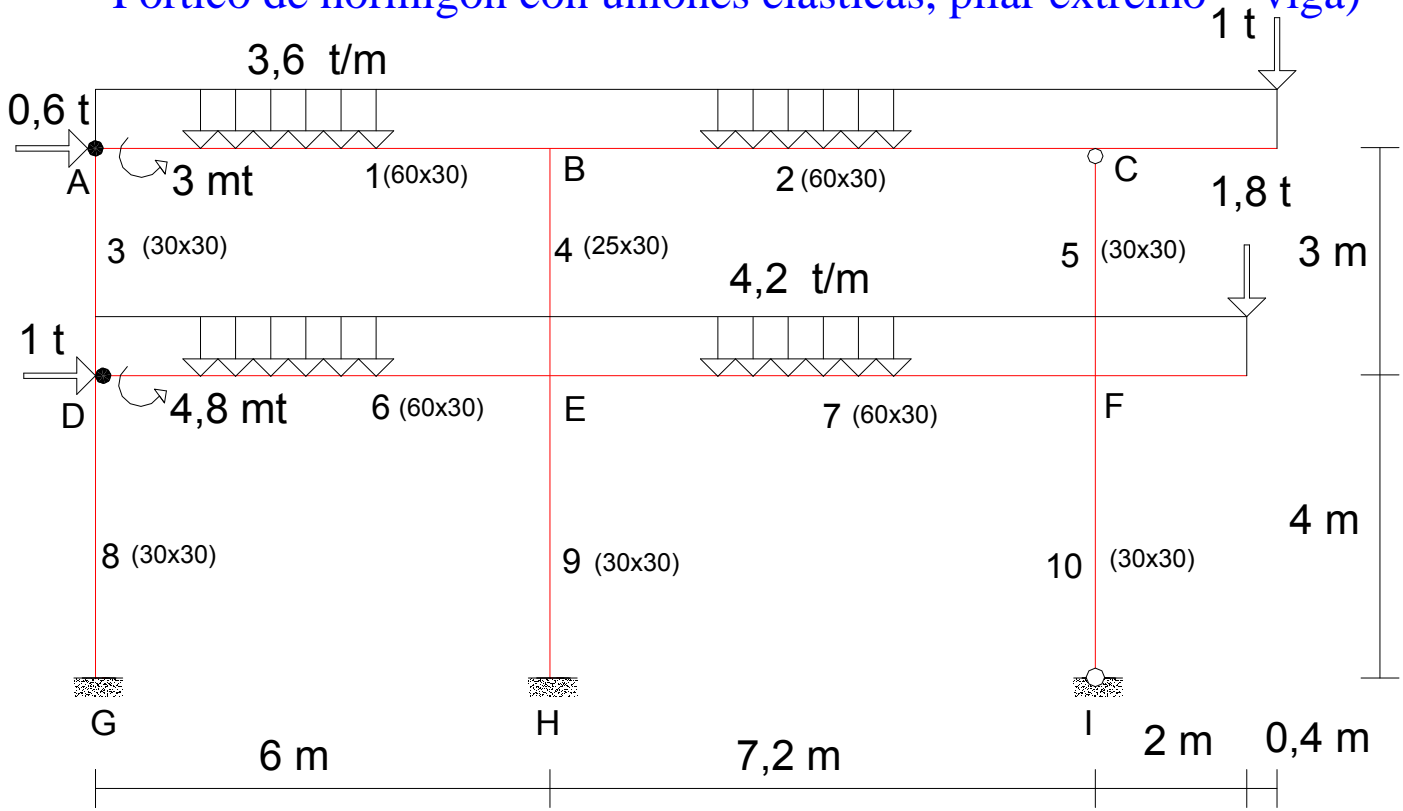
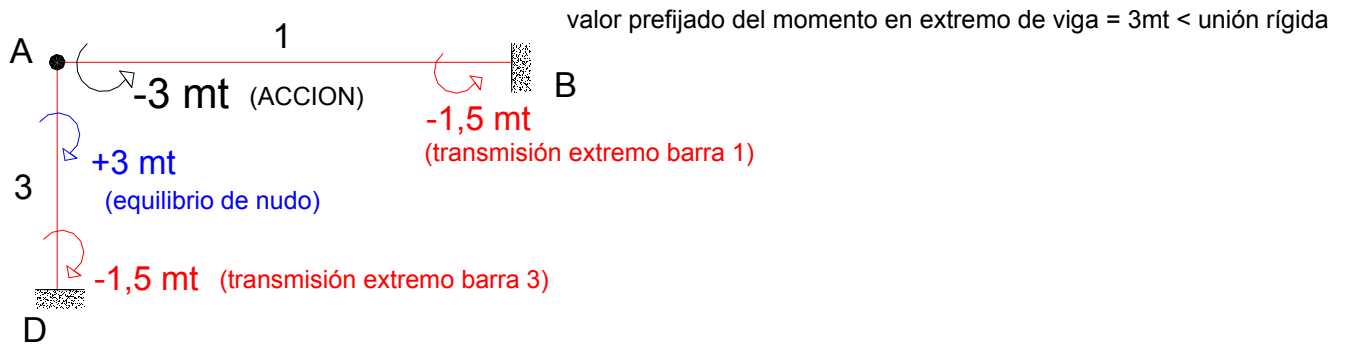


