



**EPS**

Escola Politècnica

**UdG** Superior

## **Projecte/Treball Fi de Carrera**

**Estudi:** Enginyeria Tècn. Ind. Mecànica. Pla 2002

**Títol:** APLICACIÓ DEL CàLCUL D'ESFORÇOS EN SEGON ORDRE I DEL TRACTAMENT DE LES IMPERFECCIONS EN ESTRUCTURES METÀL·LIQUES SEGONS EL CODI TÈCNIC DE L'EDIFICACIÓ (CTE)

**Document:** MEMÒRIA

**Alumne:** Albert Masó Donadeu

**Director/Tutor:** Francesc Xavier Cahís i Carola  
**Departament:** Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial  
**Àrea:** Enginyeria de la Construcció

**Convocatòria** (mes/any): Setembre/2008

# ÍNDIX

1 – Introducció	
1.1 – Antecedents	3
1.2 – Objecte	4
1.3 – Abast	5
2 – Metodologia utilitzada en l'estudi	6
3 – Estructura analitzada en l'estudi	
3.1 – Descripció de la geometria	8
3.2 – Imperfeccions	12
3.3 – Accions i combinacions	14
3.4 – Característiques dels perfils emprats	23
3.5 – Estructura final analitzada	26
4 – Dimensionat i càlcul de barres a flexo-compensió amb el CTE	
4.1 – Càlcul d'esforços	28
4.2 – Tractament de la translacionalitat	31
4.2.1 – Coeficient d'amplificació	37
4.2.2 – Efecte $p-\delta$	41
4.2.3 – Comparació dels 2 mètodes	44
4.3 – Comprovació a nivell de secció	49
4.4 – Comprovació a nivell de barra	57
5 – Dimensionat i càlcul de barres a flexo-compensió amb l'antiga NBE-EA-95	
5.1 – Introducció. Càlcul d'esforços i translacionalitat	70
5.2 – Comprovació a nivell de secció	79
5.3 – Comprovació a nivell de barra	80
6 – Comparació dels mètodes i dels resultats obtinguts	81

7 – Resum del pressupost	.....	84
8 – Conclusions	.....	85
9 – Relació de documents	.....	86
10 – Bibliografia	.....	87
11 – Agraïments	.....	88
Annex A – Descripció del suport informàtic: SAP2000	.....	89
Annex B – Disseny de l'estructura final analitzada	.....	100
Annex C – Diferències en el càlcul d'accions i combinacions entre el CTE i la NBE-AE-88. Càlcul d'esforços	.....	112
Annex D – Verificació de la comprovació dels perfils efectuada pel SAP2000	.....	122
Annex E – Justificació de les consideracions adoptades per a classificar la secció	.....	131
Annex F – Càlcul del coeficient $\beta$ de la longitud de vinclament	.....	138

# **1 – INTRODUCCIÓ**

## **1.1 – Antecedents**

El dia 29 de Març de l'any 2006 va entrar en vigor el Codi Tècnic de l'Edificació (a partir d'ara CTE) que tot i no ser d'obligat compliment en aquells primers moments va obligar a la gent del món del càlcul en edificació i execució constructiva a començar a familiaritzar-se amb les noves instruccions que proposava.

El dia 30 de Març de l'any 2007, just un any després de l'entrada en vigor, el CTE es va convertir en una instrucció d'obligat compliment, derogant algunes normes que fins aquell moment molta gent ja tenia per mà.

El CTE va introduir algunes modificacions respecte les normes vigents fins aquell moment i que van quedar derogades quan el CTE va ser d'obligat compliment. Un dels canvis importants que comporta la nova norma respecte l'antiga, pel que fa al càlcul d'estructures d'edificis, és el tractament de les imperfeccions i de les inestabilitats (càlcul en 2<sup>on</sup> ordre). L'antiga norma no definia amb claredat aquest aspecte.

## **1.2 – Objecte**

Aquest estudi se centra en el document del CTE que es refereix a les estructures metàl·liques d'acer, concretament en els càlculs a tenir en compte a l'hora de realitzar pòrtics d'estructura d'edificació amb perfils metàl·lics laminats. Aquest document és el DB-SE-A, que són les sigles de “Document Bàsic Seguretat Estructural Acer”. Aquest document introdueix algunes modificacions en el mètode de càlcul de les estructures metàl·liques respecte l'antiga norma.

La idea d'aquest estudi és fer una comparació entre les dues normes – la vella i ja derogada, i la nova i vigent – i com tracten el càlcul d'esforços en segon ordre i el tractament de les imperfeccions.

Com ja s'ha comentat aquest Document Bàsic de la Seguretat Estructural en Acer del CTE (DB-SE-A) substitueix l'antiga norma que es referia al càlcul d'estructura metàl·lica, la NBE-EA-95. En l'aplicació de les accions i el càlcul d'esforços s'utilitza del CTE el Document Bàsic dedicat a les accions en l'edificació (DB-SE-AE) i que substitueix l'antiga NBE-AE-88.

## **1.3 – Abast**

L'estudi es limita al tractament de la inestabilitat i de les imperfeccions en estructures metàl·liques segons les dues normatives de referència en el càlcul i anàlisi metàl·lic dels darrers anys.

Es realitza una comparació dels mètodes que proposa cada una de les normes mitjançant el desenvolupament d'un cas pràctic que es defineix a continuació i que consisteix en el pòrtic d'una estructura metàl·lica.

Cal dir que l'anàlisi que es realitza en aquest estudi només tracta l'estructura segons el mètode dels Estats Límits Últims (E.L.U.), per tant, no es fixa en límits i recomanacions que marquen els Estats Límits de Servei (E.L.S) com poden ser valors de fletxa màxims, comprovacions d'estabilitat...

## **2 – METODOLOGIA UTILITZADA EN L'ESTUDI**

La comparativa entre les dues normes esmentades a la presentació anterior (CTE i NBE-EA-95), que centra l'atenció d'aquest estudi, es fa a través del càlcul d'un cas pràctic. Del propi procés de càlcul i dels resultats se n'extreuen les conclusions finals de l'estudi.

En primer lloc dir que el cas pràctic que s'utilitza és un pòrtic. Però no és un pòrtic qualsevol. Com que l'estudi tracta de les imperfeccions i del tractament del segon ordre és necessari que sigui un pòrtic translacional. A l'annex B es descriuen els passos realitzats per aconseguir un pòrtic translacional.

Aquest estudi parteix d'una estructura metàl·lica porticada, que es podria correspondre amb la d'un edifici real amb un ús residencial. L'anàlisi se centra en un dels seus pòrtics centrals. Com ja s'ha comentat, aquest pòrtic serà translacional.

Una vegada definit el pòrtic que ens serveix de cas pràctic es passa a fer una anàlisi dels esforços als que està sotmès. Aquest pas es fa amb l'ajuda d'un programa informàtic, el SAP2000, que ens permet trobar aquests esforços de manera ràpida i còmoda amb una correcta introducció del model. A l'annex A es descriuen una mica les característiques i el funcionament d'aquest suport informàtic.

Val a dir en aquest punt que l'estudi compara les dues normatives, però únicament en vol comparar el sistema de càlcul que ofereix cada una referent a les imperfeccions i al segon ordre. És per aquest motiu que, tot i que pel càlcul de les sol·licitacions i de les seves combinacions s'haurien d'aplicar diferents coeficients de majoració o minoració de les accions segons cada norma, es realitza únicament a través del que actualment el CTE articula. El motiu d'aquest fet és disposar del mateix estat de càrregues abans d'aplicar els dos mètodes normatius i que els resultats que s'obtinguin difereixin únicament degut a aquests mètodes de càlcul en 2<sup>on</sup> ordre emprats.

A l'annex C es pot trobar un petit anàlisi de les diferències que hi ha en calcular les accions i les seves combinacions segons es faci amb la norma actual, el CTE, o bé amb l'antiga, la NBE-AE-88.

Una vegada obtinguts els esforços del pòrtic del nostre cas pràctic es passa a fer una comprovació del dimensionat de la barra més sol·licitada a flexo-compensió segons les dues normes objecte d'estudi. És en aquests apartats on es veuen les diferents maneres que permeten calcular pòrtics translacionals, per tant amb tractament del 2<sup>on</sup> ordre, les dues normes.

A més a més, es realitza una petita comparació dels resultats dels càlculs que s'obtenen analíticament amb els que ens ofereix el programa informàtic, ja que ell calcula segons l'Eurocodi 3 i accepta o no el perfil assignat a una barra mitjançant un coeficient que l'anomena *PMM ratio*. A l'annex D hi ha un exemple amb la validació d'aquest coeficient que fa servir el SAP2000.

Una vegada realitzats tots aquests càlculs s'està en posició de comparar quin dels mètodes de càlcul és més conservador, el grau de complexitat dels processos d'anàlisi... i d'aquesta manera arribar a la conclusió de si les modificacions que ha aportat la nova normativa, el CTE, són realment significatives, és a dir, suposen un estalvi en material, una anàlisi més rigorosa dels esforços, permeten abordar situacions més complexes, etc.



### 3 – ESTRUCTURA ANALITZADA EN L'ESTUDI

#### 3.1 – Descripció de la geometria

El cas pràctic que s'utilitza per a la realització d'aquest estudi consisteix en el pòrtic ressaltat amb el color blau que forma part de l'estructura metàl·lica dibuixada a la figura 3.1 que hi ha a continuació.

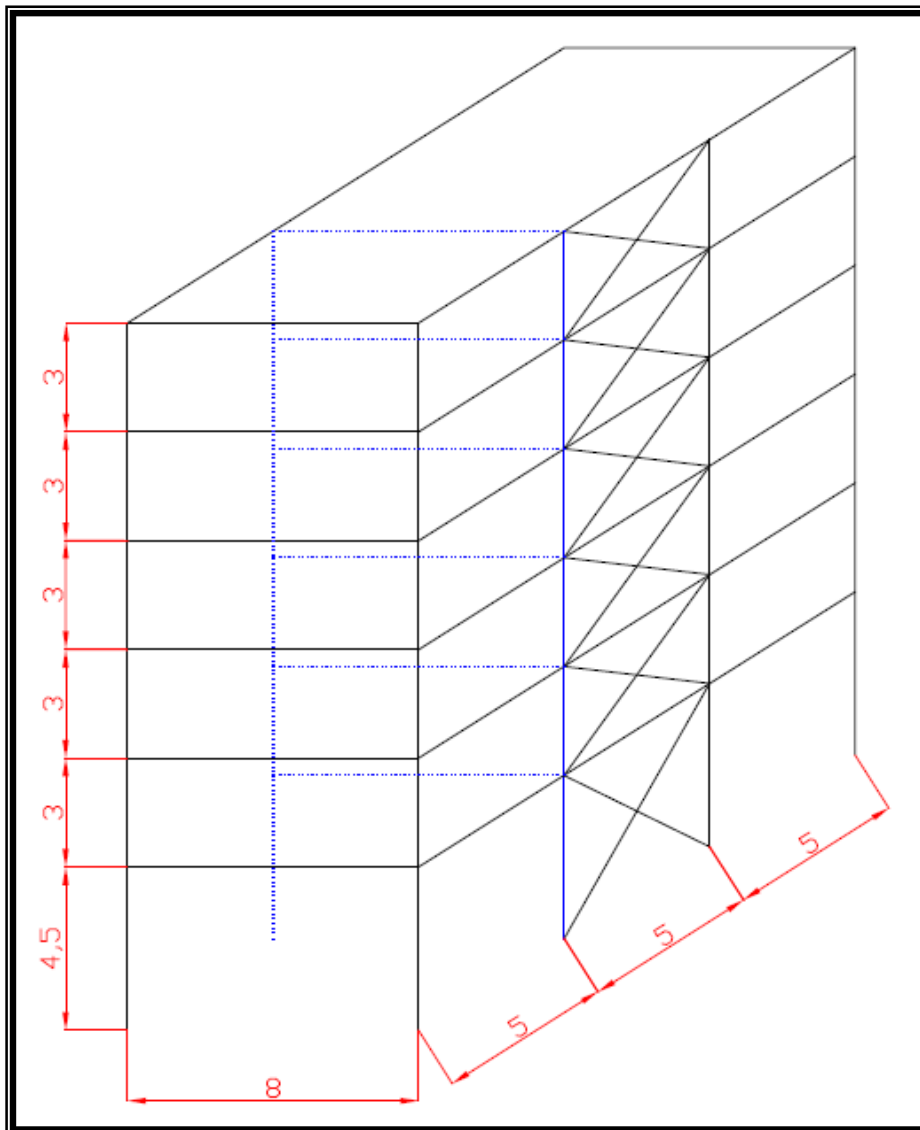


Figura 3.1 – Geometria del cas pràctic analitzat. Distàncies expressades en metres

Tal com es veu a la figura 3.1, el cas pràctic consisteix en un pòrtic interior d'un sol vànol, de 8 metres de llum, d'un edifici porticat de 5 plantes més coberta. Cada planta té una altura de 3 metres, excepte la planta baixa que té una altura de 4,5 metres. L'estructura metàl·lica sencera consta de 4 pòrtics separats una distància de 5 metres.

Aquests pòrtics de l'estructura estan formats per pilars i bigues de perfils laminats de característiques comercials. El procés de selecció d'aquests perfils i la seva orientació, així com les característiques de l'acer que utilitzen, queda definit a l'annex B d'aquesta memòria.

La coberta està formada per unes corretges IPE 160 col·locades cada 2 metres, conformant un forjat col·laborant en posició inclinada degudament aïllat i recobert amb teula àrab. Pels forjats s'ha optat pel mateix forjat col·laborant que es recolza sobre unes corretges IPE 160 longitudinals col·locades cada 2 metres al llarg de la nau, que a la vegada aquestes es recolzen sobre les bigues del pòrtic.

A partir d'aquest mateix capítol d'aquesta memòria ja es treballa i es calcula amb l'estructura final adoptada. El procés de selecció dels perfils estructurals descrit a l'annex B és necessari perquè el nostre pòrtic no pot ser un qualsevol sinó que ha de ser un pòrtic translacional segons la definició del CTE i així poder realitzar els càlculs que són objecte d'aquest estudi.

A la figura 3.2 que hi ha a continuació s'hi veu representada de manera esquemàtica una planta tipus de l'estructura del nostre cas pràctic on s'hi distingeixen els diferents perfils utilitzats. Les corretges representades són les encarregades d'aguantar el forjat col·laborant i, a la vegada, carreguen a l'embigat principal, també representat.

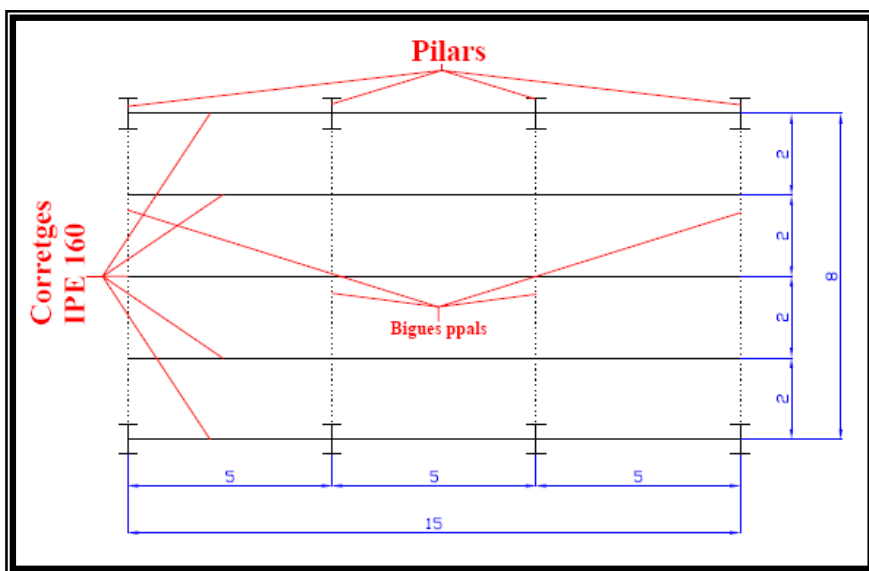


Figura 3.2 – Planta tipus de l'estructura. Distàncies en metres.

A la figura 3.3 s'hi pot veure una secció transversal, esquemàtica, d'una de les plantes tipus on s'hi veu la posició dels diferents elements.

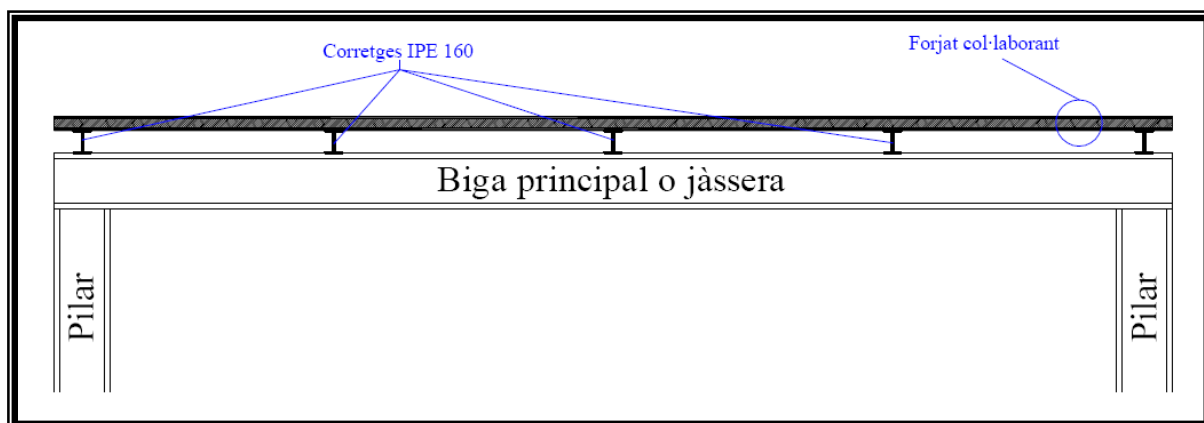


Figura 3.3 – Secció transversal d'una planta tipus

Per a la definició de l'estat de càrregues de l'estructura que ens ocupa, s'ha suposat l'edifici destinat a l'habitatge de gent jove, és a dir, el seu ús serà el de fer-ne petites vivendes per a joves amb pocs recursos a la població de Sant Hilari Sacalm.

En quant als acabats interiors dels pisos, res especial a remarcar: els envans d'obra enguixada i pintada amb lavabos i cuina enrajolats. El terra de tots el pis amb gres col·locat sobre el forjat col·laborant amb la respectiva capa d'anivellació de morter després de passar-hi les instal·lacions.

## 3.2 – Imperfeccions

Una de les novetats important que ha aportat el CTE és que contempla les imperfeccions de manera molt més específica que l'anterior norma, la NBE-EA-95. L'apartat 5.4 – “Imperfecciones Iniciales” del document DB-SE-A és el que tracta els defectes geomètrics de les barres, és a dir, desviacions geomètriques respecte la geometria ideal degudes a tensions residuals, variacions de fabricació i muntatge e inclús variacions locals del límit elàstic.

La norma actual defineix dos tipus d'imperfeccions: les imperfeccions globals i les locals. Les imperfeccions globals fan referència als desploms dels pilars, és a dir, al fet que la verticalitat dels pilars de l'estructura no sigui perfecta, per tant, hi ha un angle  $\Phi$  de desviació respecte la vertical. A la figura 3.4 es pot veure un petit exemple d'aquest tipus d'imperfeccions, extret de la pròpia norma.

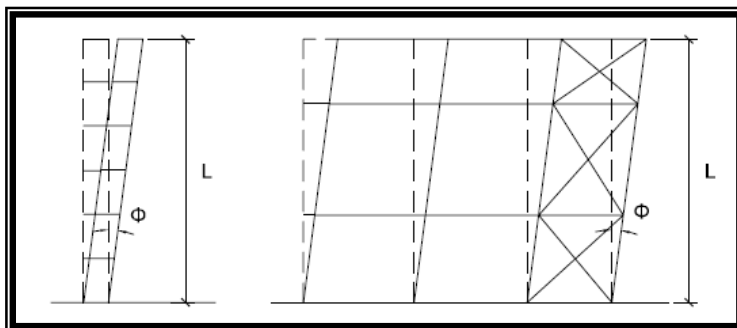


Figura 3.4 – Imperfeccions globals (DB-SE-A apartat 5.4.1 )

Les imperfeccions locals són les degudes a la guerxesa que puguin tenir els pilars o barres. Dit amb altres paraules aquest tipus d'imperfeccions contempen “la panxa” que puguin fer les barres. Aquest tipus d'imperfeccions locals es tracten segons el valor d'un coeficient de reducció per vinclament ( $\chi$ ), que es defineix a l'apartat 4.4 d'aquesta memòria. Si aquest coeficient de reducció per vinclament,  $\chi$ , és superior a 0,85 s'ha d'aplicar el mètode d'anàlisi de vinclament de barres que proposa el CTE i que es descriu a l'apartat 4.4 d'aquest estudi.

