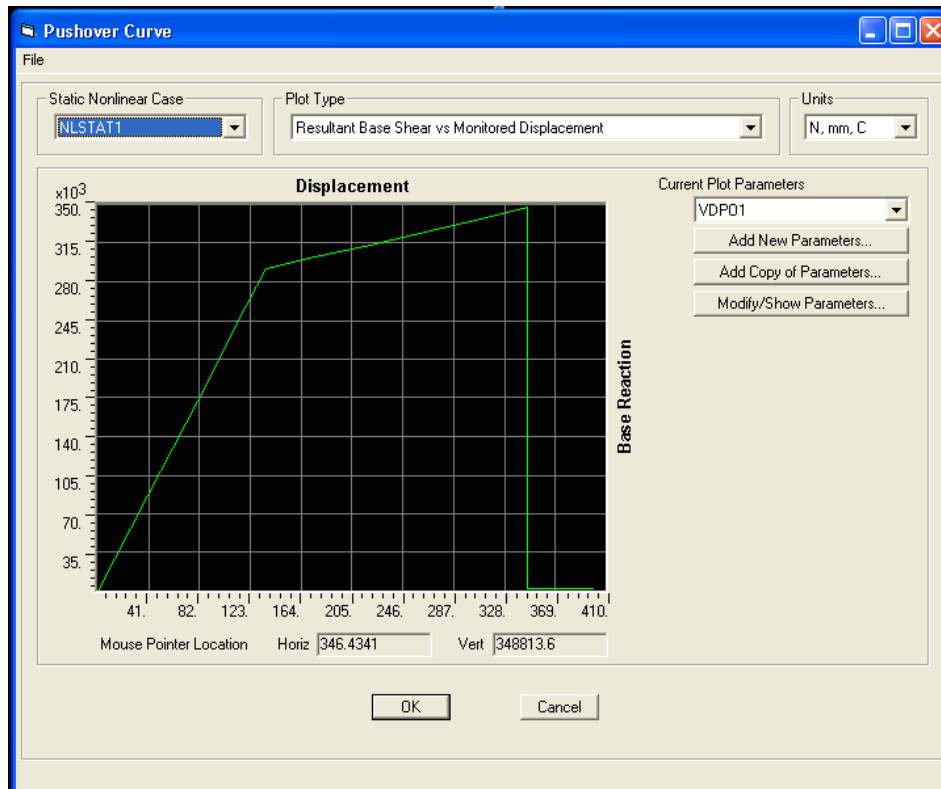


Figura 4.10 Curva Push over del Método de las fuerzas

RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL ESTATICO

Desplazamiento último	336
Desplazamiento cedencia	135
ductilidad de desplazamiento	2.56

c.- Comparación de resultados

Métodos	DDBD		FUERZAS	
	diseño	comprobado	diseño	comprobado
Cortante Basal (N)	321090		311946	
Cuantía de refuerzo longitudinal (%)	2.3		2.2	
Desplazamiento para la carga de diseño		203		208
Desplazamiento máximo (mm)	168	238	----	346
Desplazamiento de cedencia (mm)	93.10	124	----	135
Ductilidad de desplazamiento	1.81	1.92	2	2.56

4.5.2 Observaciones

- El desplazamiento de diseño es conocido en el método de *DDBD* 168 mm, mientras que en el método de las fuerzas no se conoce
- En la comprobación del diseño del pilar por el *DDBD* (análisis no lineal estático o pushover) se observa que el desplazamiento último 238 mm satisface el desplazamiento de diseño propuesto de 168 mm.
- Para el diseño del pilar por el *DDBD* la ductilidad de diseño es 1.81 y la obtenida en la comprobación (análisis no lineal estático o pushover) es de 1.92, el error es de 6%; mientras en el diseño por el método de las fuerzas la ductilidad de diseño tiene valor 2 y el valor de comprobación es de 2.56, el error es de 28%.
- Pese a que en este ejemplo los resultados son muy cercanos en el método del *DDBD* el ingeniero estructural controla mejor el desplazamiento, la ductilidad y rotación del elemento; el incremento de la capacidad de rotación del elemento se logra recurriendo a la armadura transversal o de confinamiento, la que provee sobre resistencia y mejora la capacidad última de compresión del hormigón $\epsilon_{c,ls}$ confinado.