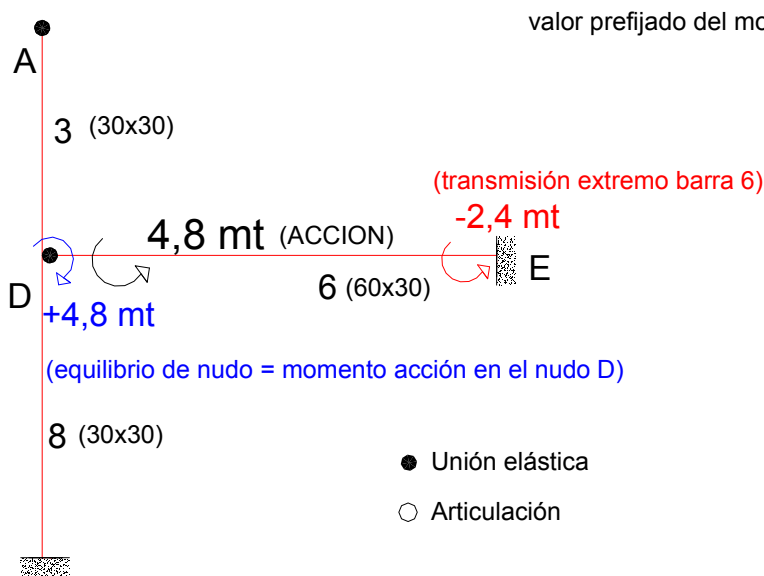
Pórtico de hormigón con uniones elásticas, pilar extremo -- viga)



Caso 1º Unión elástica pilar extremo (30x30) --- viga plana (60x30) en planta última