En el cas contrari, que  $\chi$  sigui inferior a 0,85, per a que el model tingui en compte els dos tipus de defectes geomètrics s'han d'aplicar unes imperfeccions de forma senoïdal que es descriuen a l'articulat del CTE. En aquest cas es considera que el possible vinclament de les barres queda inclòs en el model. Més endavant, en els càlculs relatius a les inestabilitats de les barres segons el CTE ja es verificarà més detalladament aquest tema.

Els dos tipus d'imperfeccions geomètriques es poden tenir en compte a través d'unes accions equivalents. Aquestes accions equivalents el que fan és introduir unes forces fictícies que deformarien les barres de forma equivalent a la seva imperfecció, i permetrien una anàlisi en segon ordre partint d'una geometria inicial no deformada. A la figura 3.5, extreta directament de l'articulat del CTE, es veu esquemàticament com aplicar aquestes accions equivalents.

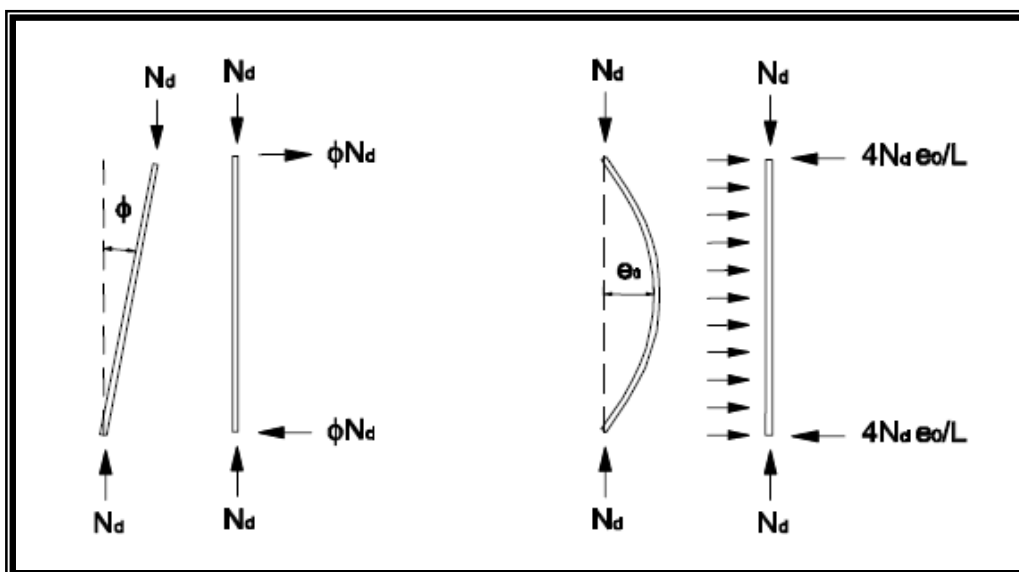


Figura 3.5 – Accions equivalents a les imperfeccions (DB-SE-A apartat 5.4.2)

El primer dels casos representats a la figura 3.5 és per trobar les accions equivalents a unes imperfeccions globals d'una estructura. Com es pot veure permet considerar la barra com a ideal (totalment recta) introduint unes accions horitzontals que són el valor de l'angle de desplom,  $\Phi$ , en radians per l'esforç axial,  $N_{sd}$ , al que està sotmesa la barra. Pel que fa al segon dibuix de la figura 3.5, serveix per trobar les accions equivalents a unes imperfeccions locals. En aquest cas la teoria és la mateixa però el càlcul es complica una mica més perquè hi intervé el factor " $e_0$ " que vol simular la fletxa o "panxa" de la barra.

### **3.3 – Accions i combinacions**

Les accions que afecten a l'estructura del cas pràctic les calculem a través del document DB-SE-AE del CTE, que introdueix algunes diferències respecte la norma antiga que regia aquest càlcul, la NBE-AE-88. A l'annex C d'aquesta memòria s'hi pot trobar el càlcul detallat amb les 2 normes i on s'hi remarquen les diferències bàsiques que ha introduït el CTE.

Com que l'objectiu d'aquest estudi se centra en l'anàlisi de les imperfeccions i del tractament del 2<sup>on</sup> ordre, en tots els càlculs que es fan s'utilitzen les sol·licitacions obtingudes de les combinacions d'accions segons el CTE. El motiu d'emprar els esforços deguts al CTE per a tots els càlculs és el voler partir dels mateixos valors i que les diferències en els resultats finals només siguin degudes als mètodes de càlcul que proposa cada norma. Si es parteix de diferents valors de sol·licitacions no es podria saber a què són degudes les diferències dels resultats finals.

L'estructura del cas pràctic està sotmesa a accions permanents, accions variables o sobrecàrregues d'ús, a vent i a neu. No es contemplen accions accidentals com pot ser el sisme, ja que la zona on es durà a terme la construcció no és propensa a que n'hi hagi.

El càlcul de totes les accions es descriu a continuació tenint en compte que la distància entre pòrtics és de 5 metres i que la distància entre les corretges que suporten el forjat col·laborant és de 2 metres. Aquestes distàncies es defineixen amb claredat a l'anterior figura 3.2. Els valors que s'utilitzen de pesos dels diferents materials són els que el CTE obliga a tenir en compte en el seu document referent a les accions en la edificació, el DB-SE-AE.

A l'annex C s'hi poden trobar els dibuixos de totes les accions carregades a l'estructura, és a dir, una per una on s'ha carregat i amb quin valor.

A la taula 3.1 es defineixen les accions permanents que afecten el cas pràctic.

Taula 3.1  
Accions permanents que afecten al pòrtic de l'exemple

			Element	Pes element	Distància d'afectació		TOTAL
<b>ACCIONS PERMANENTS</b>	COBERTA	perm.cob	Forjat Col·laborant	2 kN/m <sup>2</sup>	5 m	10 kN/m	12,4 kN/m
			Corretges (IPE 160)	0,2 kN/m <sup>2</sup>	2 m	0,4 kN/m	
			Teules	0,4 kN/m <sup>2</sup>	5 m	2 kN/m	
	FORJATS	perm.pis	Forjat Col·laborant	2 kN/m <sup>2</sup>	5 m	10 kN/m	16,9 kN/m
			Corretges (IPE 160)	0,2 kN/m <sup>2</sup>	2 m	0,4 kN/m	
			Gres de 3 cm	0,5 kN/m <sup>2</sup>	5 m	2,5 kN/m	
			Envans	0,8 kN/m <sup>2</sup>	5 m	4 kN/m	
	PARETS PB	perm.pa2	Parets laterals de tancament planta baixa d'altura 4,5 m	10,5 kN/m	5 m	52,5 kN	52,5 kN/m
	PARETS	perm.pa1	Parets laterals de tancament a partir 1 <sup>a</sup> planta d'altura 3 m	7 kN/m	5 m	35 kN	35 kN
	IMPERFECCIONS	imperfec	Consultar taula 2.2				

En quant a les imperfeccions inicials globals, com ja s'ha dit es tenen en compte mitjançant unes accions equivalents (4<sup>th</sup> paràgraf de l'apartat 3.2 d'aquesta memòria). Més endavant, a la taula 3.2, ja es defineix el seu valor per al cas pràctic. Abans es detalla el procediment que es segueix per aconseguir-les trobar ja que la manera de fer-ho és laboriosa i val la pena comentar-la detalladament.

La nova norma no defineix clarament com trobar les accions equivalents. El que sí dóna és una expressió per calcular el seu valor:

$$N_{imp} = \Phi \cdot N_{sd} \quad (3.1)$$

En aquesta expressió es relaciona l'angle  $F$  de desplom dels suports i l'esforç axial  $N_{sd}$  que reben aquests suports. El que no defineix és com aconseguir aquests axials. Amb accions majorades? Amb accions no majorades? Amb els esforços deguts a les combinacions? En aquests estudi s'ha fet sense majorar les accions però introduint-les dins una combinació. Aquesta combinació ja està subjecte a uns coeficients de ponderació.



Pel cas que ens ocupa s'ha obrat de la següent manera: carregar el pòrtic amb totes les accions que ja es coneixen i amb una combinació característica imaginària (on no s'apliquen coeficients de ponderació a les accions) i d'aquesta manera obtenir els esforços axials que cada barra suporta. D'aquesta combinació se n'extreuen les sol·licitacions axials que suporten els pilars i amb aquests valors ja es pot aplicar l'expressió 3.1.

La norma defineix l'angle de desplom,  $\Phi$ , en funció del número de plantes de suports que tingui el pòrtic. En el nostre cas tenim 2 suports i 6 altures, per tant el valor de l'angle és:

$$\Phi = \frac{1}{300} \text{ radiants}$$

A la figura 3.6.a representada a continuació hi ha el pòrtic del cas pràctic que s'està analitzant amb un desplom  $\Phi$ , és a dir, amb una imperfecció inicial global. La figura 3.6.b ofereix el diagrama d'esforços axials del pòrtic corresponent a la combinació característica definida anteriorment. Aquests esforços axials que es presenten a la figura ens permetran trobar les accions equivalents a les imperfeccions inicials globals pel nostre cas.

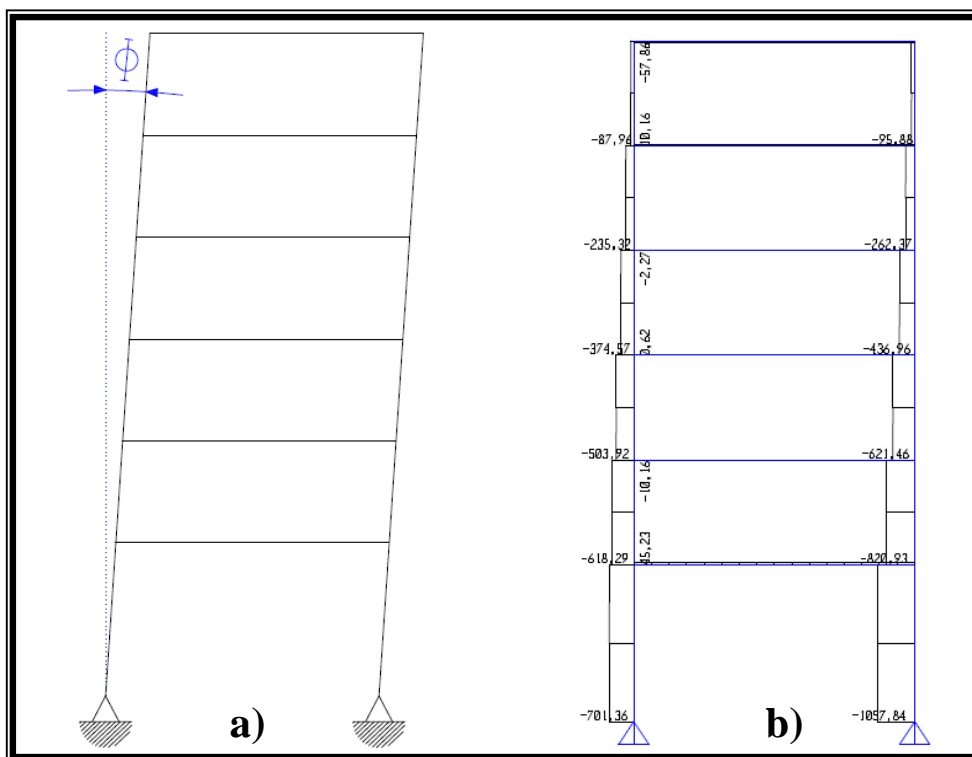


Figura 3.6 – Pòrtic a) imperfecció global i b) diagrama d'esforços axials de les barres (Unitats en kN)

Pel que fa a l'aplicació de l'expressió 3.1 que defineix la norma, a cada barra cal aplicar-li la seva acció equivalent,  $N_{imp}$ , que és resultat del valor del seu esforç normal,  $N_{Sd}$ , per l'angle  $\Phi$  de desplom. Aquest plantejament s'entén millor amb la figura 3.7.b on a cada barra se li aplica la seva corresponent acció equivalent. D'aquest cas a partir d'ara en aquesta memòria se'n dirà "imperfeccions repartides".

Amb l'objectiu de simplificar una mica el procediment i realitzar un càlcul més conservador, es pot plantejar un cas més desfavorable: aplicar al nus esquerre de cada planta l'acció equivalent corresponent al doble de l'esforç axial major d'entre els dos pilars que té cada planta. Aquest plantejament es mostra a la figura 3.7.b. D'aquest cas a partir d'ara en aquesta memòria se'n dirà "imperfeccions esquerra".

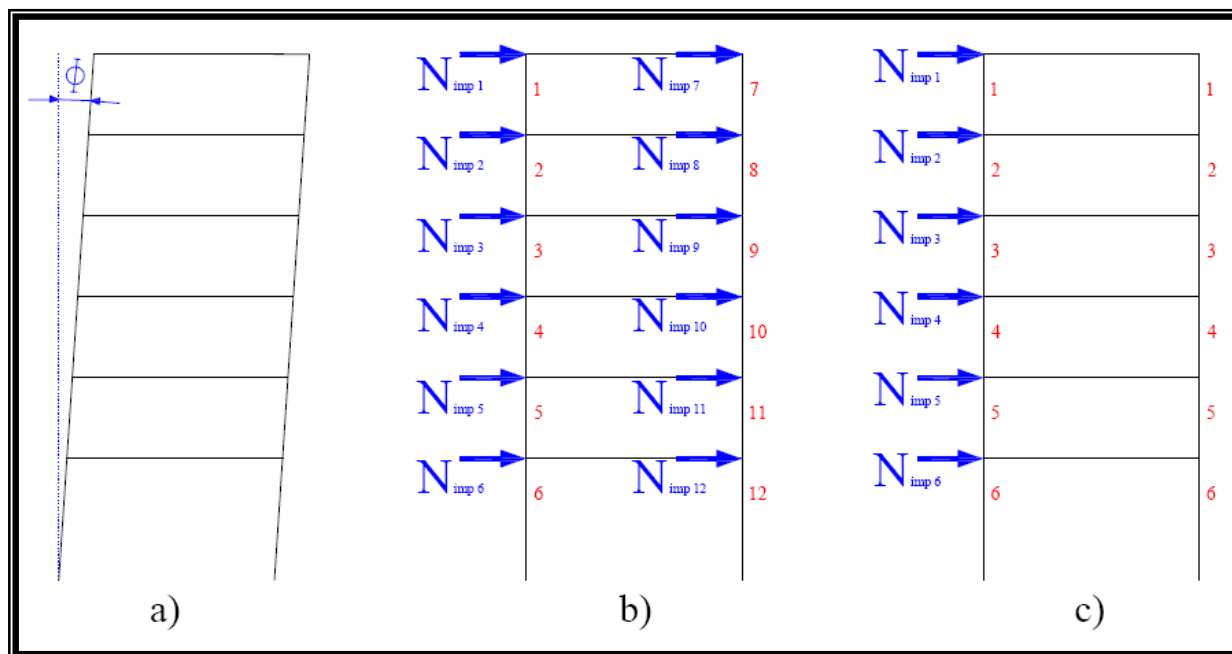


Figura 3.7 – Diferents maneres de carregar les imperfeccions globals a el pòrtic

Tenint en compte els esforços axials trobats i representats a la figura 3.6.b i l'expressió 3.2 definida pel càlcul de les accions equivalents del nostre cas pràctic es poden trobar els valors que adopten les accions equivalents per a cada un dels casos que es plantegen a la figura 3.7.a i 3.7.b.

$$N_{imp} = f \cdot N_{Sd} = \frac{1}{300} \cdot N_{Sd} \quad (3.2)$$

Mitjançant l'expressió 3.2 es poden construir les següents taules 3.2 i 3.3 on s'hi representen el valor de les accions equivalents per a cada un dels possibles mètodes explicats. Per al posterior anàlisi de l'estructura que es realitza en el cas pràctic s'escollirà el cas que sigui més desfavorable i que carregui més l'estructura i, així, obtenir uns resultats més conservadors.

La taula 3.2 correspon al mètode exposat a la figura 3.7.b.

Taula 3.2  
Accions equivalents segons mètode  
"imperfeccions repartides"

Nº barra	Imperfeccions repartides: $N_{imp} = \Phi \cdot N_{sd}$		
	$\Phi$ [rad]	$N_{sd}$ [kN]	$N_{imp}$ [kN]
1	1/300	87,96	0,29
2	1/300	235,32	0,78
3	1/300	374,57	1,25
4	1/300	503,92	1,68
5	1/300	618,29	2,06
6	1/300	701,36	2,34
7	1/300	95,88	0,32
8	1/300	262,37	0,87
9	1/300	436,96	1,46
10	1/300	621,46	2,07
11	1/300	820,93	2,74
12	1/300	1097,84	3,66

La taula 3.3 correspon al mètode exposat a la figura 3.7.c.

Taula 3.3  
Accions equivalents segons mètode  
"imperfeccions esquerra"

Nº barra	Imperfeccions esquerra: $N_{imp} = \Phi \cdot 2 \cdot N_{sd \text{ màx}}$			
	$\Phi$ [rad]	$N_{sd \text{ màx}}$ [kN]	$2 \cdot N_{sd \text{ màx}}$ [kN]	$N_{imp}$ [kN]
1	1/300	95,88	191,76	0,64
2	1/300	262,37	524,74	1,75
3	1/300	436,96	873,92	2,91
4	1/300	621,46	1242,92	4,14
5	1/300	820,93	1641,86	5,47
6	1/300	1097,84	2195,68	7,32

A la taula 3.4 que es presenta a continuació es realitza una comparació dels resultats obtinguts del càlcul de les accions equivalents segons els dos mètodes descrits anteriorment: el de les imperfeccions repartides i el de les imperfeccions a l'esquerra.

Taula 3.4  
Variació de les accions equivalents

Variació de l'acció equivalent ( $N_{imp}$ ) segons mètode utilitzat				
	Mètode utilitzat	Nº barra	$N_{imp}$ (kN)	Variació
PLANTA 1	Imperfeccions repartides	6 + 12	6,00	
	Imperfeccions esquerra	6	7,32	22,04%
PLANTA 2	Imperfeccions repartides	5 + 11	4,80	
	Imperfeccions esquerra	5	5,47	14,08%
PLANTA 3	Imperfeccions repartides	4 + 10	3,75	
	Imperfeccions esquerra	4	4,14	10,44%
PLANTA 4	Imperfeccions repartides	3 + 9	2,71	
	Imperfeccions esquerra	3	2,91	7,69%
PLANTA 5	Imperfeccions repartides	2 + 8	1,66	
	Imperfeccions esquerra	2	1,75	5,44%
PLANTA 6	Imperfeccions repartides	1 + 7	0,61	
	Imperfeccions esquerra	1	0,64	4,44%

En aquesta taula es relacionen les accions equivalents a tenir en compte a cada planta segons cada un dels mètodes. En quant a la numeració de les plantes i de les barres, s'agafa segons es veu a la figura 3.7.b i 3.7.c. A l'última columna d'aquesta taula s'hi representa amb el color blau el % de variació que hi ha en el valor de les accions equivalents per planta si es calcula amb un o l'altre mètode. Com es pot veure sempre els valors són majors calculant segons les imperfeccions a l'esquerra, i com més càrrega hi ha als pilars de la planta la variació és més destacable. Així doncs a la planta baixa, per exemple, carregar les imperfeccions a l'esquerra és un 22 % més desfavorable que aplicar-les de manera repartida. A partir d'ara s'utilitzarà el cas més desfavorable per ser el més conservador.

Recuperant el càlcul de les accions que afecten l'estructura del nostre cas pràctic, i una vegada calculades totes les accions permanents, a la taula 3.5 que hi ha a continuació es defineixen les accions variables que afecten al cas pràctic, incloses les accions del vent i de la neu.