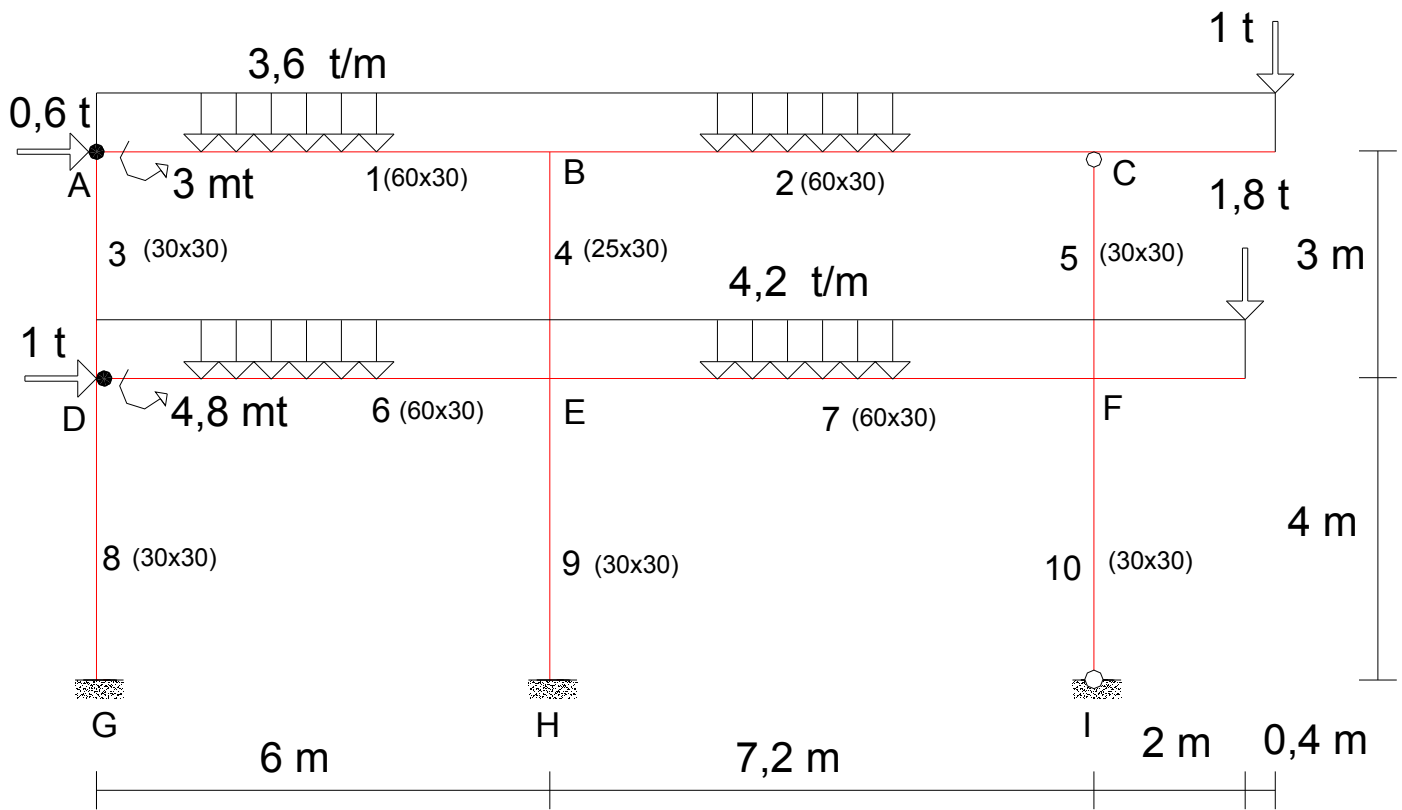


Caso 2º Unión elástica pilar extremo continuo (30x30) --- viga plana (60x30)