Taula 3.5  
Accions variables que afecten al pòrtic de l'exemple

			Element	Pes element	Distància d'afectació		TOTAL
<b>ACCIONS VARIABLES</b>	COBERTA	us.cob	Coberta amb inclinació < 20°	1 kN/m <sup>2</sup>	5 m	5 kN/m	5 kN/m
	FORJATS	us.pis	Forjats amb una ús de zona residencial	2 kN/m <sup>2</sup>	5 m	10 kN/m	10 kN/m
	NEU	neu	Càrrega a considerar zona de Girona	0,4 kN/m <sup>2</sup>	5 m	2 kN/m	2 kN/m
	PRESSIÓ	vent 1	$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$	0,8 kN/m <sup>2</sup>	5 m	4 kN/m	4 kN/m
	SUCCIÓ	vent 1	$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$	0,7 kN/m <sup>2</sup>	5 m	3,5 kN/m	3,5 kN/m

Pel que fa a la combinació d'accions, el CTE defineix, en absència d'accions extraordinàries i accions accidentals:

$$\sum_{j \geq 1} g_{G,j} \cdot G_{k,j} + g_p \cdot P + g_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} g_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Aquesta fórmula considera l'acció simultània de:

- totes les accions permanents en el seu valor de càlcul ( $\gamma_G \cdot G_k$ ) inclòs el pretesat si n'hi ha ( $\gamma_G \cdot P$ ).
- una acció variable determinant en el valor de càlcul, és a dir, la que té l'efecte més desfavorable ( $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$ ).
- la resta d'accions variables en el valor de combinació, és a dir, afectades pel coeficient de simultaneïtat d'accions ( $\psi_0$ ).

Per a combinar les accions són necessaris els coeficients de seguretat ( $\gamma$ ) i els coeficients de simultaneïtat ( $\psi$ ). A la figura 3.8 que hi ha a continuació s'hi representa les taules que ofereix el CTE per a l'assignació d'aquests coeficients. S'hi remarca els coeficients que utilitzarem al cas pràctic plantejat en aquest estudi.

**Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones**

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

**Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )**

	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,8	0,5	0
Temperatura	0,8	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transtables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Figura 3.8 – Taules coeficients seguretat i simultaneïtat extretes del CTE DB-SE-1

En el nostre cas pràctic es defineixen 3 combinacions d'accions descrites a la taula 3.6 que hi ha a continuació. A partir d'aquestes combinacions es trobaran les envoltants de les sol·licitacions a l'estructura.

Taula 3.6  
Combinacions d'accions del cas pràctic

Nº Combinació	Nom Combinació	Acció	Coefficient seguretat ( $\gamma$ )	Coefficient simultaneïtat ( $\psi$ )	
1	caract	perm.cob	1	X	
		perm.pls			
		perm.pa2			
		perm.pa1			
		Imperfec			
		us.cob			1
		us.pls			
		neu			
		vent 1			
2	usdeter	perm.cob	1,35	X	
		perm.pls			
		perm.pa2			
		perm.pa1			
		Imperfec			
		us.cob	1,5	1	
		us.pls		0,6	
		neu		0,5	
		vent 1			
1	ventdeter	perm.cob	1,35	X	
		perm.pls			
		perm.pa2			
		perm.pa1			
		Imperfec			
		us.cob	1,5	0,7	
		us.pls		0,6	
		neu			
		vent 1		1	

Les 3 combinacions definides i que es veuen a la taula 3.6 anterior són:

- la combinació 1 anomenada “caract” és una combinació sense coeficients de ponderació que únicament ha estat utilitzada pel càlcul de les accions equivalents a les imperfeccions globals.

- la combinació 2 anomenada “usdeter” considera que les accions variables determinants són les d'ús, és a dir, les referents a l'ús que tindrà l'estructura. Aquest fet fa que les accions del vent i de la neu quedin minorades pel coeficient de simultaneïtat.

- la combinació 3 anomenada “ventdeter” considera el vent com acció determinant i fa que les accions d'ús i neu es vegin afectades pel coeficient de minoració per simultaneïtat.

### 3.4 – Característiques dels perfils emprats

Les característiques mecàniques que tenen els perfils que s'utilitzen per a l'estructura metàl·lica del cas pràctic són les característiques normals de perfils laminats comercials a Europa i que vénen regits per la norma UNE EN 10025.

A continuació es detallen algunes d'aquestes característiques mecàniques que s'utilitzen en els càlculs que vénen a continuació en aquest estudi.

- mòdul elàstic longitudinal:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- mòdul elàstic transversal:  $G = 81000 \text{ N/mm}^2$
- coeficient de Poisson:  $\mu = 0,30$
- coeficient dilatació tèrmica:  $\alpha = 0,000012 \text{ (}^\circ\text{C)}^{-1}$
- densitat:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Pel que fa al límit elàstic i de ruptura que s'utilitza durant l'estudi i que depèn del tipus d'acer dels perfils i dels espessors de les seves ales s'ha seguit el que es descriu a la següent taula 3.7 extreta directament del CTE:

Taula 3.7  
Resistència dels acers comercials. Taula extreta del DB-SE-A del CTE

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)			
	Tensión de limite elástico $f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$			Tensión de rotura $f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$3 \leq t \leq 100$
S235JR				
S235J0	235	225	215	360
S235J2				
S275JR				
S275J0	275	265	255	410
S275J2				
S355JR				
S355J0	355	345	335	470
S355J2				
S355K2				
S450J0	450	430	410	550



A la taula anterior s'han remarcat els dos tipus d'acer que s'utilitzen en aquest estudi: S275JR i S355JR. El primer és un acer comercial que es troba amb tota la normalitat. El segon és un acer que s'utilitza en casos on siguin necessàries resistències elevades. El sufix "JR" que porten a la seva designació fa referència a que són acers utilitzables en construccions soldades ordinàries.

Pel que fa als perfils, sempre que les tensions i les fletxes ho permetin s'haurien d'usar perfils laminats IPE. Això és per motius econòmics ja que amb menys acer que el d'un perfil HEB són perfils molt eficients a flexió. Les bigues amb perfils HEB s'haurien d'emprar en casos de necessitat d'un cantell de forjat reduït i així un millor aprofitament de l'alçada màxima edificable, en casos de necessitar un millor recolzament per a d'altres bigues... Els perfils HEB per a pilars ocupen menys espai i degut a la seva forma més quadrada permeten un millor aprofitament de l'espai en planta. Com que l'acer es ven a pes i els perfils HEB porten més acer a les ales per una mateixa altura de perfil (respecte un perfil IPE) són més cars. Al nostre cas pràctic es treballarà amb perfils HEB degut a exigències resistents. A l'annex B es detallen aquestes exigències.

Les característiques geomètriques dels perfils HEB són les que es veuen a la figura 3.9 que hi ha a la següent pàgina. S'ha remarcat la zona on hi ha els perfils que s'usen en el pòrtic del cas pràctic que ens ocupa.

Perfil	Dimensiones							Términos de la sección									
	h m	b m	e mm	e <sub>1</sub> mm	r m	h <sub>1</sub> m	u mm	A cm <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> m <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>a</sub> cm <sup>6</sup>
HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	567	26,0	52,1	450	90	4,16	167	33	2,53	9,34	3375
HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	686	34,0	62,6	864	144	5,04	318	53	3,06	14,9	9410
HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	805	43,0	123	1509	216	5,93	550	79	3,58	22,5	22480
HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	918	54,3	177	2492	311	6,78	889	111	4,05	33,2	47940
HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	1040	65,3	241	3831	426	7,66	1363	151	4,57	46,5	93750
HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	1150	78,1	321	5696	570	8,54	2003	200	5,07	63,4	171100
HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	1270	91,0	414	8091	736	9,43	2843	258	5,59	84,4	295400
HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	1380	106,0	527	11259	938	10,3	3923	327	6,08	110	486900
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	1500	118,4	641	14919	1150	11,2	5135	395	6,58	130	753700
HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	1620	131,4	767	19270	1380	12,1	6585	471	7,09	153	1130000
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	1730	149,1	934	25166	1680	13,0	8563	571	7,58	192	1688000
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	1770	161,3	1070	30823	1930	13,8	9239	616	7,57	241	2089000
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	1810	170,9	1200	36656	2160	14,6	9690	646	7,53	278	2454000
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	1850	180,6	1340	43193	2400	15,5	10140	676	7,49	320	2883000
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	1930	197,8	1620	57680	2880	17,1	10819	721	7,4	394	3817000
HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	2030	218	1990	79887	3550	19,1	11721	781	7,33	500	5258000
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	2120	238,6	2410	107176	4290	21,2	12624	842	7,27	625	7018000
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	2220	254,1	2800	136691	4970	23,2	13077	872	7,17	701	8856000
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	2320	270,0	3210	171041	5700	25,2	13530	902	7,08	783	10965000

Figura 3.9 – Característiques geomètriques perfils laminats HEB

### 3.5 – Estructura final analitzada

Per a la realització del present estudi no és vàlida una estructura qualsevol. Com que l'objectiu és treballar les imperfeccions i el tractament del 2<sup>on</sup> ordre que ofereixen les normatives, segons el CTE és necessari que sigui una estructura translacional. Així doncs, s'han realitzat unes quantes proves amb diferents perfils i diferents acers fins a aconseguir una estructura translacional vàlida per a realitzar l'estudi que es vol. Aquest procediment de trobar l'estructura correcta es descriu a l'annex B.

A partir d'aquest moment en aquesta memòria ja es treballa amb l'estructura definitiva resultat del procediment descrit a l'annex B i que es detalla la seva geometria a la figura 3.10 que hi ha a continuació.

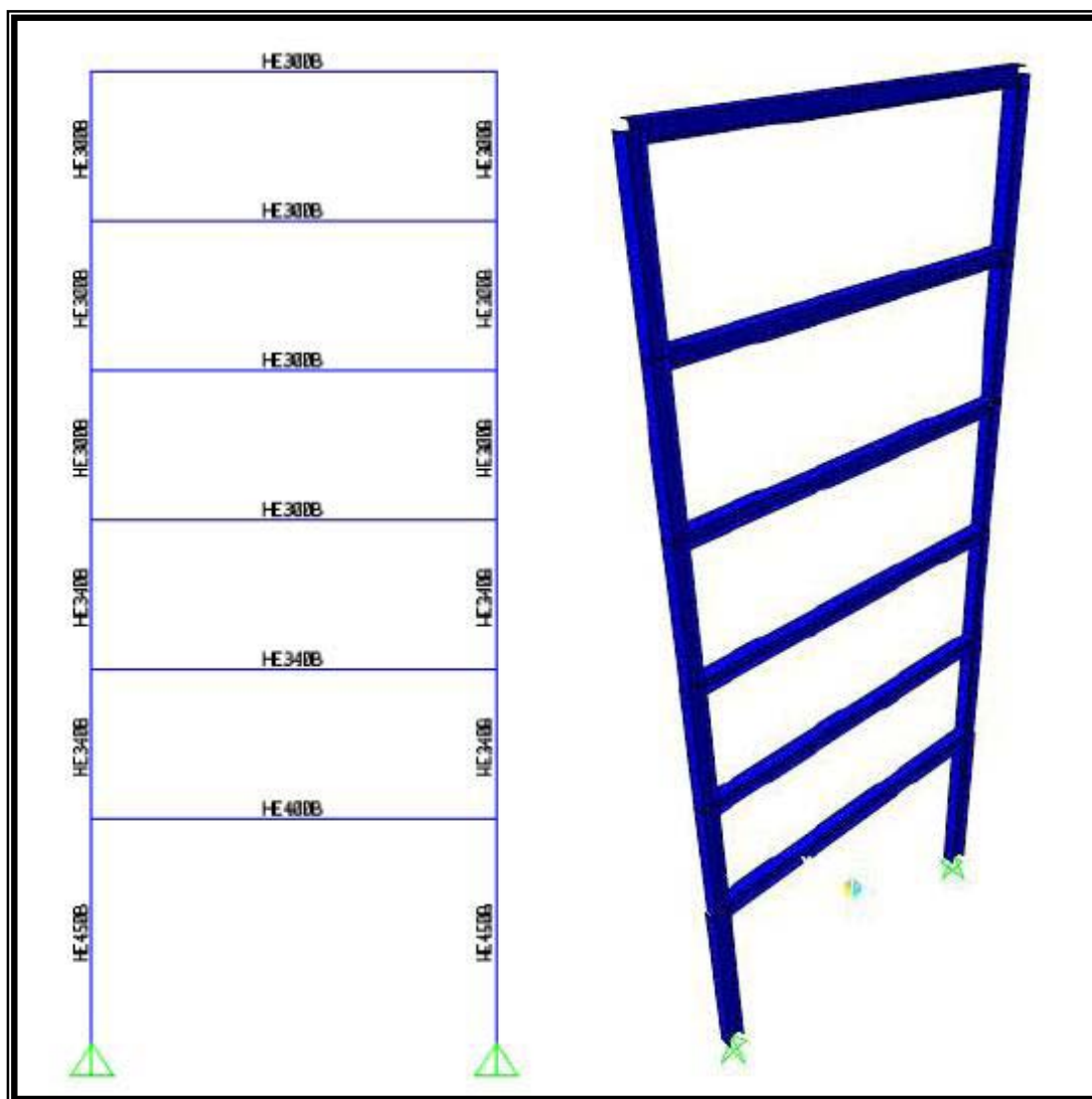


Figura 3.10 – Geometria i perfils utilitzats en l'estructura que s'analitza en el cas pràctic

A la figura 3.10 per un costat es veu de manera molt esquemàtica els perfils que la conformen. Al seu costat hi ha un esbós en 3 dimensions d'aquesta mateixa estructura.

Com a aspectes generals geomètrics de l'estructura val la pena comentar que els la fonamentació del pòrtic permet el gir, és a dir, els recolzaments a la base són articulats fixes. Aquest fet fa que la sol·licitació a moment flector a la zona inferior sigui inexistent.

D'altra banda, comentar que les unions entre pilars i bigues (o jàsseres principals) són unions rígides, les habituals d'aquest tipus de construccions.

Els perfils utilitzats per a tota l'estructura són HEB, és a dir, perfils d'ala ampla de la sèrie normal.

L'acer utilitzat per a tots els perfils és un acer amb designació S355JR, que vol dir que és un acer amb límit elàstic característic de 355 MPa i amb una soldabilitat normal, tal com es descriu a la taula 3.7. Aquest no és l'acer més recomanat per a realitzar edificacions ja que no es troba amb tanta facilitat com el més habitual que és el que té la designació S275JR. S'ha optat per l'acer d'altres prestacions degut necessitats resistents i de projecte, tal com es descriu a l'annex B.

## **4 – DIMENSIONAT I CÀLCUL SEGONS EL CTE**

### **4.1 – Càlcul d'esforços**

La introducció al suport informàtic SAP2000 (presentat a l'annex A) de les accions i combinacions definides a l'apartat 3.3 d'aquesta memòria i que respecten el criteri definit al CTE ens permet obtenir els esforços de qualsevol barra del pòrtic del nostre cas pràctic. Ens ajudem del suport informàtic degut a que al ser un cas hiperestàtic no el podríem resoldre d'una manera senzilla i correcta amb càlculs analítics.

Val a dir que els esforços seran de diferent valor si es calculen segons el CTE o bé segons la NBE-EA-95. A l'annex C es presenten els esforços trobats segons les dues normatives i se'n fa una petita comparació. D'aquesta manera ens podem fer una idea de quina de les dues normes és més conservadora, quina és més costosa en quant a temps...

Pel que fa als càlculs que es realitzen en aquesta memòria i com ja s'ha dit anteriorment, s'utilitzaran els esforços obtinguts segons el CTE i que se'n presenten els resultats a les figures que vindran a continuació.

Els diagrames d'esforços que ofereix el suport informàtic són fruit de les combinacions definides a la taula 3.6 de l'apartat 3.3 d'aquesta memòria. Per a la comprovació seccional s'agafen els valors màxims dels esforços obtinguts a les diferents combinacions, és a dir, es treballa amb les envolvents dels diagrames d'esforços.

A continuació es presenta les figura 4.1 on s'hi representen els diagrames d'esforços axials, d'esforços tallants i de moments flectors que afecten l'estructura que es vol analitzar en aquest estudi.

Els càlculs que es realitzen als apartats que vénen a continuació utilitzen els valors que es mostren en aquests diagrames.

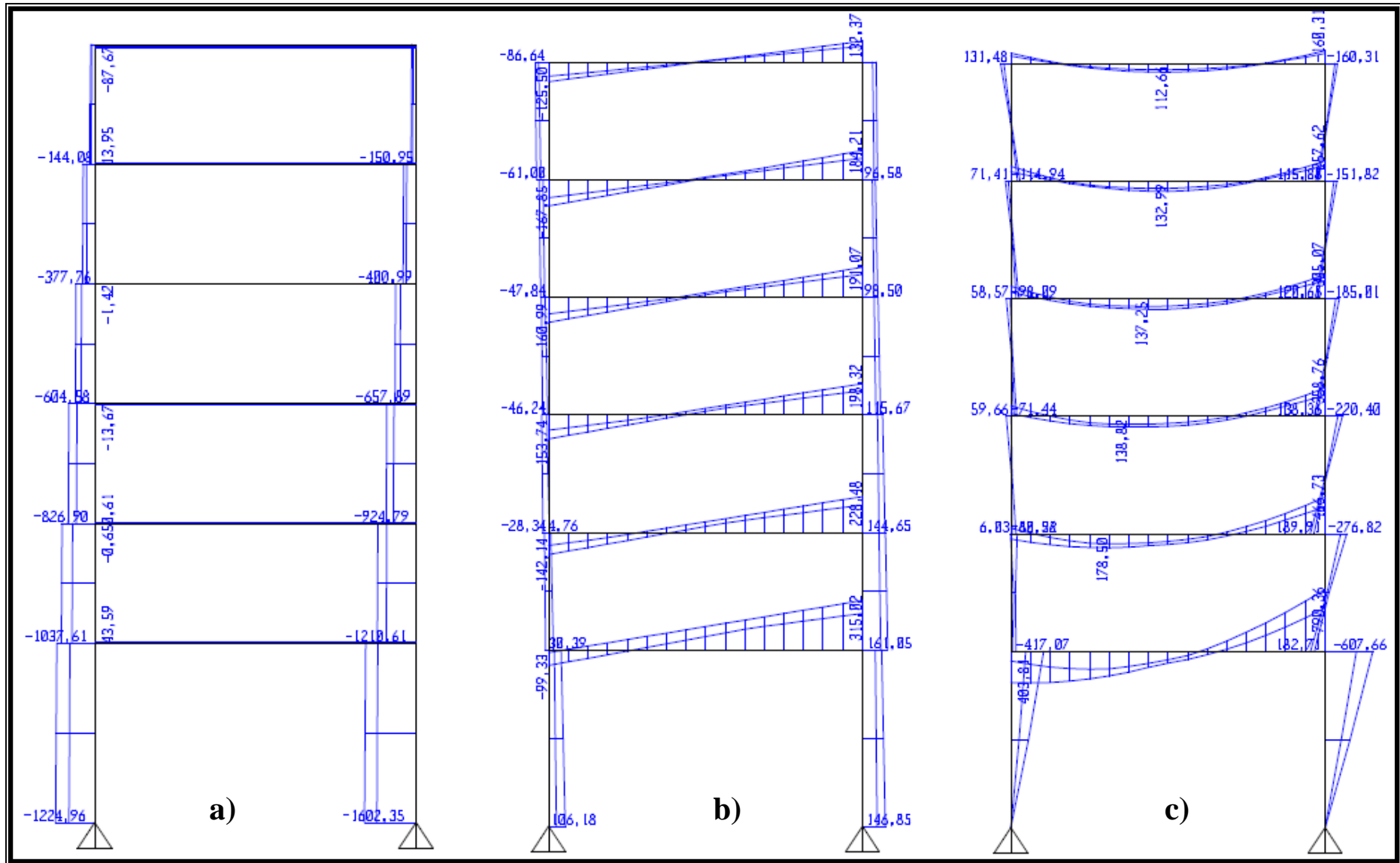


Figura 4.1 – Diagrames d'esforços del pòrtic del cas pràctic: a) esforços axials b) esforços tallants c) moments flectors

Normalment el moment flector, a les bigues, i a les bigues-pilar, té molta importància a l'hora del dimensionament. Per aquest motiu i mirant els diagrames de la figura 4.1 podem observar que la barra que té un moment flector més elevat és el pilar del costat dret de planta baixa. Aquest pilar, enumerat com a barra 3 en el cas pràctic, té un moment flector màxim a la zona superior de l'element de valor: 607,66 kNm. Aquesta zona de la barra va acompanyada de les sol·licitacions d'esforç normal, de valor 1561,63kN, i d'esforç tallant de valor 123,22 kN. Aquesta serà la barra que centrarà la nostra atenció i a la que farem les diferents comprovacions d'aquest estudi.

Les sol·licitacions que es tindran en compte en la realització de les comprovacions manuals de la zona superior de la barra i que se'n comparen els resultats amb els obtinguts mitjançant el programa informàtic són:

$$M_{Sd} = 607,66 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = 1561,63 \text{ kN} \quad V_{Sd} = 123,22 \text{ kN}$$

## 4.2 – Tractament de la translacionalitat

A l'apartat 5.3 – “Estabilidad lateral global” del CTE se'ns demana comprovar la translacionalitat de les estructures. Aquesta és una de les importants novetats respecte la norma antiga, la NBE-EA-95. Aquella norma, i com ja es comentarà més endavant, no deixava clar quan es podia considerar un pòrtic translacional o no. Amb el CTE s'ha fet un pas endavant i s'acota molt millor aquest tema, així com el seu tractament en cas de translacionalitat.

S'entén per translacionalitat que l'estructura es desplaci lateralment. Aquest fet pot ser important (i necessari de considerar per tant) en la mesura que els desplaçaments tinguin una influència substancial en el càlcul dels esforços. És a dir, que deixa de ser vàlid el considerar que l'aplicació de les càrregues a l'estructura no deformada i s'han de considerar els desplaçaments horitzontals en el càlcul dels esforços (càlcul en segon ordre). Com que hi ha una deformació important, no es pot calcular l'estructura no deformada. En el cas de translacionalitat s'ha d'utilitzar un mètode de càlcul que inclogui efectes no lineals i que consideri les accions equivalents a unes imperfeccions inicials (desviacions geomètriques). La norma ofereix dos mètodes:

- anàlisi global en 2<sup>on</sup> ordre tenint en compte imperfeccions inicials globals (desploms) i locals (imperfeccions a nivell de barra). Aquest mètode té en compte tant l'efecte p-delta com els efectes del vinclament a les peces, ja que aquestes es consideren deformades inicialment i es considera el segon ordre dins de les mateixes peces (barres en el nostre cas). Per tant, no cal una comprovació posterior a nivell de barra i la comprovació seccional es suficient.

- anàlisi global en 2<sup>on</sup> ordre considerant únicament les imperfeccions inicials globals. En aquest cas, addicionalment a la comprovació a nivell de secció a partir dels esforços obtinguts en càlcul en 2<sup>on</sup> ordre, cal fer les comprovacions a vinclament de les peces (anomenades comprovacions a nivell de barra per part de la norma).



En aquest estudi s'utilitzarà el segon dels dos anàlisis que s'acaben de descriure. Per una part degut a que els càlculs a vinclament també són part de la comparació amb la norma antiga i així poder veure les novetats que ha aportat també el CTE en aquest sentit. D'altra banda, i molt important, cal tenir en compte que el càlcul global en segon ordre és de una gran complexitat i precisa molta potència de càlcul, el qual el fa poc recomanable a menys que es tracti d'estructures molt singulars i que no permetin el tractament aproximat o simplificat,

La manera que ofereix el CTE per avaluar la influència dels desplaçaments sobre els esforços, i així caracteritzar la condició de translacionalitat és a través del coeficient  $r$ . Aquest és un càlcul vàlid per a estructures de pòrtics plans, com és el cas de l'exemple que ens ocupa. El coeficient  $r$  relaciona els esforços màxims que hi ha en una planta de l'estructura amb la deformació que pateix aquella planta en un règim elàstic i lineal. Segons el valor d'aquest coeficient considerarem el pòrtic com a translacional o bé intranslacional.

L'expressió per a calcular aquest coeficient  $r$  és:

$$r = \frac{N_{sd}}{V_{sd}} \cdot \frac{\delta}{h} \quad (4.1)$$

La definició de les variables que intervenen a l'expressió pel càlcul del coeficient  $r$  és la que es veu a la figura 4.4 que es presenta a la pàgina següent.

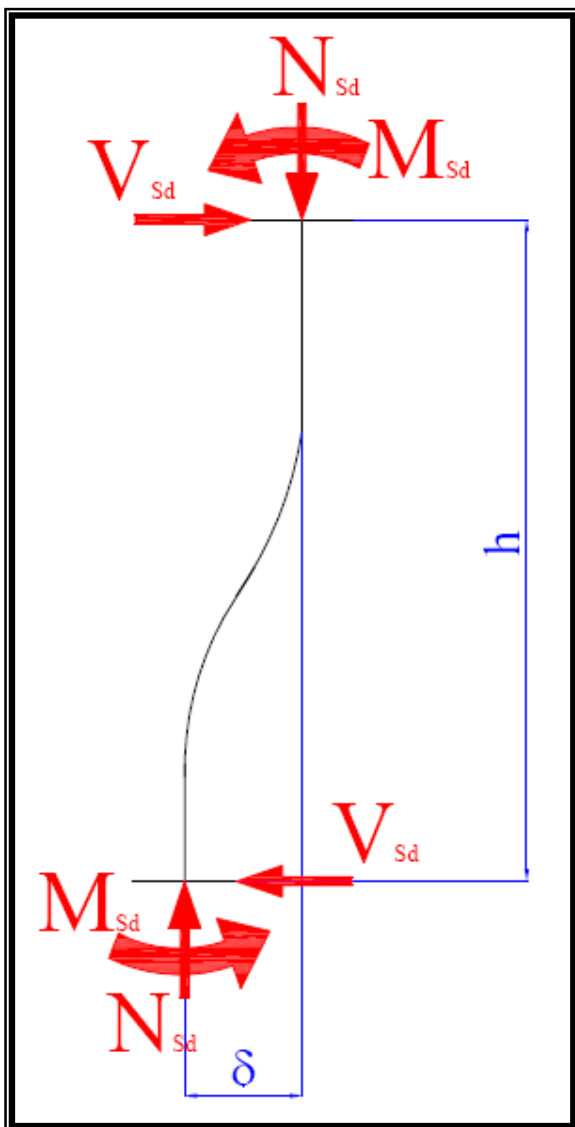


Figura 4.4 – Condició de translacionalitat

La figura 4.4 permet interpretar el significat físic de la variable  $r$ . La figura representa una barra deformada, corresponent a un suport entre plantes d'un pòrtic d'edificació, en una posició teòrica d'equilibri final i amb les sol·licitacions que l'afecten: un esforç axial, un tallant i un moment flector.

Si es fa equilibri de moments tenim:

$$2 \cdot M_{Sd} = V_{Sd} \cdot h + N_{Sd} \cdot \delta$$

Estudiant detingudament aquesta equació es pot entendre que la sol·licitació a flector queda equilibrada per 2 sumands:

·  $(V_{Sd} \cdot h)$  → moment de 1<sup>er</sup> ordre

·  $(N_{Sd} \cdot \delta)$  → moment de 2<sup>on</sup> ordre

Així doncs, segons el valor de  $\delta$  el moment en 2<sup>on</sup> ordre tindrà més o menys importància i el que fa el coeficient  $r$  és quantificar aquesta importància del moment en 2<sup>on</sup> ordre respecte el de 1<sup>er</sup> ordre:

$$r = \frac{N_{Sd} \cdot \delta}{V_{Sd} \cdot h}$$

Segons el valor que adopti el coeficient  $r$ , és a dir, segons la importància que tingui el moment de 2<sup>on</sup> ordre respecte el de 1<sup>er</sup> ordre, considerarem l'estructura com a translacional o bé intranslacional. El valor límit que permet considerar l'estructura d'un tipus o l'altre és que la contribució del 2<sup>on</sup> ordre sigui del 10% del moment de 1<sup>er</sup> ordre.

$$r = \begin{cases} \leq 0,1 \text{ (10\%)} \rightarrow \text{Estructura INTRANSLACIONAL} \\ > 0,1 \text{ (10\%)} \rightarrow \text{Estructura TRANSLACIONAL} \end{cases}$$

En el cas d'estructura intranslacional no cal realitzar càlculs en segon ordre tenint en compte els desplaçaments dels pilars (no cal considerar l'efecte p-delta).

En el cas d'estructura translacional, és a dir, que en alguna de les plantes de l'estructura se superi el valor de  $r > 0,1$ , sí que en els càlculs s'ha de considerar els efectes dels desplaçaments. Això vol dir que la importància del moment de 2<sup>on</sup> ordre és significativa ( $> 10\%$ ). Es considerarà el desplaçament dels nusos en l'aplicació de les accions d'alguna de les següents dues possibilitats:

- fent una anàlisi en 2<sup>on</sup> ordre amb l'ajuda de models numèrics que incloguin l'efecte dels esforços en la rigidesa de l'estructura. En el nostre cas pràctic s'utilitza el SAP2000 per a la realització d'aquest anàlisi. Aquesta és una opció vàlida per a qualsevol valor de  $r$  superior a 0,1.

- realitzant una anàlisi elàstic i lineal havent multiplicat totes les accions horitzontals que actuen sobre l'estructura per un coeficient d'amplificació  $\zeta$ . Aquest és un mètode simplificat que permet tenir en compte la translacionalitat de l'estructura d'una manera molt més senzilla que la primera opció esmentada. Aquest mètode del coeficient d'amplificació només és vàlid quan:  $0,1 < r < 0,33$ . Quan l'aportació del moment de 2<sup>on</sup> ordre és superior al 33% del de 1<sup>er</sup> ordre aquest mètode simplificat deixa de ser vàlid i només es pot resoldre la translacionalitat de l'estructura amb la primera de les possibilitats que s'ajuda de models numèrics. El coeficient d'amplificació val:

$$\mathbf{X} = \frac{1}{1-r} \quad (4.2)$$

En el cas d'estructura translacional, una vegada aplicat algun dels 2 mètodes que s'han exposat, es podrà fer la comprovació a nivell de barra (consideració del vinclament) considerant l'estructura com intranslacional. Per aquest motiu, tan amb l'aplicació d'un com l'altre mètode, en el dimensionat de pilars s'utilitzaran com a longituds de vinclament les corresponents al mètode intranslacional.

Posant en pràctica tota aquesta teoria en el cas pràctic que ens ocupa en aquesta memòria el primer que cal fer és mirar si alguna de les plantes de l'estructura és translacional. Això ho fem, com ja s'ha exposat, a través del coeficient  $r$ . La enumeració de barres i plantes de l'estructura del cas pràctic que s'utilitza és la que es pot veure a la figura 4.5 que hi ha a continuació. De color blau hi ha el número de cada planta mentre que de color vermell hi ha el número que té cada barra.

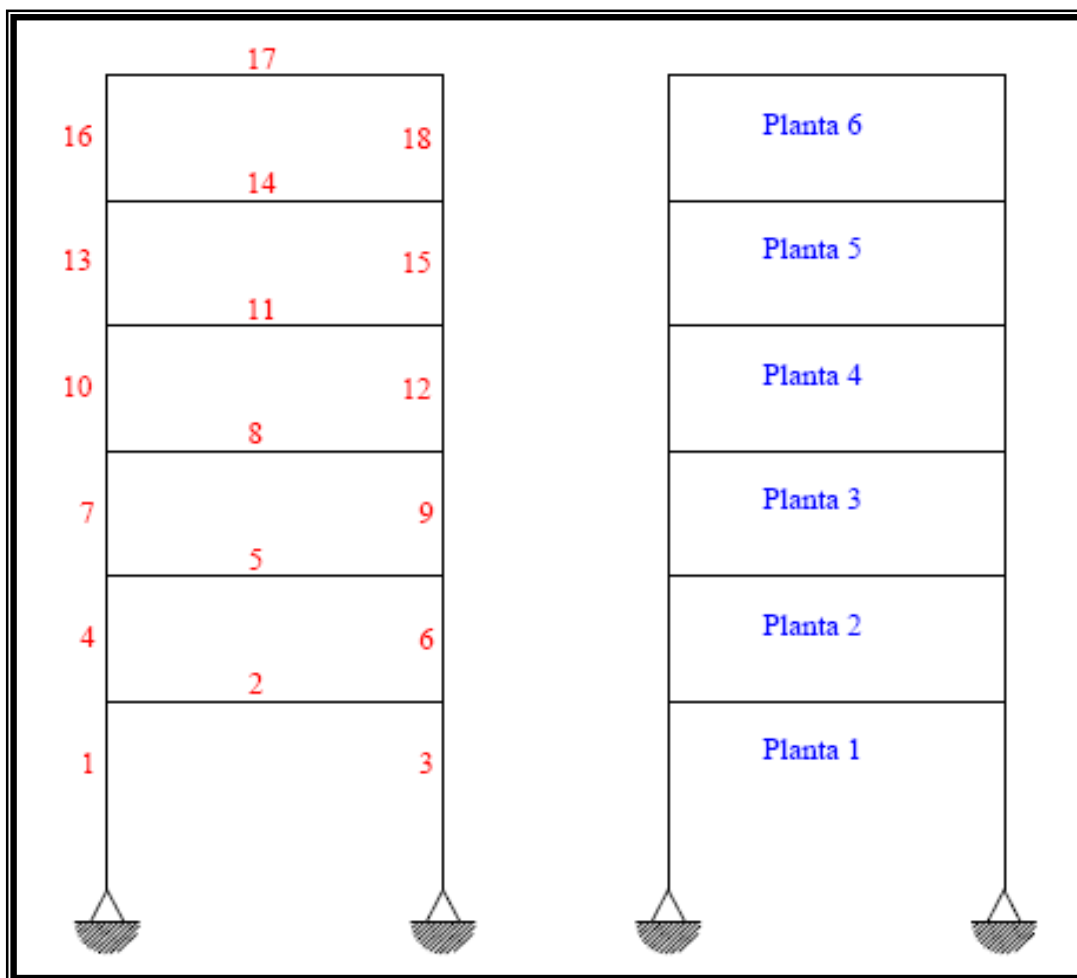


Figura 4.5 – Enumeració de barres i plantes

Pel que fa al càlcul del coeficient  $r$ , a continuació hi ha la taula 4.1 on s'hi realitza aquest càlcul mitjançant l'expressió 4.1. Els valors dels esforços axials, tallants i desplaçaments són fruit de la introducció del cas pràctic al suport informàtic SAP2000. S'agafen els valors màxims de cada planta.

Taula 4.1

Càlcul del coeficient r per a la comprovació de la translacionalitat

Nº planta	$N_{sd \text{ màx}}$ (kN)	$\delta_{\text{màx}}$ (m)	$V_{sd \text{ màx}}$ (kN)	h (m)	$r = \frac{N_{sd} \cdot \delta}{V_{sd} \cdot h}$	Translacional??
1	1602,35	0,0563	146,85	4,5	0,1365	<b>Sí</b>
2	1210,61	0,0222	161,05	3	0,0556	No
3	924,79	0,0173	144,65	3	0,0369	No
4	657,89	0,0142	115,67	3	0,0269	No
5	400,99	0,0091	98,50	3	0,0123	No
6	150,95	0,0044	96,58	3	0,0023	No

Com es veu a l'anterior taula hi ha una de les plantes, la primera, que cal considerar-la translacional. Tan sols hi hagi una planta translacional, s'ha de considerar tota l'estructura com a translacional. Així doncs, l'estructura del nostre cas pràctic és translacional, que és el que era necessari per a realitzar l'estudi. El procés d'aconseguir l'estructura translacional es descriu a l'annex B.

## 4.2.1 – Coeficient d'amplificació

Com s'ha comentat un dels mètodes d'anàlisi que permet la norma en cas de tenir una estructura translacional és multiplicant totes les accions horitzontals per un coeficient d'amplificació que en aquesta memòria se li dona la lletra  $\xi$ . Aquest mètode només és vàlid quan el coeficient  $r$  està en l'interval:  $0,1 < r < 0,33$ . En cas de ser inferior a 0,1 no estaríem parlant d'una estructura translacional i en cas de superar el valor de 0,33 s'hauria d'aplicar l'altre mètode d'anàlisi que permet la norma que treballa amb les rigideses de les barres.

El coeficient d'amplificació el trobem a través de l'expressió 4.2 ja descrita anteriorment:

$$\mathbf{x} = \frac{1}{1-r} \quad (4.2)$$

L'aplicació d'aquest coeficient d'amplificació,  $\xi$ , permet continuar calculant l'estructura amb una anàlisi elàstica i lineal i així comprovar les seccions i les barres tal com la norma marca. Recordar que una vegada aplicat aquest coeficient el tractament de l'estructura és com el d'una estructura intranslacional.

En cas d'haver-hi més d'una planta amb un coeficient  $r > 0,1$  i voler aplicar aquest mètode, en el càlcul del coeficient d'amplificació sembla lògic utilitzar el coeficient  $r$  més gran i així d'aquesta manera obtenir el coeficient d'amplificació més desfavorable i així un càlcul més conservador.

Tornant al cas pràctic que ens ocupa i aplicant aquest mètode (el podem utilitzar perquè està dins l'interval d'ús que té) s'obté que per a la nostra estructura amb la geometria i sol·licitacions a la que està sotmesa el valor del coeficient d'amplificació és:

$$\mathbf{x} = \frac{1}{1-r} = \frac{1}{1-0,1365} = 1,1581$$

El valor que s'utilitza del coeficient  $r$  és el trobat en el l'apartat anterior d'aquesta mateixa memòria, en la seva primera planta com a valor més gran.

Una vegada calculat aquest coeficient d'amplificació  $\zeta$  es procedeix a multiplicar totes les accions horitzontals per aquest coeficient. En el cas pràctic únicament hi ha l'acció del vent i les accions equivalents a les imperfeccions inicials globals. A la següent taula 4.2 hi ha el càlcul d'aquestes noves accions horitzontals.

Taula 4.2  
Accions horitzontals afectades pel coeficient d'amplificació

Valors de les accions horitzontals pel coeficient d'amplificació					
Vent	4 kN/m	x	1,1581	=	4,63 kN/m
	3,5 kN/m				4,05 kN/m
Imperfeccions	0,64 kN				0,74 kN
	1,75 kN				2,03 kN
	2,91 kN				3,37 kN
	4,14 kN				4,79 kN
	5,47 kN				6,33 kN
7,32 kN	8,48 kN				

Els valors de vent i d'imperfeccions que s'utilitzen són els calculats a l'apartat 3.3 de la memòria d'aquest estudi a les taules 3.5 i 3.2 respectivament.

Amb la substitució d'aquests nous valors de les accions horitzontals a l'estructura del cas pràctic pels que hi havia aplicats fins aquest moment les barres del pòrtic queden més sol·licitades, els desplaçaments són majors, per tant, el dimensionat de les seccions pot variar. Les sol·licitacions de la zona superior de la barra número 3, és a dir, del pilar dret de planta baixa ara són:

$$M_{Sd} = 688,70 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = 1609,78 \text{ kN} \quad V_{Sd} = 139,37 \text{ kN}$$

És en aquest moment on per a la comparació dels sistemes de translacionalitat ens ajudem d'un coeficient que ens dona el programa SAP2000 que es diu *PMM ratio*. Aquest és un valor que calcula el programa i que serveix per validar un perfil, és a dir, és un valor que ens diu en quin grau d'utilització està un perfil. Així doncs, si el valor que ens dona el programa informàtic per a una secció està comprès entre 0 i 1 vol dir que podem acceptar aquell perfil, que aquell perfil aguanta. Si el valor del *PMM ratio* supera el valor de 1 vol dir que aquell perfil no aguanta les sol·licitacions d'aquella barra.

A l'annex D s'explica més detalladament com el programa calcula aquest valor del *PMM ratio* i se li dóna validesa mitjançant el càlcul analític aplicat a una barra.