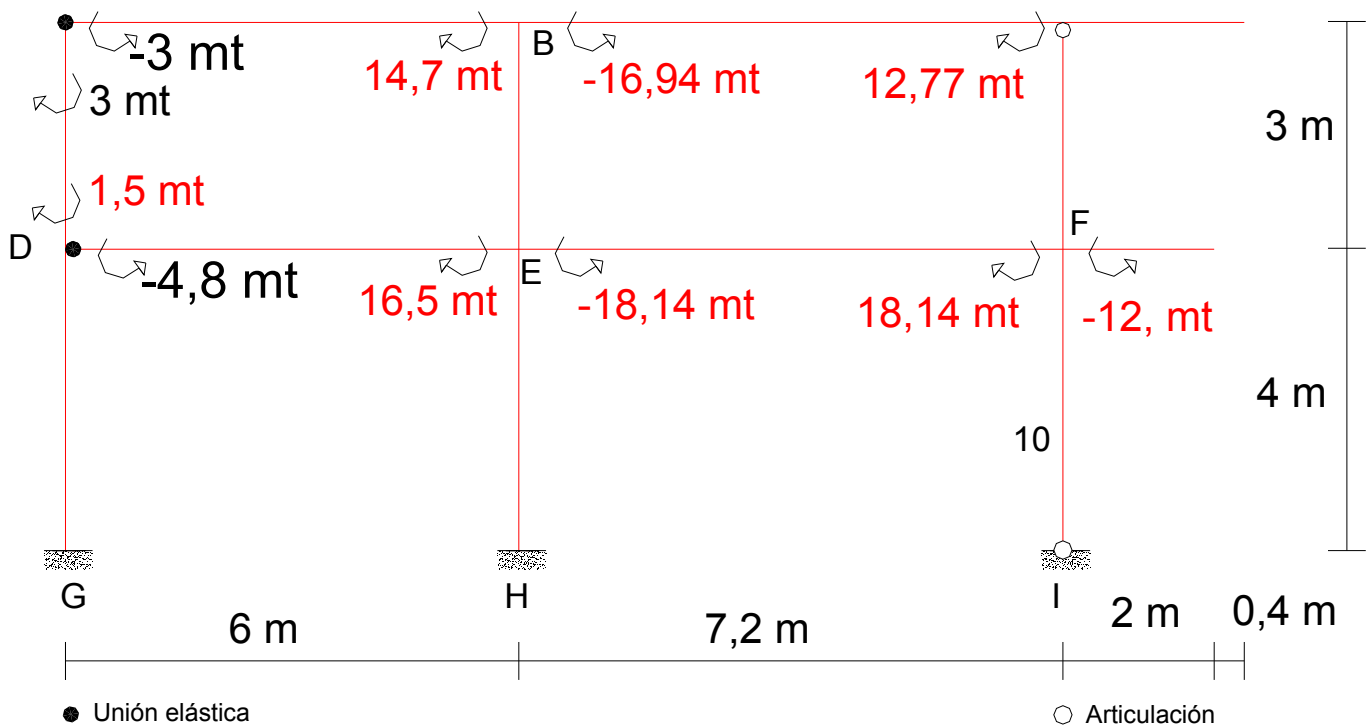
(60x30)	$K_1 = 1,00 EI \langle \rangle 1,20$
(60x30)	$K_2 = 0,83 \hat{E} I \langle \rangle 1,00$
(30x30)	$K_3 = 1,00 EI \langle \rangle 1,20$
(25x30)	$K_4 = 1,11 \hat{E} I \langle \rangle 1,33$
(30x30)	$K_5 = 1,00 EI \langle \rangle 1,20$
(60x30)	$K_6 = 1,00 EI \langle \rangle 1,20$
(60x30)	$K_7 = 1,11 \hat{E} I \langle \rangle 1,33$
(30x30)	$K_8 = 1,00 EI \langle \rangle 1,20$
(30x30)	$K_9 = 1,00 EI \langle \rangle 1,20$
(30x30)	$K_{10} = 0,75 EI \langle \rangle 0,90$

- Unión elástica
- Articulación

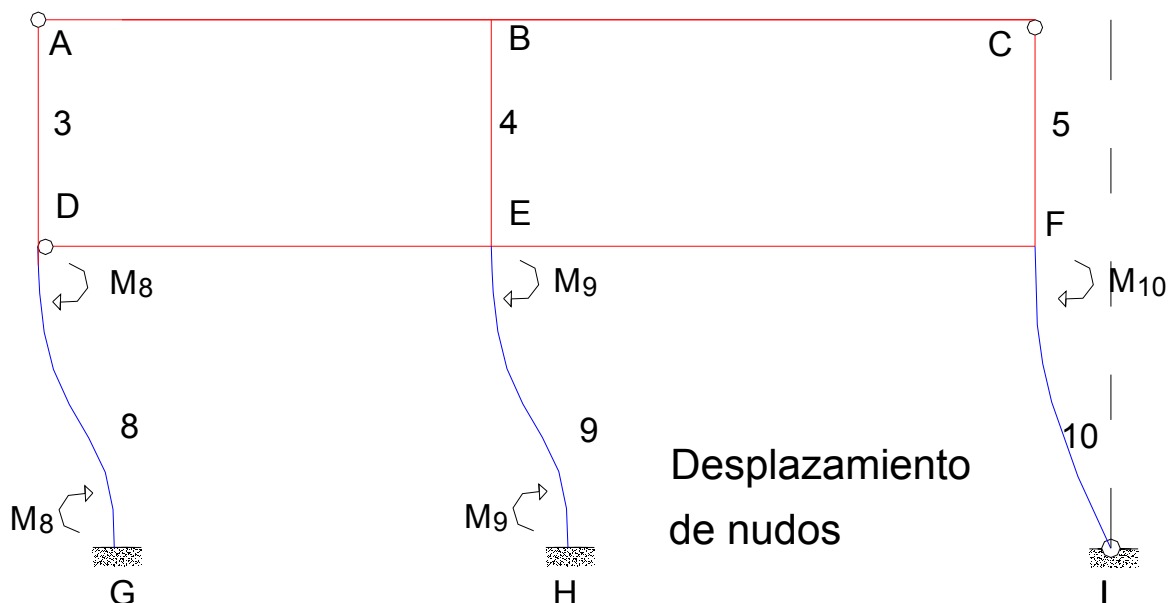
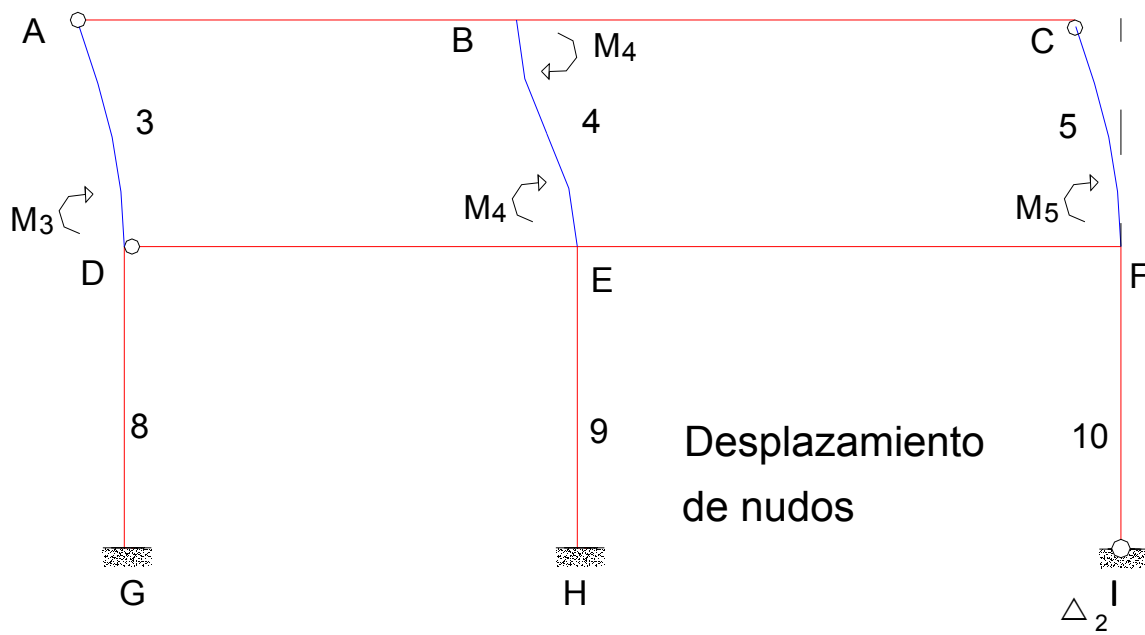
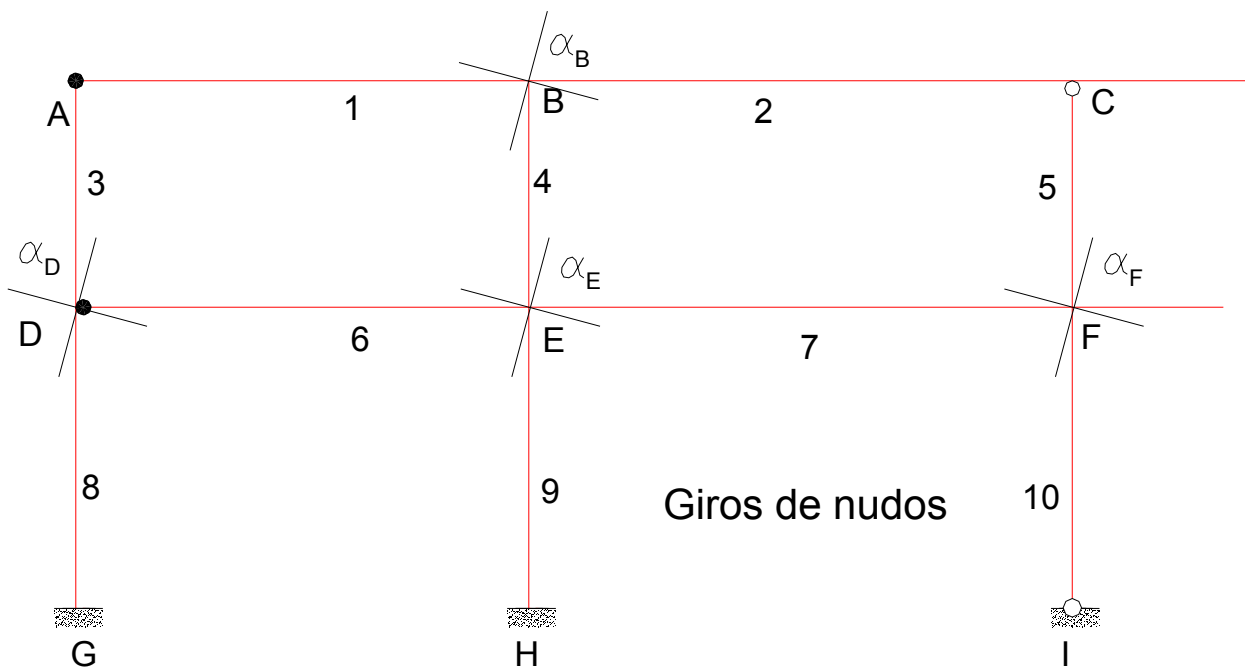