A la figura 4.6.a que hi ha a continuació s'hi representen els valors de *PMM ratio* que adopten cada una de les barres del nostre pòrtic abans d'aplicar el coeficient d'amplificació  $\xi$  a les accions horitzontals. A la figura 4.6.b s'hi presenten els valors del *PMM ratio* que adopta cada barra una vegada aplicat el mètode del coeficient d'amplificació.

Com es pot veure en aquesta mateixa figura, el valor d'aquest coeficient *PMM ratio* augmenta una mica en la zona alta del pòrtic i més considerablement a la zona baixa del pòrtic. Aquest fet significa que les seccions assignades a les barres del pòrtic han passat a estar més sol·licitades que quan no s'havia aplicat el mètode del coeficient d'amplificació, degut al efecte p-delta.

Com es pot observar a la següent figura 4.6 no hi ha cap valor de *PMM ratio* que superi el límit de 1. Això significa que es poden acceptar tots els perfils com a bons, tot i que n'hi ha algun que va una mica just.



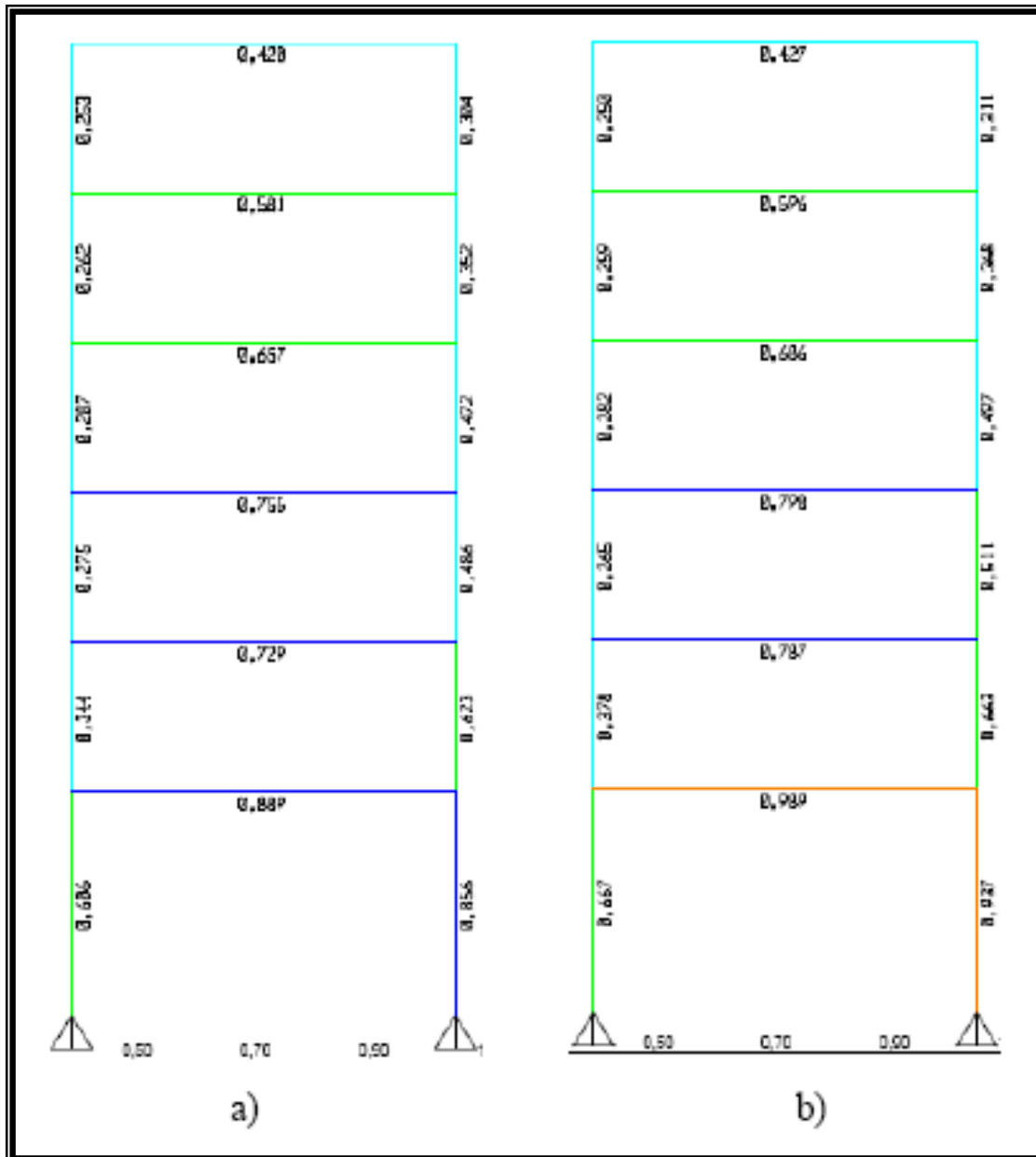


Figura 4.6 – Comparació dels valors de *PMM ratio* aplicant el coeficient d'amplificació

## 4.2.2 – Efecte p- $\delta$

Un altre dels mètodes que el CTE proposa com a vàlid per a qualsevol valor del coeficient  $r > 0,1$  per a la resolució d'una estructura translacional, és mitjançant una anàlisi de 2<sup>on</sup> ordre que, amb l'ajuda de models numèrics que incloguin, com a mínim, l'efecte dels esforços en la rigidesa de l'estructura. Aquest doncs, és una anàlisi no lineal geomètrica per a pòrtics translacionals i que se l'anomena efecte p- $\delta$ .

En una anàlisi lineal geomètrica l'equilibri de càrregues i esforços a les barres es planteja sobre la geometria ideal de l'estructura. Aquest fet es representa a la figura 4.7.a. Com es pot veure l'estructura es deforma però no tenim en compte aquest desplaçament horitzontal  $\delta$  que pateixen els nusos. És vàlid el principi de superposició.

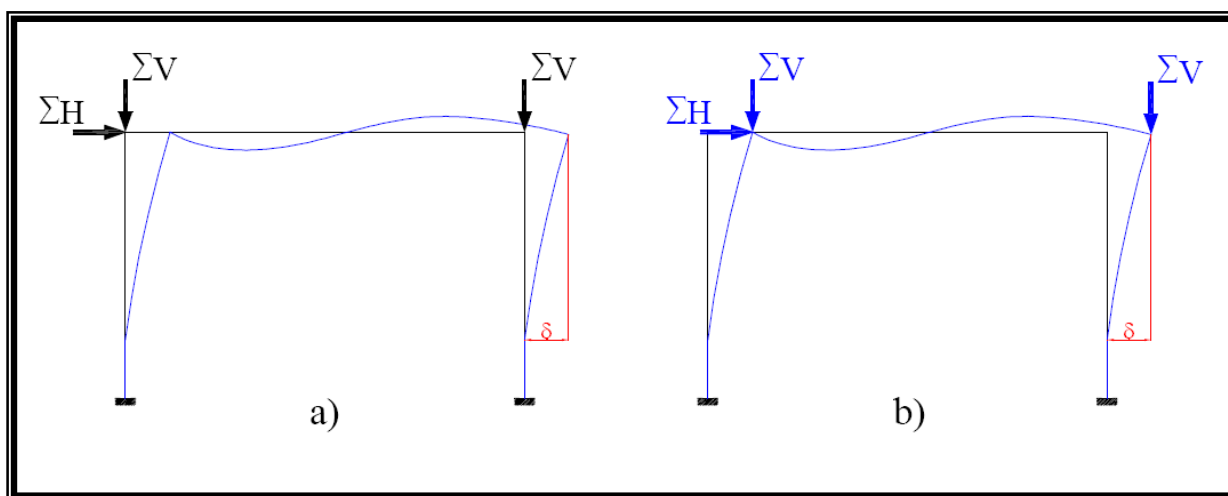


Figura 4.7 – Pòrtic en anàlisi lineal geomètrica i pòrtic amb anàlisi no lineal geomètrica

A la figura 4.7.b es representa què fa una anàlisi no lineal geomètrica, és a dir, quan es té en compte el desplaçament horitzontal  $\delta$  dels nusos i es carreguen les accions sobre la geometria deformada. Fem això quan el desplaçament horitzontal és important, és a dir, quan l'estructura és considerada translacional. El fet de trobar els esforços i desplaçaments sobre l'estructura deformada es coneix com a càlcul en 2<sup>on</sup> ordre. En aquest cas no és vàlida l'aplicació del principi de superposició.

En el cas d'una anàlisi lineal les accions que tenen influència en els desplaçaments horitzontals de l'estructura únicament són les accions horitzontals ( $\Sigma H$  a la figura 4.7). En el cas d'una anàlisi no lineal geomètrica, on es té en compte l'estructura deformada, les accions verticals ( $\Sigma V$  a la figura 4.7) produeixen un increment de la deformació horitzontal, és a dir, sí que tenen influència en  $\delta$ . Aquesta peculiaritat és la que es coneix com a efecte p- $\delta$ .

Quan s'apliquen les carregues sobre l'estructura deformada (amb un desplaçament horitzontal  $\delta_1$ ) es genera una nova posició d'equilibri final amb un nou desplaçament horitzontal  $\delta_2$ , essent  $\delta_2 > \delta_1$ . En aquesta nova estructura deformada es tornen a carregar les accions i es torna a generar una posició d'equilibri final amb un desplaçament  $\delta_3$ , essent  $\delta_3 > \delta_2$ . I així successivament fins que la variació de desplaçament entre dues iteracions ja no sigui rellevant. Aquest procediment iteratiu descrit és el que realitzen els suports informàtics, en el nostre cas el SAP2000. Val a dir que també hi ha alguns procediments analítics amb teoria de 2<sup>on</sup> ordre que utilitzen mètodes iteratius o matricials però on es compliquen substancialment els càlculs i no se n'aconsegueixen resultats tan aproximats com amb els programes informàtics.

En el cas pràctic que es va desenvolupant en aquesta memòria s'utilitza, com ja s'ha comentat, el programa informàtic SAP2000 per a través d'un mètode iteratiu tenir en compte els desplaçaments de l'estructura a l'hora de carregar les accions que l'afecten. Així doncs, s'introdueix aquesta variant al programa i els resultats d'acceptació dels perfils de les barres (*PMM ratio*) són els que es mostren a la figura 4.8 que hi ha a la pàgina següent.

Pel que fa a les sol·licitacions de la zona superior del pilar 3, una vegada aplicat aquest mètode de l'efecte p- $\delta$  valen:

$$M_{Sd} = 690,74 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = 1596,31 \text{ kN} \quad V_{Sd} = 118,01 \text{ kN}$$

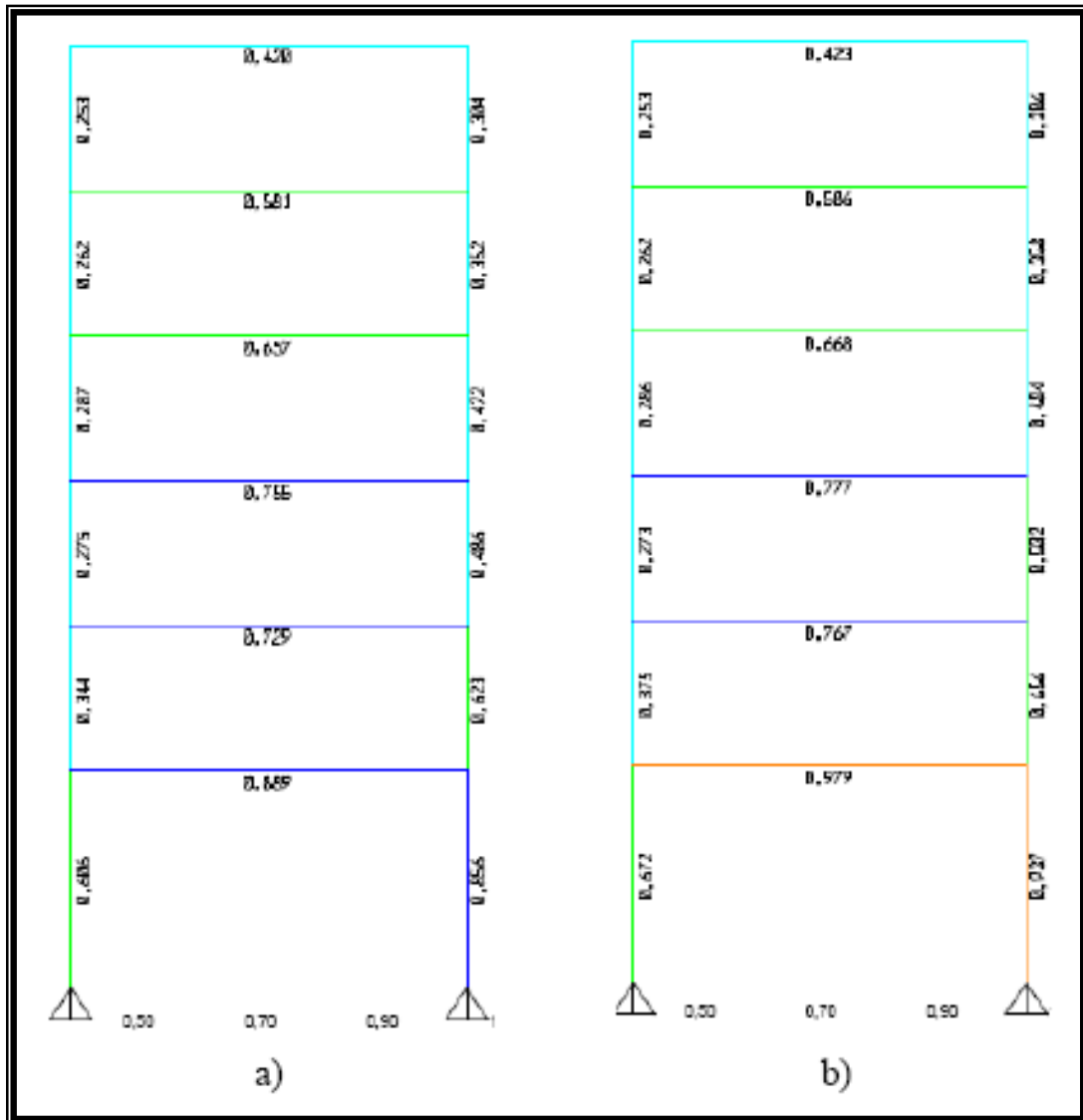


Figura 4.8 - Comparació dels valors de *PMM ratio* aplicant l'efecte p-δ

A la figura 4.8.a s'hi representa el “nivell d'acceptació” dels perfils a través del coeficient *PMM ratio* abans d'aplicar qualsevol mètode sabent que és un pòrtic translacional. A la figura 4.8.b hi ha els resultats del coeficient *PMM ratio* una vegada aplicat el mètode de l'efecte p-δ que permet el CTE.

### 4.2.3 – Comparació dels 2 mètodes

A la taula 4.3 que es presenta a continuació hi ha representats els valors del coeficient *PMM ratio* que el SAP2000 ha anat donant com a resultat de l'aplicació dels diferents mètodes que ofereix el CTE per a tenir en compte la translacionalitat d'una estructura.

Per a situar-nos millor de quina barra s'està parlant en cada casella i facilitar la comprensió de la taula també s'adjunta al costat de la taula la figura 4.9 on hi ha el pòrtic del cas pràctic amb l'enumeració utilitzada.

Observant la taula 4.3, primerament es pot observar que s'han diferenciat els perfils que serveixen de bigues o de pilars (les bigues s'han representat de color taronja i els pilars de color verd).

A la columna encapçalada pel títol “sense mètode” hi ha els valors del *PMM ratio* que ha donat el programa informàtic abans d'aplicar cap mètode per tenir en compte la translacionalitat. A les columnes encapçalades pels títols “mètode d'amplificació” i “mètode efecte p- $\delta$ ” hi ha els valors obtinguts del SAP2000 del *PMM ratio* quan s'aplica el mètode del coeficient d'amplificació i el mètode iteratiu que té en compte l'efecte p- $\delta$  respectivament.

Pel que fa a les caselles encapçalades pels títols de “increment” i “%” fan referència a l'increment de *PMM ratio* que tenen les barres del pòrtic quan s'apliquen els mètodes per tenir en compte la translacionalitat respecte quan no s'aplica cap mètode.

Taula 4.3

Valors de *PMM ratio* segons mètode de correcció de la translacionalitat emprat

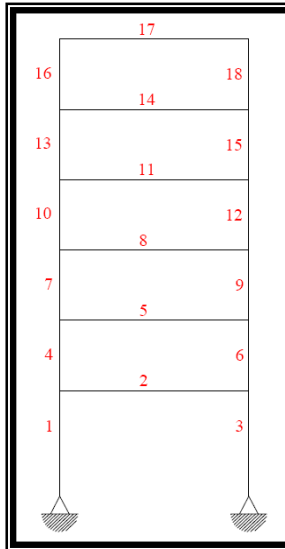


Figura 4.9 – Enumeració de les barres del pòrtic

Comparació dels 2 mètodes de translacionalitat								
Nº de Barra	Perfil	Sense mètode	Mètode d'amplificació	Incr.	%	Mètode efecte p-δ	Incr.	%
1	HEB 450	0,606	0,667	0,061	10,1%	0,672	0,066	10,9%
2	HEB 400	0,889	0,989	0,100	11,2%	0,979	0,090	10,1%
3	HEB 450	0,856	0,937	0,081	9,5%	0,937	0,081	9,5%
4	HEB 340	0,344	0,378	0,034	9,9%	0,375	0,031	9,0%
5	HEB 340	0,729	0,787	0,058	8,0%	0,767	0,038	5,2%
6	HEB 340	0,623	0,663	0,040	6,4%	0,656	0,033	5,3%
7	HEB 340	0,275	0,265	-0,010	-3,6%	0,273	-0,002	-0,7%
8	HEB 300	0,755	0,798	0,043	5,7%	0,777	0,022	2,9%
9	HEB 340	0,486	0,511	0,025	5,1%	0,502	0,016	3,3%
10	HEB 300	0,287	0,282	-0,005	-1,7%	0,286	-0,001	-0,3%
11	HEB 300	0,657	0,686	0,029	4,4%	0,668	0,011	1,7%
12	HEB 300	0,472	0,497	0,025	5,3%	0,484	0,012	2,5%
13	HEB 300	0,262	0,259	-0,003	-1,1%	0,262	0,000	0,0%
14	HEB 300	0,581	0,596	0,015	2,6%	0,586	0,005	0,9%
15	HEB 300	0,352	0,368	0,016	4,5%	0,358	0,006	1,7%
16	HEB 300	0,253	0,250	-0,003	-1,2%	0,253	0,000	0,0%
17	HEB 300	0,420	0,427	0,007	1,7%	0,423	0,003	0,7%
18	HEB 300	0,304	0,311	0,007	2,3%	0,306	0,002	0,7%

Per a la realització d'aquesta comparació s'utilitzen els valors de *PMM ratio* que ens dona el programa informàtic SAP2000

Les conclusions que se'n poden extreure de la comparació de valors de *PMM ratio* que hi ha a la taula anterior segons els diferents mètodes d'anàlisi s'exposen a continuació.

Tenint en compte que el mètode del coeficient d'amplificació és un mètode aproximat que mai deixa de calcular en primer ordre de manera lineal i elàstica, aquest hauria de ser un mètode més conservador, és a dir, més segur davant una possibilitat de col·lapse. El mètode que utilitza la iteració amb l'efecte del  $p-\delta$  és un mètode que calcula en segon ordre amb la geometria deformada, per tant, els resultats haurien de ser més ajustats a la realitat. Partint doncs d'aquesta base, sembla correcte afirmar que teòricament els valors de *PMM ratio* que provenen del mètode d'amplificació de les accions horitzontals han de ser majors que els que provenen del mètode de l'efecte  $p-\delta$ :

$$PMM \text{ ratio (mètode amplificació)} \geq PMM \text{ ratio (mètode efecte } p-\delta)$$

Observant la taula 4.3 on hi ha els valors de *PMM ratio* obtinguts dels diferents mètodes d'anàlisi es veu que la condició anterior es compleix per a totes les barres del pòrtic excepte per les enumerades com les: 1, 7, 10, 13 i 16. Aquest fet es representa a la figura 4.10 que hi ha a continuació.

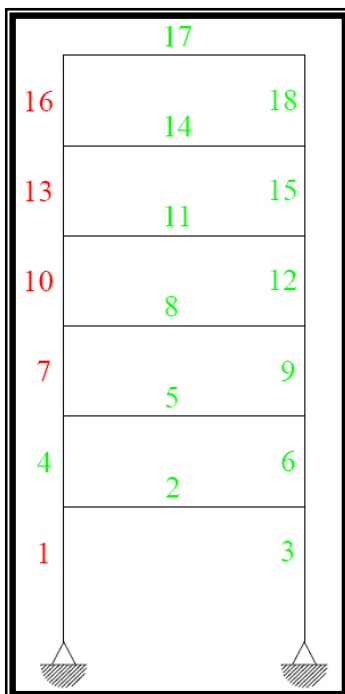


Figura 4.10 – Barres que compleixen la condició formulada

En aquesta figura s'hi representa el número de la barra de color verd si es compleix la condició descrita més amunt i de color vermell si no es compleix.

Els valors utilitzats per a realitzar aquesta figura 4.10 i poder assignar els colors verd o vermell són els que hi ha tabulats a la taula 4.3 que hi ha en aquest mateix apartat de la memòria.

Com es pot veure les barres que no compleixen són gairebé totes les que conformen la vertical esquerra del pòrtic.

Hi ha una explicació al fet de que gairebé totes les barres del costat esquerra del pòrtic no compleixin la condició que s'ha descrit anteriorment i que es recorda a continuació:

$$PMM \text{ ratio (mètode amplificació)} \geq PMM \text{ ratio (mètode efecte } p-\delta)$$

El mètode del coeficient d'amplificació de les accions horitzontals "castiga" de manera important la zona d'aplicació d'aquestes càrregues. No obstant, tota l'estructura completa es deforma una mica més que no abans d'aplicar aquest mètode, però les barres on s'hi apliquen aquestes accions horitzontals "majorades" són les que en pateixen més aquest augment. Degut això les sol·licitacions d'aquestes barres augmenten substancialment i el seu valor de *PMM ratio* en surt clarament afectat. El mètode de l'efecte  $p-\delta$  treballa sobre tota la geometria deformada, per tant tracta amb la mateixa consideració totes les barres. Per al dimensionat, com que es vol un pòrtic simètric, el valor de *PMM ratio* a tenir en compte és el més alt d'entre els dos pilars de la planta.

Com a conclusió de tota aquesta anàlisi es pot dir que en cas d'una estructura translacional i amb les dues possibilitats que ens ofereix el CTE per a tenir en compte aquests desplaçaments, el mètode d'aplicar el coeficient d'amplificació a les accions horitzontals és més conservador per a les barres on no s'hi apliquen aquestes accions horitzontals. Les barres on hi ha aplicades les accions horitzontals en surten perjudicades i les "castiga" més del compte.

En cas de poder triar quin dels dos mètodes utilitzar, s'aconsella fer servir el que té en compte l'efecte  $p-\delta$  ja que s'ajusta més a la realitat i treballa sobre l'estructura deformada.



Una altra comparació vàlida dels dos mètodes a aplicar en cas d'una estructura translacional és mirar la variació de les sol·licitacions a mesura que s'apliquen els diferents mètodes.

A la taula 4.4 que hi ha a continuació hi ha representades les sol·licitacions de la zona superior del pilar dret de planta baixa (barra número 3) de l'exemple pràctic i que se'n realitzaran les comprovacions en els següents apartats. Els valors que s'hi representen són els resultats que ja s'han redactat en els apartats anteriors referits a aquests temes de translacionalitat i que s'aconsegueixen a través del SAP2000.

Taula 4.4  
Comparació de les sol·licitacions del pilar nº 3 segons mètode de translacionalitat

Sol·licitacions zona superior pilar nº 3					
	Sense mètode de translacionalitat	Mètode del coeficient d'amplificació		Mètode de l'efecte p-δ	
<b>N<sub>Sd</sub> (kN)</b>	1561,63	1609,78	3,08%	1596,31	2,22%
<b>V<sub>Sd</sub> (kN)</b>	123,22	139,37	13,11%	118,01	-4,23%
<b>M<sub>Sd</sub> (kNm)</b>	607,66	688,70	13,34%	690,74	13,67%

A l'anterior taula s'hi representen a les columnes del costat de la sol·licitació el % que ha augmentat aquesta respecte el que valia abans d'aplicar qualsevol dels dos mètodes de translacionalitat. Amb el color verd s'han representat els valors que han augmentat respecte quan no s'aplica mètode.

Observant els valors d'aquesta anterior taula es pot concloure, al igual que amb la comparació dels coeficients *PMM ratio*, que els dos mètodes donen per resultats valors bastant semblants entre ells. Si ens fixem en el moment flector, que sol ser l'element més determinant en els càlculs, augmenta una mica més quan s'aplica el mètode de l'efecte p-δ. Per aquest motiu i pel fet de ser el mètode més exacte perquè utilitza càlculs en segon ordre, en les comprovacions que es realitzaran en els propers apartats segons l'articulat del CTE s'utilitzaran les sol·licitacions que són resultat de l'aplicació de l'efecte p-δ:

$$M_{Sd} = 690,74 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = 1596,31 \text{ kN} \quad V_{Sd} = 118,01 \text{ kN}$$

### 4.3 – Comprovació a nivell de secció

El CTE proposa la comprovació de l'estructura segons els Estats Límits Últims d'una manera ordenada realitzant primerament una anàlisi i verificació de la resistència de les seccions, després de les barres i finalment de les unions.

Una de les novetats destacables que ha aportat el CTE respecte l'antiga norma és la classificació de les seccions. Parla de 4 tipus diferents de seccions i segons la que ocupi el cas s'ha de calcular d'una manera o d'una altra. El motiu d'aquesta novetat és permetre un major aprofitament del material. A tall d'exemple, les seccions de classe 1, anomenades plàstiques, són seccions que poden formar una ròtula plàstica amb la capacitat de rotació suficient per a la redistribució de moments. En les classes 1 i 2 totes les fibres de la secció estan plastificades, és a dir, totes les fibres de la secció assoleixen el límit elàstic del material. Les de classe 2, però, tenen una capacitat de rotació limitada. És en aquestes seccions on es parla d'un moment plàstic que permet el màxim aprofitament del material. Un altre tipus de secció pot ser la de classe 3 anomenada elàstica on només a les fibres més extremes de la secció s'assoleix el límit elàstic del material. En aquest cas es treballa amb moments elàstics i la seva anàlisi és molt semblant al que definia la norma antiga. Per últim hi ha les seccions de classe 4 anomenades esveltes. Són seccions que es tracten de manera elàstica però pel fet de ser esveltes només es té en compte la seva àrea eficaç.

En el nostre cas pràctic es fa la comprovació a la secció de la barra de l'estructura que està més sol·licitada i que, com s'ha dit anteriorment (últim paràgraf apartat 4.2 d'aquesta memòria) és el suport dret de planta baixa del pòrtic. A la següent figura 4.11 que es pot trobar a la següent pàgina es mostren les característiques geomètriques del perfil d'aquesta barra juntament amb les sol·licitacions que suporta:

$$M_{Sd} = 690,74 \text{ kNm} \quad ; \quad N_{Sd} = 1596,31 \text{ kN} \quad ; \quad V_{Sd} = 118,01 \text{ kN}$$

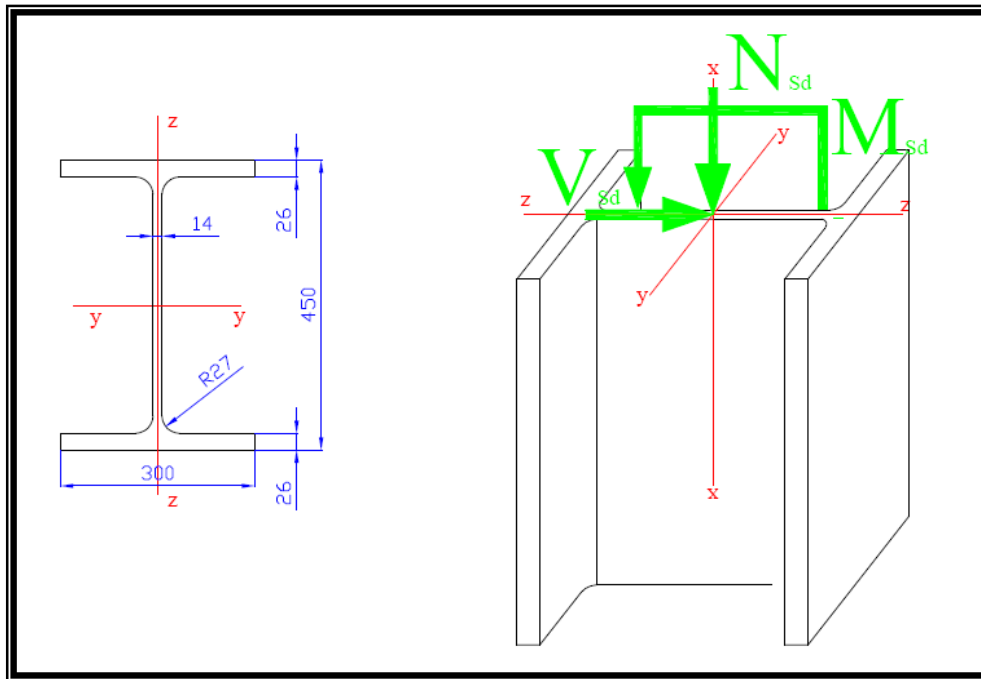


Figura 4.11 – Característiques geomètriques perfil HEB450 i sol·licitacions de càlcul que l'afecten. Mides en mm.

El primer pas per a realitzar la comprovació de la secció és definir de quina classe és, ja que la seva capacitat resistent en depèn. Des de la publicació de la nova norma ja es troben taules de perfils on en una de les columnes es diu a quina classe pertany aquell perfil. El problema està en que la classificació depèn de les sol·licitacions que afecten aquella secció, el tipus d'acer, etc. Per tant, és difícil trobar tabulat el cas que s'estigui analitzant i s'ha de realitzar el mètode que proposa el CTE. En aquest cas aquesta taula s'ha observat a la bibliografia utilitzada, concretament al llibre: *Argüelles, Ramon, Estructuras de acero. Cálculo.*

Pel cas de perfils que no es troben tabulats el CTE ofereix unes taules on es pot classificar el perfil segons la forma que tingui el perfil. A la següent figura 4.12 es presenten aquestes taules del CTE que permeten la classificació dels perfils. S'han ressaltat els valors que s'utilitzen en l'estudi de la secció del cas pràctic.

Tabla 6.3 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos				
Geometría				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: $\alpha l$ máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		33 $\epsilon$	38 $\epsilon$	42 $\epsilon$
Flexión simple		72 $\epsilon$	83 $\epsilon$	124 $\epsilon$
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{39\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{45\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$
Flexotracción <sup>1)</sup> $\psi \leq -1$		$\frac{36\epsilon}{\alpha}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{41,5\epsilon}{\alpha}$ $\alpha \geq 0,5$	$62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$
Caso especial: sección tubular	Compresión Flexión simple Flexocompresión	$\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 70\epsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 90\epsilon^2$
Factor de reducción $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				
1) $\psi \leq -1$ es aplicable a los casos con deformaciones unitarias que superen las correspondientes al límite elástico				

Tabla 6.4 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en un borde y libre el otro, total o parcialmente comprimidos.				
Geometría				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: $\alpha l$ máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		9 $\epsilon$	10 $\epsilon$	14 $\epsilon$
Flexocompresión; borde libre comprimido		$\frac{9\epsilon}{\alpha}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha}$	$21\epsilon\sqrt{k_{\alpha_1}}$
Flexocompresión; borde libre traccionado		$\frac{9\epsilon}{\alpha^{1,5}}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha^{1,5}}$	$21\epsilon\sqrt{k_{\alpha_2}}$
Coeficientes de abolladura $k_{\alpha_1}$ y $k_{\alpha_2}$ en función de $\psi$ , siendo $\psi$ la relación de las tensiones en los bordes (compresión positiva):				
$k_{\alpha_1} = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$ para $1 \geq \psi \geq -3$				
$k_{\alpha_2} = 0,578(0,34 + \psi)$ para $1 \geq \psi \geq 0$				
$k_{\alpha_2} = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$ para $0 \geq \psi \geq -1$				
Factor de reducción $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				

Figura 4.12 – Taules del CTE per a la classificació dels perfils

Tornant als càlculs del cas pràctic que ens ocupa, el primer que es fa és classificar la secció segons demana el CTE i utilitzant les seves taules. La barra objecte d'estudi per nosaltres té un perfil HEB450 de característiques geomètriques dibuixades a la figura 4.11.

A continuació se segueixen els passos per a la classificació de la nostra secció HEB450. Primer es fa un estudi de l'ànima de la secció i després de les ales.

· *Estudi de l'ànima* (segons primera taula figura 4.12):

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8136$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{450 - (26 \cdot 2)}{14} = 28,43$$

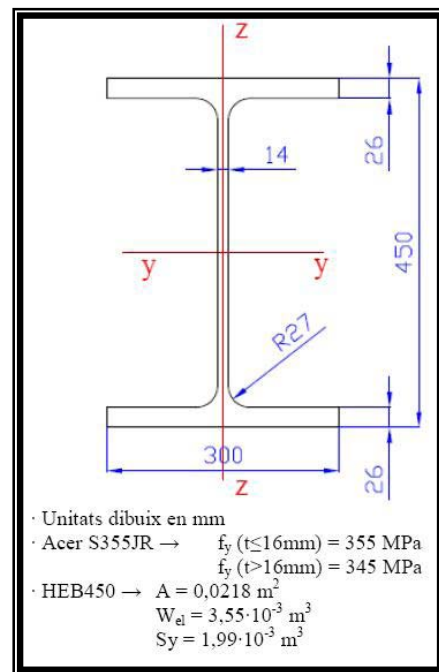


Figura 4.13 – Característiques HEB450

En la consideració més desfavorable per a l'ànima, tal com es descriu i es comprova a l'annex E on es realitza l'estudi de les possibles consideracions i simplificacions per a l'ànima de la secció, ens hem de situar en un cas on tota l'ànima està comprimida, per tant, per a saber a quina classe pertany la secció els valors límits són:

$$\text{si } \left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_w} \leq 33 \cdot e \rightarrow \text{Classe 1} \\ 33 \cdot e < \frac{c}{t_w} \leq 38 \cdot e \rightarrow \text{Classe 2} \end{array} \right.$$

Per al nostre cas pràctic el càlcul mitjançant els valors de  $c$ , de  $t_w$  i de  $\varepsilon$  calculats anteriorment tenim:

$$28,43 = \frac{c}{t_w} \leq 38 \cdot e = 38 \cdot 0,8136 = 30,92$$

Com que  $28,43 < 30,92 \rightarrow$  l'ànima d'aquesta secció pertany a la classe 2.

Val la pena comentar que segons la primera de les taules de la figura 4.12 que fa referència a les ànimes de les seccions, inicialment no se sap si l'ànima de la secció del cas pràctic està tota ella comprimida o bé està en un cas de flexo-compresió.

Mitjançant l'annex E es justifica que, en el pitjor dels casos, l'ànima estarà comprimida totalment. Per tant, per als càlculs ens quedem amb aquest, que és el cas més desfavorable.

· *Estudi de les ales* (segons segona taula figura 4.12):

Com que les ales de la secció HEB450 tenen un gruix  $t_f \geq 16\text{mm}$  el límit elàstic a tenir en compte a l'hora de fer els càlculs és:  $f_y = 345\text{ MPa}$

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{345}} = 0,8253$$

La condició per a pertànyer a la classe 1, segons la taula del CTE i tenint en compte que l'ala de la nostra secció està tota ella comprimida:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{116}{26} = 4,46 \leq 9 \cdot e = 9 \cdot 0,8253 = 7,43$$

El valor de  $c$  en aquest cas és el valor de la zona lliure de l'ala representat a la figura 4.15.

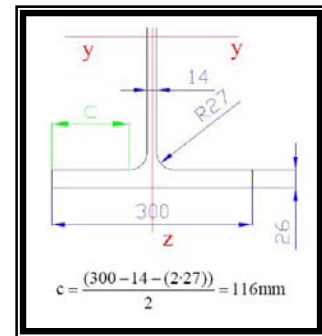


Figura 4.15 – Càlcul de  $c$

Com que  $4,46 \leq 7,43 \rightarrow$  les ales d'aquesta secció pertanyen a la classe 1.

Com que les ales han sortit de classe 1 però l'ànima ha sortit de classe 2, ens quedem amb el tipus més limitat. Per tant, podem concloure que la nostra secció HEB450 pertany a la classe 2, fet que significa que té una capacitat de rotació limitada, és a dir, no forma ròtules plàstiques.

Una vegada classificada la secció ja se'n pot realitzar la comprovació, que són els càlculs que hi ha a continuació.

El CTE estableix diferents procediments per a la comprovació a nivell de secció segons les sol·licitacions que tingui la barra en qüestió. Com que en el nostre cas hi ha un esforç axial, un esforç tallant i un de moment flector s'ha de seguir el procediment que es descriu a l'apartat 6.2.8 del document DB-SE-A del CTE – “Interacción de esfuerzos en secciones”. A continuació es realitzen aquests càlculs per a la barra que s'està analitzant.

El primer que s'ha de fer és saber si el nostre esforç tallant de càlcul ( $V_{Sd}$ ) és o no superior al 50% de l'esforç tallant d'esgotament ( $V_{pl,Rd}$ ) que admet la nostra secció. Si no supera aquest 50% no es tindrà en compte l'esforç tallant en la comprovació de la secció. En cas de ser superior al 50%, hi hauria interacció entre el tallant, l'esforç normal i el moment flector a l'hora de comprovar la secció, i caldrà considerar una reducció dels moments d'esgotament. Aquest procediment es troba descrit al CTE a l'apartat 6.2.8.3 de l'articulat del DB-SE-A.

$$V_{Sd} = 118,01 \text{ kN} \quad V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0,0218 - (2 \cdot 0,3 \cdot 0,026) + (0,014 + 2 \cdot 0,027) \cdot 0,026$$

$$A_v = 7,968 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Recordar que s'utilitza un límit elàstic  $f_y = 345 \text{ MPa}$  degut a que el gruix de les ales és superior a 16 mm. Recordar també que el coeficient de seguretat per la resistència del material segons el CTE és:  $\gamma_{MO} = 1,05$  ;  $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 7,968 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{345000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 1511,54 \text{ kN}$$

La comprovació a fer és:

$$V_{Sd} = 118,01 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 1511,54 = 755,77 \text{ kN}$$

I com que  $118,01 \text{ kN} \leq 755,77 \text{ kN}$  no s'ha de tenir en compte el tallant en la comprovació de la resistència de la secció.

La comprovació a realitzar doncs, és com la d'un cas de flexió composta sense tallant per una secció de classe 2:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl, Rd}} + \frac{M_{y, Sd}}{M_{pl, Rd, y}} + \frac{M_{z, Sd}}{M_{pl, Rd, z}} \leq 1$$

Com que en el nostre cas no hi moment flector respecte l'eix z l'últim sumand queda anul·lat.



Per a l'aplicació de l'expressió són necessaris alguns càlculs previs que ens permetin trobar l'esforç axial de comparació ( $N_{pl,Rd}$ ) i el moment flector de comparació ( $M_{pl,Rd}$ ).

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 0,0218 \cdot \frac{345000}{1,05} = 7162,86 \text{ kN}$$

On  $f_{yd}$  es el límit elàstic característic,  $A$  es la secció transversal bruta.

$$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 3,98 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{345000}{1,05} = 1307,71 \text{ kNm}$$

On  $M_{pl,Rd,y}$  es el moment plastic de la secció,  $W_{pl,y}$  es el mòdul resistent plàstic.

$$\text{En seccions simètriques: } W_{pl,y} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 1,99 \cdot 10^{-3} = 3,98 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

On  $S_y$  es el moment estàtic de mitja secció respecte l'eix neutre.

Amb aquests valors calculats ja es pot utilitzar l'expressió d'interacció d'esforços i comprovar la secció:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\frac{1596,31}{7162,86} + \frac{690,74}{1307,71} + 0 \leq 1$$

$$0,7511 \leq 1 \rightarrow \underline{\text{La secció HEB450 compleix i és correcte}}$$

Amb aquests càlculs queda finalitzada la comprovació de la resistència de la secció que el CTE proposa. Com es veurà més endavant són uns càlculs molt semblants als que proposava l'antiga norma, però on no es tenia en compte la capacitat plàstica de la secció, com a novetat fonamental.