1º Efecto de las fuerzas exteriores:

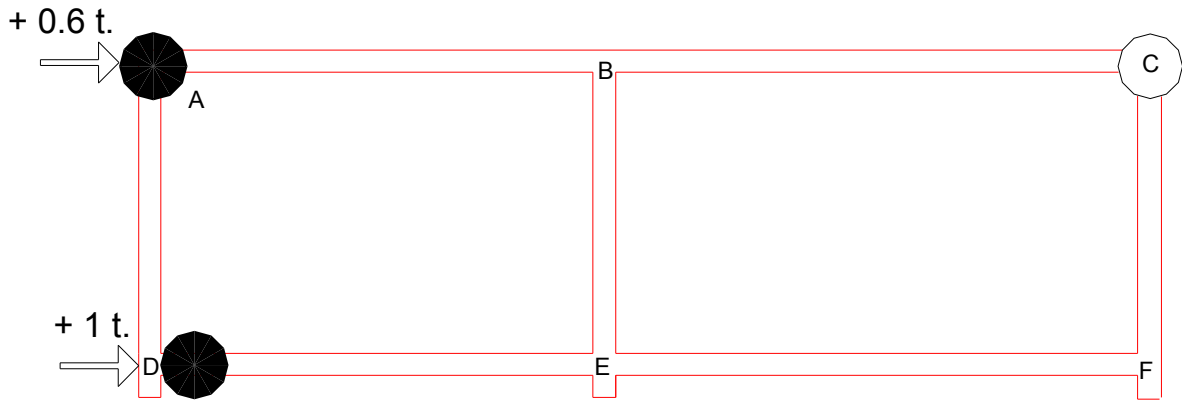
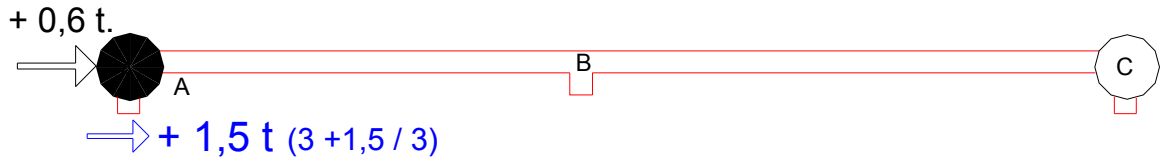
Momentos de empotramiento perfecto en extremo de barra



2º/ Efecto de las deformaciones:



Equilibrio de dinteles



3º Ecuaciones de equilibrio

	α_B	α_D	α_E	α_F	Δ_1	Δ_2		
α_B	$K_1+K_2+K_4$		$1/2 * K_4$		$1,5 * K_4 / L_4$		α_B	+2,24
α_D		K_6+K_8			$1,0 * K_3 / L_3$	$1,5 * K_7 / L_7$	α_D	+3,33
α_E	$1/2 * K_4$		$K_6+K_7+K_4+K_9$	$1/2 * K_6$	$1,5 * K_4 / L_4$	$1,5 * K_8 / L_8$	α_E	+1,54
α_G			$1/2 * K_6$	K_5+K_{10}	$1,0 * K_5 / L_5$	$1,0 * K_{10} / L_{10}$	α_F	= -6,14
Δ_1	$1,0 * K_4 / L_4$	$1,0 * K_3 / L_3$	$1,5 * K_4 / L_4$	$1,0 * K_5 / L_5$	$3K_4+K_3+K_5/h_1^2$		Δ_1	-2,10
Δ_2		$1,5 * K_7 / L_7$	$1,5 * K_8 / L_8$	$1,0 * K_{10} / L_{10}$		$3(K_8+K_9)+K_{10}/h_2^2$	Δ_2	-1,60