El següent pas és realitzar la comprovació de la resistència de la barra, on hi entra el vinclament. En aquest càlcul sí que el CTE ha aportat algunes novetats.

## 4.4 – Comprovació a nivell de barra

Les comprovacions a nivell de barra tenen en compte els efectes de segon ordre de les barres davant les sol·licitacions, essent l'esforç de compressió al que més atenció se li ha de dedicar.

Les imperfeccions inicials locals de les barres, és a dir, les referents a la guerxa que puguin tenir inicialment les barres s'han de tenir en compte en aquesta comprovació. Per a tenir en compte aquestes imperfeccions locals de les barres el CTE admet dos plantejaments:

- anàlisi de l'estructura considerant les barres com a rectes i fer la comprovació de les barres a vinclament mitjançant el mètode que utilitza el coeficient de reducció per vinclament,  $\chi$ , que es descriu a continuació.
- anàlisi de l'estructura de les barres deformades mitjançant un mètode de segon ordre.

En aquest estudi es realitzarà el primer dels mètodes descrits i es deixa el segon dels mètodes per una possible continuació de l'estudi d'un altre alumne.

En les comprovacions a nivell de barra s'utilitza un valor que s'anomena coeficient de reducció per vinclament  $\chi$ . Aquest coeficient pondera les resistències de les barres, és a dir, és un valor comprès entre 0 i 1 ( $0 \leq \chi \leq 1$ ) i que serveix de coeficient de minoració de la resistència de les barres per tal de tenir en compte els efectes de segon ordre a nivell local o de barra. Aquest coeficient és una de les novetats del CTE respecte la norma antiga i equivalent al coeficient  $w$  de l'antiga norma NBE-EA-95. Cal dir però que el nou coeficient  $\chi$  permet un tractament més acurat de les imperfeccions locals, tal com es comprovarà més endavant.

El càlcul d'aquest coeficient  $\chi$  el farem mitjançant l'expressió:

$$c = \frac{1}{f + \sqrt{f^2 - (\bar{I}_k)^2}} \leq 1$$

En l'aplicació de l'articulat del CTE al cas pràctic, segons l'apartat 6.3.4 – “Interacción de esfuerzos en piezas” del DB-SE-A per a elements comprimits i flectats a la vegada, que és el nostre cas, s'han de realitzar les comprovacions que es mostren a la següent figura 4.17 extreta directament del document legislatiu.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Figura 4.17 – Comprovacions a nivell de barra a realitzar. Extret directament del CTE.

La primera de les expressions s'ha de comprovar sempre. En el nostre cas també s'ha de comprovar la segona ja que no és un perfil susceptible de vinclament per torsió. S'han remarcat aquestes dues expressions que s'utilitzaran a l'anterior figura 4.17 i la definició de les variables que hi intervenen és:

$N_{Ed} = N_{Sd}$  = esforç normal de càlcul

$\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$  = coeficient de reducció per vinclament segons eixos y, z i lateral

A = àrea bruta de la secció

$f_{yd}$  = límit elàstic característic del material

$k_y$  = coeficient d'interacció segons classe de l'element

$c_{m,y}$  = coeficient del moment uniforme equivalent

$M_{y,Ed} = M_{y,Sd}$  = moment flector de càlcul segons eix y

$W_y = W_{pl,y}$  = mòdul resistent plàstic segons l'eix y

$e_{N,y}$  = desplaçament del CdG de la secció transversal de l'element

A les següents figures 4.18 i 4.19 s'adjunten les taules del CTE necessàries per a resoldre les expressions anteriors per a fer les comprovacions.

Tabla 6.12 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza							
Clase	A*	W <sub>y</sub>	W <sub>z</sub>	α <sub>y</sub>	α <sub>z</sub>	e <sub>N,y</sub>	e <sub>N,z</sub>
1	A	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	0,6	0,6	0	0
2	A	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	0,6	0,6	0	0
3	A	W <sub>el,y</sub>	W <sub>el,z</sub>	0,8	1	0	0
4	A <sub>eff</sub>	W <sub>eff,y</sub>	W <sub>eff,z</sub>	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Tabla 6.13 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza				
Clase	Tipo de sección	k <sub>y</sub>	k <sub>z</sub>	k <sub>yLT</sub>
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$ $0,6 + \bar{\lambda}_z$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo  
 $\bar{\lambda}_y$  y  $\bar{\lambda}_z$  valores de las esbelteces reducidas para los ejes y – y y z – z, no mayores que 1,00.  
 $N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Figura 4.18 – Taules extretes del CTE per a realitzar les comprovacions a nivell de barra

Com es pot veure en aquesta figura 4.18 hi ha alguns valors que depenen de la classificació de la secció. Recordar que la del nostre cas pràctic és de classe 2, tal com s'ha calculat a l'apartat 4.3 d'aquesta memòria. Aquesta classificació de la secció fa que s'utilitzin els valors que s'han destacat d'aquesta figura 4.18.

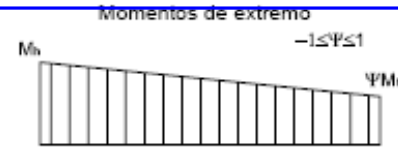
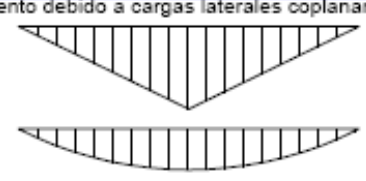
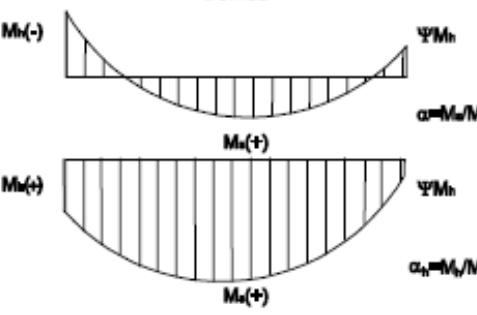
Tabla 6.14 Coeficientes del momento equivalente		
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$c_{m,y}$	y-y	z-z
$c_{m,z}$	z-z	y-y
$c_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores		Factor de momento uniforme equivalente
		$c_{m,y} = c_{m,i} (i=y)$
		$c_{m,z} = c_{m,i} (i=z)$
		$c_{m,LT} = c_{m,i} (i=LT)$
<p>Momentos de extremo <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>  <p><math>c_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4</math></p>		
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p>  <p><math>c_{m,i} = 0,9</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,95</math></p>		
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p>  <p><math>c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4</math> si <math>-1 \leq \alpha \leq 0</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4</math> si <math>0 \leq \alpha \leq 1</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h</math> con <math>-1 \leq \alpha_h \leq 1</math></p>		

Figura 4.19 – Taula extreta directament del CTE necessària per a la comprovació de les barres

En aquesta figura 4.19 també s'hi remarca l'expressió que s'utilitzarà en els càlculs del cas pràctic que vénen a continuació.

Observant la primera de les expressions a comprovar, expressió 4.3, i tenint en compte els valors trobats mitjançant les taules anteriors veiem que l'últim dels 3 sumands queda anul·lat pel nostre cas ja que no tenim moment flector respecte l'eix z. Per tant, els dos únics valors que ens falten per calcular són els coeficients de reducció per vinclament segons l'eix y ( $\chi_y$ ) i pel vinclament lateral ( $\chi_{LT}$ ).

$$\frac{N_{Sd}}{C_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Sd} + e_{N,y} \cdot N_{Sd}}{C_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + a_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Sd} + e_{N,z} \cdot N_{Sd}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (4.3)$$

El primer pas per a trobar aquests coeficients de reducció per vinclament és definir a quina corba de vinclament pertany la secció. Per a fer-ho s'utilitza la següent figura 4.20 on s'hi destaca el cas que ocupa el cas pràctic d'aquesta memòria.

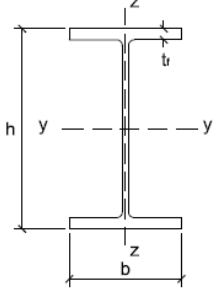
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo <sup>(1)</sup>		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a <sub>0</sub>	a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Figura 4.20 – Taula extreta del CTE per la classificar a quina corba pertany la secció

En el nostre cas d'un perfil HEB450:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2$$

$$t_f = 14\text{mm} < t_w = 26\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

Segons eix y → corba a

Segons eix z → corba b

La classificació de a quina corba de vinclament pertany la secció és necessari pel càlcul del coeficient d'imperfeció elàstica ( $\alpha$ ). Segons la corba assignarem un valor de  $\alpha$  o un altre segons taula 4.5 que hi ha a continuació. S'hi encerclen els casos que afecten al cas pràctic.

Taula 4.5  
Valors del coeficient d'imperfeció

Corba vinclament	Coef. Imperfeció $\alpha$
a <sub>0</sub>	0,13
a	0,21
b	0,34
c	0,49
d	0,76

El càlcul de  $\chi_y$  es descriu a continuació. Els valors geomètrics de la secció HEB450 que s'utilitzen es representen a la figura 4.21.

$$c_y = \frac{1}{f_y + \sqrt{(f_y)^2 - (\bar{I})^2}} \leq 1$$

$$f_y = 0,5 \cdot [1 + a_y \cdot (\bar{I} - 0,2) + (\bar{I})^2]$$

$\bar{I}$  és l'esveltesa reduïda i és la relació entre la resistència plàstica i la compressió crítica per vinclament, és a dir, la relació entre la resistència plàstica i la càrrega crítica d'Euler ( $N_{cr}$ ).

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left( \frac{P}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

$$L_k = \beta \cdot L$$

$L_k$  és la longitud de vinclament de la barra. Equival al producte d'un coeficient de reducció segons les condicions de contorn ( $\beta$ ) per la longitud real de la barra. En barres aïllades segons les restriccions dels seus extrems s'adoptarà uns valors de  $\beta$  o uns altres. A la taula 4.6 es presenten aquests valors de  $\beta$  per a barres aïllades. En el cas de pilars d'edificis el CTE presenta el sistema "Wood" per al càlcul de  $\beta$  de cada pilar de l'estructura. A l'annex F es presenta el càlcul de  $\beta$  segons aquest mètode i es compara amb el mètode de "Julián-Lawrence" que presentava l'antiga norma, la NBE-EA-95.

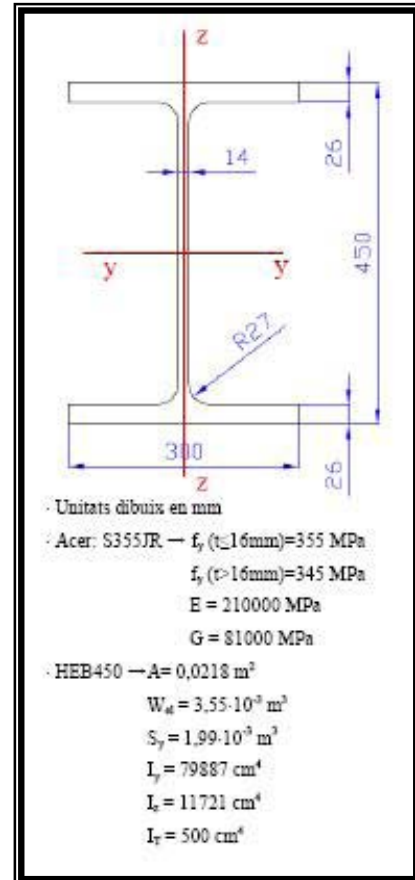


Figura 4.21 – Característiques geomètriques d'un perfil HEB450

Longituds de vinclament	
$L_k = \beta \cdot L$	
Condicions dels extrems	$\beta$
Biarticulats	1
Biencastats	0,5
Encastat-Articulat	0,7
Biencastat mòbil	1
Ménsula	2

Taula 4.6  
Coeficients  $\beta$  per a barres aïllades

Dels càlculs de la  $\beta$  per a pilars d'edificis segons el mètode que proposa el CTE i que estan descrits pas a pas a l'annex F se n'agafa el resultat final:

$$\beta_y = 0,91$$

Així doncs, es procedeix a fer la comprovació a nivell de barra. Primer de tot es busca el valor de  $\chi_y$ :

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0,91 \cdot 450 = 409,5 \text{ cm (essent } L \text{ l'altura del pilar)}$$

$$N_{cr} = \left( \frac{P}{L_{k,y}} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = \left( \frac{P}{409,5} \right)^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 79887 = 98738685,3 \text{ N}$$

$$\bar{I}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{218 \cdot 34500}{98738685,3}} = 0,276$$

Respecte l'eix y el tipus de corba que li correspon és a, tal com es descriu a la figura 4.20 d'aquesta memòria. El coeficient d'imperfeció elàstic  $\alpha_y$  que correspon a aquest tipus de corba segons taula 4.4 d'aquesta memòria és:

$$\alpha_y = 0,34$$

$$f_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{I}_y - 0,2) + (\bar{I}_y)^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,276 - 0,2) + (0,276)^2] = 0,5461$$

$$c_y = \frac{1}{f_y + \sqrt{(f_y)^2 - (\bar{I}_y)^2}} = \frac{1}{0,5461 + \sqrt{(0,5461)^2 - (0,276)^2}} = 0,983 \leq 1$$

Com que  $0,983 < 1$  s'accepta el valor, per tant:

$$\chi_y = 0,983$$

El següent pas per a poder aplicar les expressions de les comprovacions és el càlcul de  $\chi_z$  i de  $\chi_{LT}$  que es descriuen a continuació.



El càlcul de  $\chi_z$  es descriu a continuació. Els valors geomètrics de la secció HEB450 que s'utilitzen es representen a la figura 4.21.

$$c_z = \frac{1}{f_z + \sqrt{(f_z)^2 - (\bar{I})^2}} \leq 1$$

$$f_z = 0,5 \cdot [1 + a_z \cdot (\bar{I} - 0,2) + (\bar{I})^2]$$

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left( \frac{P}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

$$L_k = b \cdot L$$

Longituds de vinclament	
$L_k = \beta \cdot L$	
Condicions dels extrems	$\beta$
Biarticulats	1
Biencastats	0,5
Encastat-Articulat	0,7
Biencastat mòbil	1
Ménsula	2

Taula 4.6  
Coeficients  $\beta$  per a barres aïllades

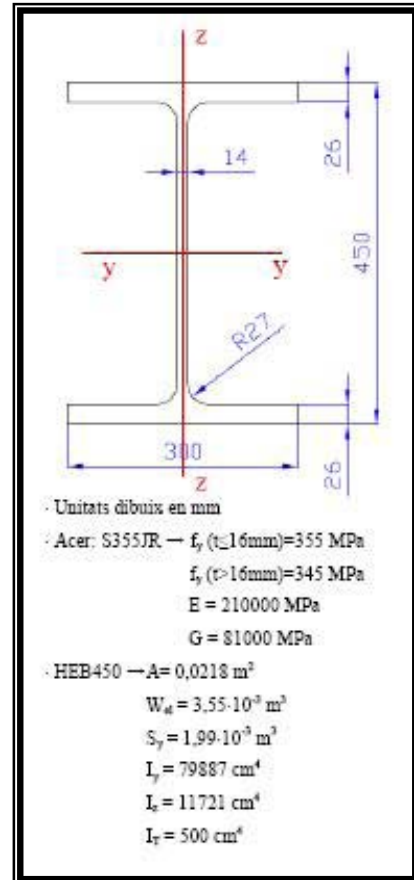


Figura 4.21 – Característiques geomètriques d'un perfil HEB450

En aquest cas, el càlcul de  $\beta$  segons l'eix z és molt més senzill. Es considera que el pilar que s'està estudiant en aquesta direcció és com una barra aïllada amb l'extrem inferior articulat i l'extrem superior encastat. Així doncs, segons taula 4.6:

$$\beta_z = 0,7$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 0,7 \cdot 450 = 315 \text{ cm (essent } L \text{ l'altura del pilar)}$$

$$N_{cr} = \left( \frac{P}{L_{k,z}} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = \left( \frac{P}{315} \right)^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 11721 = 24482885,33N$$

$$\bar{I}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{218 \cdot 34500}{24482885,33}} = 0,554$$

Respecte l'eix z el tipus de corba que li correspon és b, tal com es descriu a la figura 4.20 d'aquesta memòria. El coeficient d'imperfeció elàstic  $\alpha_z$  que correspon a aquest tipus de corba segons taula 4.4 d'aquesta memòria és:

$$\alpha_z = 0,34$$

$$f_z = 0,5 \cdot [1 + a_z \cdot (\bar{I}_z - 0,2) + (\bar{I}_z)^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,554 - 0,2) + (0,554)^2] = 0,7136$$

$$c_z = \frac{1}{f_z + \sqrt{(f_z)^2 - (\bar{I}_z)^2}} = \frac{1}{0,7136 + \sqrt{(0,7136)^2 - (0,554)^2}} = 0,8596 \leq 1$$

Com que  $0,8596 < 1$  s'accepta el valor, per tant:

$$\chi_z = 0,8596$$

El càlcul de  $\chi_{LT}$  es descriu a continuació. Els valors geomètrics de la secció HEB450 que s'utilitzen es representen a la figura 4.21.

$$c_{LT} = \frac{1}{f_{LT} + \sqrt{(f_{LT})^2 - (\bar{I}_{LT})^2}} \leq 1$$

$$f_{LT} = 0,5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\bar{I}_{LT} - 0,2) + (\bar{I}_{LT})^2]$$

$$\bar{I}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Essent:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

Per a seccions simètriques de classe 2:

$$W_y = W_{pl,y} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 0,00199 = 3,98 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^3$$

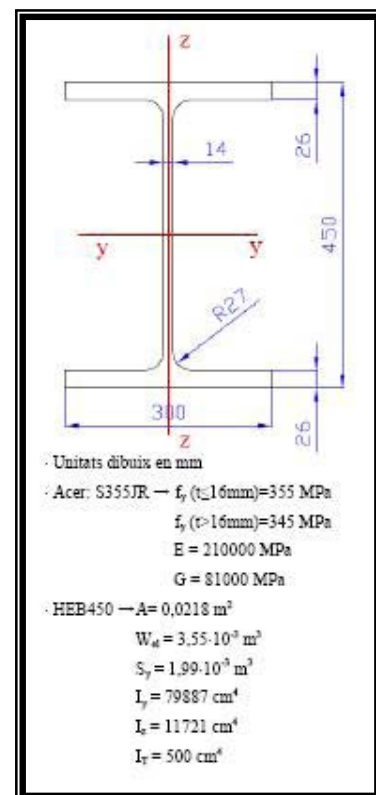


Figura 4.21 – Característiques geomètriques d'un perfil HEB450

$M_{cr}$  és el moment crític elàstic de vinclament lateral. En molts dels casos s'admet un càlcul simplificat d'aquest moment. En aquest cas pràctic es calcularà amb les expressions que l'articulat recomana.

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{p}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1,88 \cdot \frac{p}{450} \cdot \sqrt{81 \cdot 10^5 \cdot 500 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 11721} = 414395184,6 \text{ Ncm}$$

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{p^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 3550 \cdot \frac{p^2 \cdot 21 \cdot 10^6}{(450)^2} \cdot 1,88 \cdot (7,33)^2 = 367018676 \text{ Ncm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{(414395184)^2 + (367018676)^2} = 553557654,7 \text{ Ncm}$$

El valor de  $C_1$  surt de la figura 4.22 que hi ha a continuació.  $i_{f,z}$  és el radi de gir de la secció respecte l'eix z que es troba tabulat i finalment  $L_c$  és la longitud entre recolzaments que no poden girar.