	α_B	α_D	α_E	α_F	Δ_1	Δ_2		
α_B	3,533		0,667		0,667		α_B	+2,24
α_D		2,40			0,40	0,45	α_D	+3,33
α_E	0,667		5,067	0,667	0,667	0,45	α_E	+1,54
α_G			0,667	3,433	0,40	0,225	α_F	= -6,14
Δ_1	0,6	0,40	0,667	0,40	0,7111		Δ_1	-2,10
Δ_2		0,45	0,45	0,225		0,5063	Δ_2	-1,60

3º Ecuaciones de equilibrio:

	α_B	α_D	α_E	α_F				
α_B	3,533		0,667		0,667		α_B	+2,24
α_D		2,40			0,40	0,45	α_D	+3,33
α_E	0,667		5,067	0,667	0,667	0,45	α_E	+1,54
α_G			0,667	3,433	0,40	0,225	α_F	= -6,14
Δ_1	0,6	0,40	0,667	0,40	0,7111		Δ_1	-2,10
Δ_2		0,45	0,45	0,225		0,5063	Δ_2	-1,60

$\alpha_B = + 2,03 / E I$	$\alpha_D = + 5,13 / E I$	$\alpha_E = + 2,40 / E I$	$\alpha_F = - 0,37 / E I$
$\Delta_1 = - 9,80 / E I$	$\Delta_2 = - 11,30 / E I$		

4º Ecuaciones de barra:

nudo	barra	MEP	B	D	E	F	Δ_1	Δ_2		
B	1	+14,70	1,20						+ 2,03	+17,136
	2	-16,94	1,00						+ 5,13	-14,910
	4		1,33		0,67		0,67		+ 2,40	-1,227
D	3	+1,50		1,20			0,40		- 0,37	+3,736
	8			1,20				0,45	- 9,80	+1,071
E	4		0,66		1,33		0,67		- 11,30	-1,980
	6	+16,50			1,20					+19,380
	7	-18,14			1,33					-14,940
	9				1,20			0,45		-2,205
F	5	+18,14				1,20	0,40			-4,364
	7				0,67	1,33				+19,087
	10					0,90		0,225		-2,875
G	8			0,67				0,45		-2,007
H	9				0,67			0,45		-3,645

Desplazamiento de plantas:

Rigidez real barra nº 8 = 1EI para el cálculo de giros y desplazamiento se utilizó:
1,2 EI.

En consecuencia los valores reales de giros y desplazamientos se obtienen (ver apartado tercero, ecuaciones de equilibrio) disminuidos en el mismo valor (1,2).

Lo anterior no afecta al cálculo de los momentos definitivos en extremo de barra, pero si hay que tenerlo en cuenta en la evaluación de los desplazamientos de planta, si se desea conocerlos.

Ejemplo:

Hormigón HA -25 (árido de cuarzo $\alpha = 1$)

Módulo elasticidad hormigón (EHE): $E = 8500 * (f_{cm,j})^{1/2} = 8500 * (33)^{1/2}$

$E = 27264 \text{ N/mm}^2$.

I pilar nº 8 y nº 3 (30 x 30) = 67500 cm⁴

→ Rigidez pilar nº 8 = $[4 EI */ 400] / 10^5] = 1840 \text{ t*m}$

→ Rigidez pilar nº 3 = $[3 EI */ 300] / 10^5] = 1840 \text{ t*m}$

Desplazamiento de plantas:

1º/ Desplazamiento de techo planta baja:

$\delta = 11,3 * (1,2) * 100 / 1840 = 1130 / 1840 = 0,61 \text{ cm} < L / 500 = 400 / 500 = 0,8 \text{ cm}$

2º/ Desplazamiento techo planta 1ª:

$\Delta = (11,3 + 9,8) * (1,2) * 100 / 1840 = 2110 / 1840$

$\Delta = 1,38 \text{ cm} < L / 500 = 700 / 500 = 1,40 \text{ cm}$