Tabla 6.11 Valores de los factores $C_1$ , $C_2$ y $C_3$ correspondientes a los valores del factor $k_\theta$ ( $k_w=1$ )		
Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
	$\Psi=+1$ 	1
	$\Psi=+3/4$ 	1,14
	$\Psi=+1/2$ 	1,32
	$\Psi=+1/4$ 	1,56
	$\Psi=0$ 	1,88
	$\Psi=-1/4$ 	2,28
	$\Psi=-1/2$ 	2,7
	$\Psi=-3/4$ 	2,93
	$\Psi=-1$ 	2,75

Figura 4.22 – Taula extreta del CTE per trobar el valor de  $C_1$  segons el diagrama de moments de la barra

Un altre valor a trobar és el factor d'imperfeció de vinclament lateral:

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34
Elemento armado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	c	0,49
	$h/b > 2$	d	0,76
Elementos con otras secciones	-	d	0,76

Figura 4.23 – Taula extreta del CTE pel càlcul del coeficient d'imperfeció lateral

Per al nostre cas,  $\frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 \leq 2 \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$  i corba tipus a

Una vegada trobat el moment crític elàstic ( $M_{cr}$ ) i  $\alpha_{LT}$  es pot trobar  $\chi_{LT}$ :

$$\bar{I}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,0098 \cdot 34500}{553557654,7}} = 0,00078$$

$$f_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{I}_{LT} - 0,2) + (\bar{I}_{LT})^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,00078 - 0,2) + (0,00078)^2] = 0,479$$

$$c_{LT} = \frac{1}{f_{LT} + \sqrt{(f_{LT})^2 - (\bar{I}_{LT})^2}} = \frac{1}{0,479 + \sqrt{(0,479)^2 - (0,00078)^2}} = 1,04$$

Com que  $1,04 > 1$  no s'accepta el valor i no es compleix la condició. Així doncs s'agafa el valor màxim que pot assolir:

$$\chi_{LT} = 1$$

Finalment, per a poder aplicar les expressions per a la comprovació de la barra ens falta trobar els següents valors que extraïem de les figures 4.18 i 4.19 d'aquesta memòria:

· segons figura 4.18:

$$\rightarrow e_{N,y} = e_{N,z} = 0$$

$$\rightarrow \alpha_y = \alpha_z = 0,6$$

$$\rightarrow k_y = 1 + (\bar{I}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Sd}}{c_y \cdot N_{c,Rd}} = 1 + (0,276 - 0,2) \cdot \frac{1596310}{0,983 \cdot 218 \cdot \frac{34500}{1,1}} = 1,018$$

· segons figura 4.19:

$$\rightarrow c_{m,y} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6$$

$\Psi = 0$  perquè el diagrama de moments és de forma triangular amb el valor d'un dels extrems = 0.

Amb tots aquests valors ja es poden fer les comprovacions. La primera de les comprovacions general per a totes les barres és:

$$\frac{N_{Sd}}{c_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Sd} + e_{N,y} \cdot N_{Sd}}{c_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + a_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Sd} + e_{N,z} \cdot N_{Sd}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{1596310}{0,983 \cdot 218 \cdot \frac{34500}{1,1}} + 1,018 \cdot \frac{0,6 \cdot 69074000 + 0}{1 \cdot 3980 \cdot \frac{34500}{1,1}} + 0 \leq 1$$

$0,5755 \leq 1 \rightarrow$  La barra amb secció HEB450 compleix la 1<sup>a</sup> comprovació.

La segona de les comprovacions referent a peces no susceptibles de vinclament per torsió és:

$$\frac{N_{Sd}}{c_z \cdot A \cdot f_{yd}} + a_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Sd} + e_{N,y} \cdot N_{Sd}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Sd} + e_{N,z} \cdot N_{Sd}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{1596310}{0,8596 \cdot 218 \cdot \frac{34500}{1,1}} + 0,6 \cdot 1,018 \cdot \frac{0,6 \cdot 69074000 + 0}{3980 \cdot \frac{34500}{1,1}} + 0 \leq 1$$

$0,4744 \leq 1 \rightarrow$  La barra amb secció HEB450 compleix la 2<sup>a</sup> comprovació.

Aquí s'acaben les comprovacions que la nova norma, el CTE obliga a fer en quant les comprovacions. Com s'ha vist inicialment s'ha realitzat una comprovació de la resistència de la secció i llavors la comprovació de la resistència de les barres on s'hi inclou el vinclament. Val a dir que aquesta última comprovació és un procés bastant lent i meticulós. Més endavant es compararan els resultats amb la manera de calcula que proposava la NBE-EA-95.

## **5 – DIMENSIONAT I CÀLCUL SEGONS LA NBE-EA-95**

### **5.1 – Introducció. Càlcul d'esforços i translacionalitat**

El segon gran bloc que es tracta en aquest estudi es basa en tornar a fer els càlculs que s'han realitzat segons el CTE però aquesta vegada fer-los segons el mètode que proposava l'articulat de l'antiga norma NBE-EA-95.

Com ja s'ha comentat anteriorment, per a realitzar aquests càlculs segons la NBE-EA-95 es parteix de gairebé els mateixos esforços que quan s'ha calculat segons el CTE. La lleugera modificació és que s'han tret les accions equivalents a les imperfeccions que s'havien aplicat a l'estructura del cas pràctic, per tant, les sol·licitacions són una mica inferiors.

S'han tret les accions equivalents a les imperfeccions inicials globals perquè l'antiga norma no en parlava enlloc d'aquests defectes geomètrics. El que sí que es manté és el càlcul de les combinacions d'accions amb els coeficients de seguretat i expressions del CTE. Recordar que a l'annex C s'hi poden trobar les diferències principals en el càlcul d'aquestes combinacions d'accions segons les dues normes.

El motiu de conservar el sistema del CTE en quant a la manera de carregar l'estructura és perquè les diferències en els resultats només siguin degudes al mètode que proposa cada norma quan a comprovació a nivell de secció i a nivell de barra.

Les sol·licitacions de les barres de l'estructura del cas pràctic són les que hi ha representades a les figura 5.1 que hi ha a la pàgina següent. Igual com s'ha fet en els càlculs anteriors s'escull la secció més sol·licitada, que, igual que abans és la zona superior de la barra número 3 (pilar dret de planta baixa). Aquesta secció és la que té un moment flector major, que és el motiu bàsic que ens fa decantar per estudiar aquesta zona.

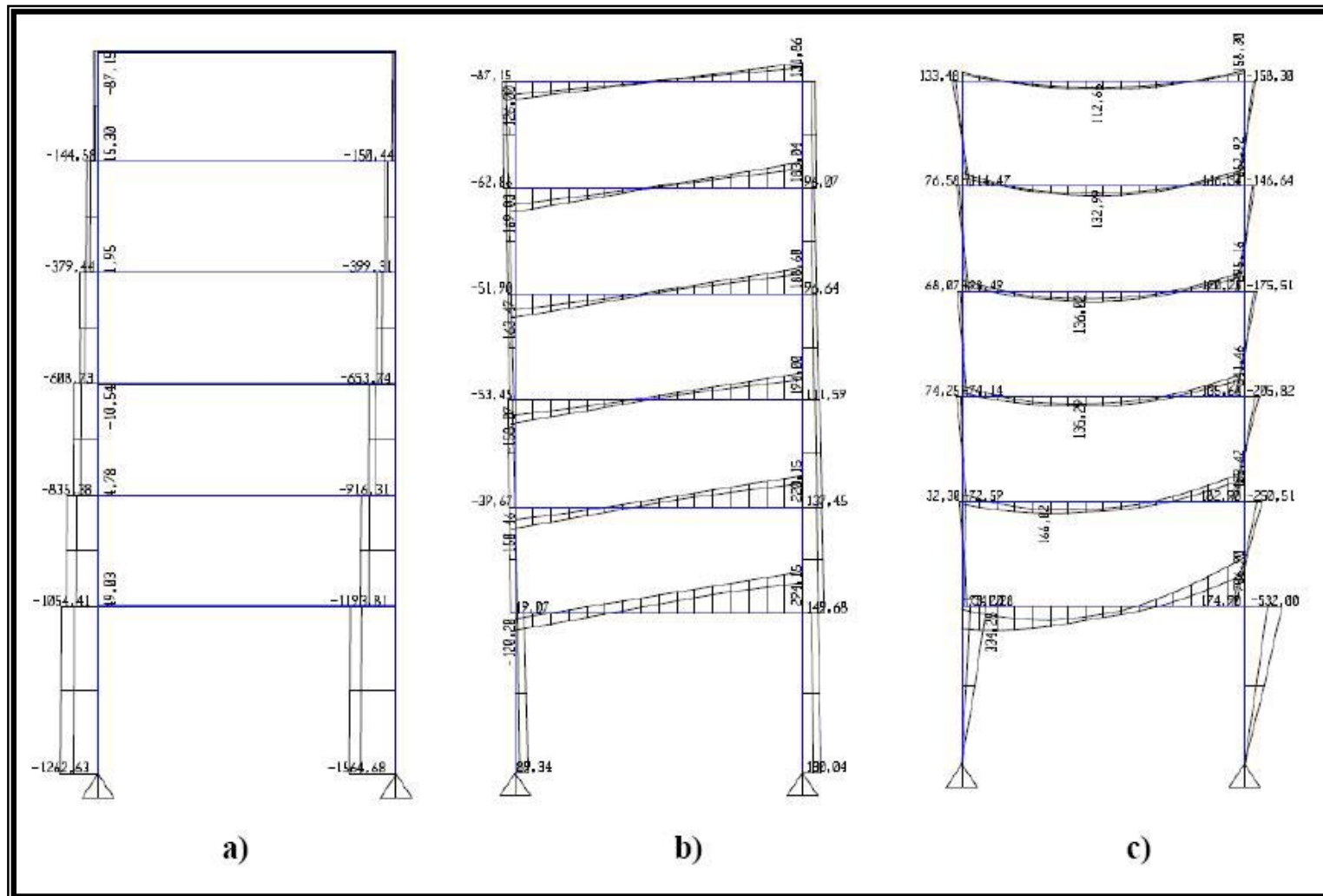


Figura 5.1 – Sol·licitacions que afecten l'estructura del cas pràctic pel càlcul segons la NBE-EA-95



La situació del pilar número 3 (el més sol·licitat) i els esforços que l'afecten en la seva zona superior es representen a continuació a les figures 5.2 i 5.3 respectivament.

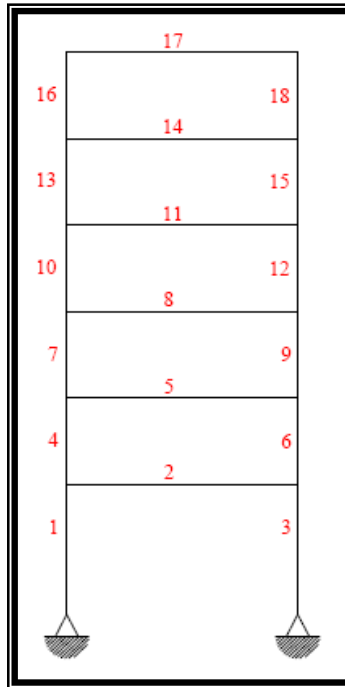


Figura 5.2 – Enumeració de les barres

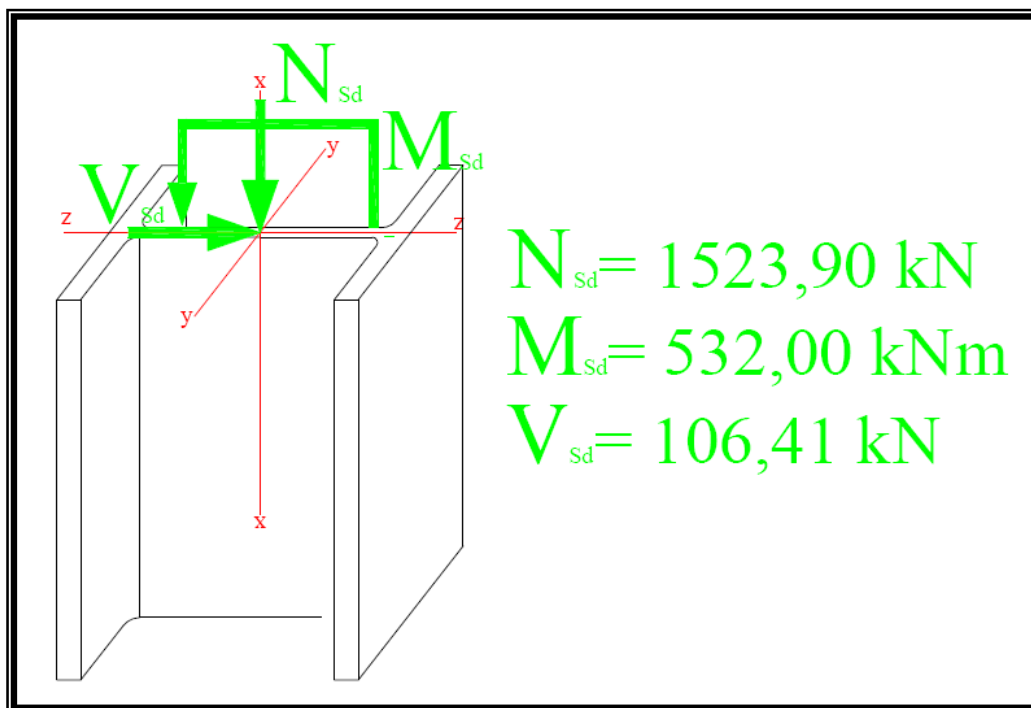


Figura 5.3 – Sol·licitacions a la zona superior de la barra 3 que es vol comprovar

Un dels aspectes a destacar de l'antiga i ja derogada norma NBE-EA-95 és la nomenclatura i les unitats que utilitza a l'hora de definir els tipus d'acers. Així doncs l'acer que s'utilitza al nostre cas pràctic, un S355JR en la nomenclatura del CTE, segons la NBE-EA-95 seria un A52b que té un límit elàstic de  $3600 \text{ kg/cm}^2$ , que convertit a Sistema Internacional són  $360 \text{ MPa}$  (utilitzant un factor de conversió de  $1 \text{ kg} = 10 \text{ N}$ ). Aquest era un acer que, al igual que l'actual S355JR, no era el més habitual al mercat i s'havia de demanar per encàrrec. Pel que fa al sufix que portaven en l'antiga nomenclatura, també feia referència al grau de soldabilitat que tenia: A52b era de soldabilitat normal i A52c i A52d eren d'altres soldabilitats.

Les constants elàstiques de l'acer A52b són, com és normal, les mateixes que les dels actuals acers:

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 = 210000 \text{ MPa}$$

$$G = 810000 \text{ kg/cm}^2 = 81000 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,30$$

Aquesta antiga norma minorava la resistència de càlcul de l'acer a través de l'expressió:  $\sigma_u = \frac{\sigma_E}{\gamma_A}$  essent  $\sigma_u$  la tensió de càlcul,  $\sigma_E$  el límit elàstic i  $\gamma_A$  el coeficient de minoració que val  $\gamma_A = 1$  per acers amb límit elàstic garantit i  $\gamma_A = 1,1$  en els casos que el límit elàstic es determini mitjançant mètodes estadístics. En el nostre cas pràctic considerem el límit elàstic garantit, per tant,  $\sigma_u = 3600 \text{ kg/cm}^2 = 360 \text{ MPa}$ .

A l'apartat 3.2.9 – “Piezas solicitadas a compresión excéntrica” de l'articulat de la NBE-EA-95 ens situa en el cas del nostre exemple pràctic: el suport d'una estructura que rep una compressió acompanyada de flexió, el que equival a un esforç normal actuant de manera excèntrica.

Pel que fa a la possible translacionalitat i al tractament del possible segon ordre, l'antiga norma no en parlava. En algun punt de la norma es parla de que s'ha d'assegurar que l'estructura no es desplaça en sentit horitzontal mitjançant, per exemple, sistemes d'arriostrament, però en cap moment no es parla de quan és o no és una estructura translacional, per tant, tampoc en fa una diferenciació en el mètode de càlcul a utilitzar.

En quant a la comprovació de la resistència i per barres de secció constant es defineix:

$$S^* = \frac{N^*}{A} + M_y^* \cdot \frac{z}{I_y} \leq S_u$$

En quant a la comprovació del vinclament i per a peces de simetria doble sotmeses a compressió excèntrica es defineix que s'ha de verificar:

$$S^* = N^* \cdot \frac{w}{A} + \frac{M^*}{W_c} \leq S_u$$

On:

- |  |  |
|--|--|
| $\sigma^*$ = tensió de comprovació   | $A$ = àrea de la secció                    |
| $N^*$ = esforç normal ponderat   | $I_y$ = inèrcia respecte eix y             |
| $M_y^*$ = moment flector ponderat  | $z$ = distància de la f.n. a l'extrem      |
| $W_c$ = mòdul resistent a compressió   | $\sigma_u$ = tensió última = límit elàstic |
| $\omega$ = coeficient de vinclament corresponent a l'esveltesa mecànica de la peça |  |
| $M^*$ = moment flector màxim a la part central de la peça                          |  |

S'entén per esforços i moments ponderats els obtinguts a partir de les accions característiques afectades per uns coeficients de ponderació  $\gamma_s$  que majorin l'efecte d'aquestes accions. Aquests coeficients de ponderació s'apliquen en les combinacions de les accions, per tant, com que les sol·licitacions de la barra del cas pràctic que s'està estudiant ja són fruit de l'aplicació d'unes combinacions a l'estructura que s'han definit anteriorment i entrat al SAP2000, aquestes sol·licitacions ja estan ponderades.

Per al nostre cas pràctic el valor que adopta tota aquesta nomenclatura és:

$$N^* = 1523,90 \text{ kN}$$

$$A = 218 \text{ cm}^2 = 21800 \text{ mm}^2$$

$$M_y^* = 532,00 \text{ kNm}$$

$$I_y = 79887 \text{ cm}^4 = 798870000 \text{ mm}^4$$

$$W_c = 3550 \text{ cm}^3 = 3550000 \text{ mm}^3$$

$$z = 225 \text{ mm}$$

$$\sigma_u = 355 \text{ MPa}$$

S'aproxima el valor de  $\sigma_u$  a 355 MPa per fer els resultats comparables als anteriorment obtinguts segons el CTE.

El valor de  $M^*$  és, com s'ha dit, el moment flector màxim ponderat a la part central de la peça, de longitud  $0,4 \cdot L$ . A la figura 5.4 s'explica una mica millor aquest valor.

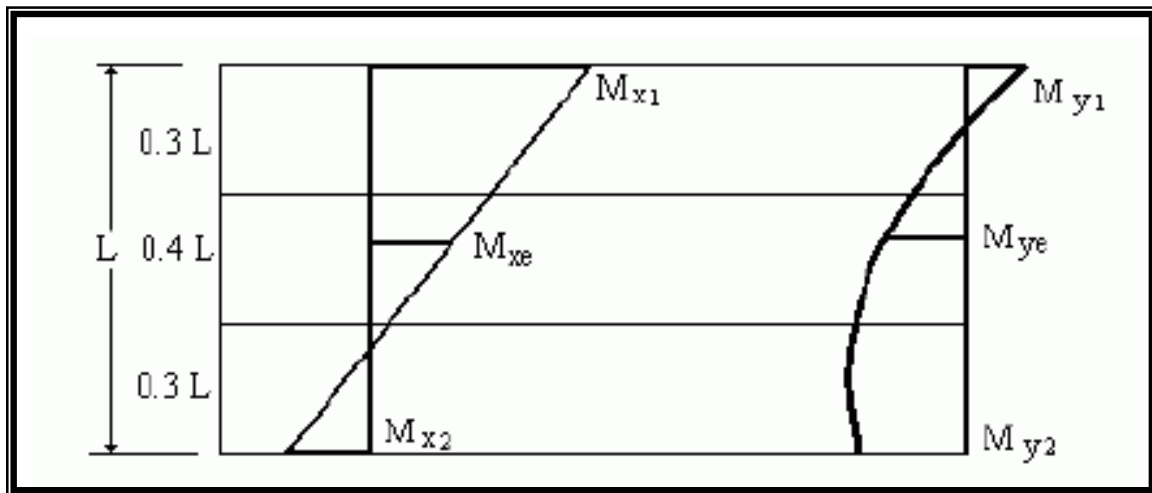


Figura 5.4 – Moment flector màxim a una longitud de  $0,4 \cdot L$  de la barra. Figura extreta de la NBE-EA-95

Per al cas pràctic que ens ocupa tenim una distribució de moment flector respecte l'eix en forma triangular. Per assegurar-nos d'estar pel costat de la seguretat es podria agafar el valor màxim de moment ( $M_{m\grave{a}x}$ ), però com que el que es vol és comparar mètodes de càlcul s'agafa el valor màxim a la zona central del 40 % de la longitud. Aquest pas es representa a la següent figura 5.5.

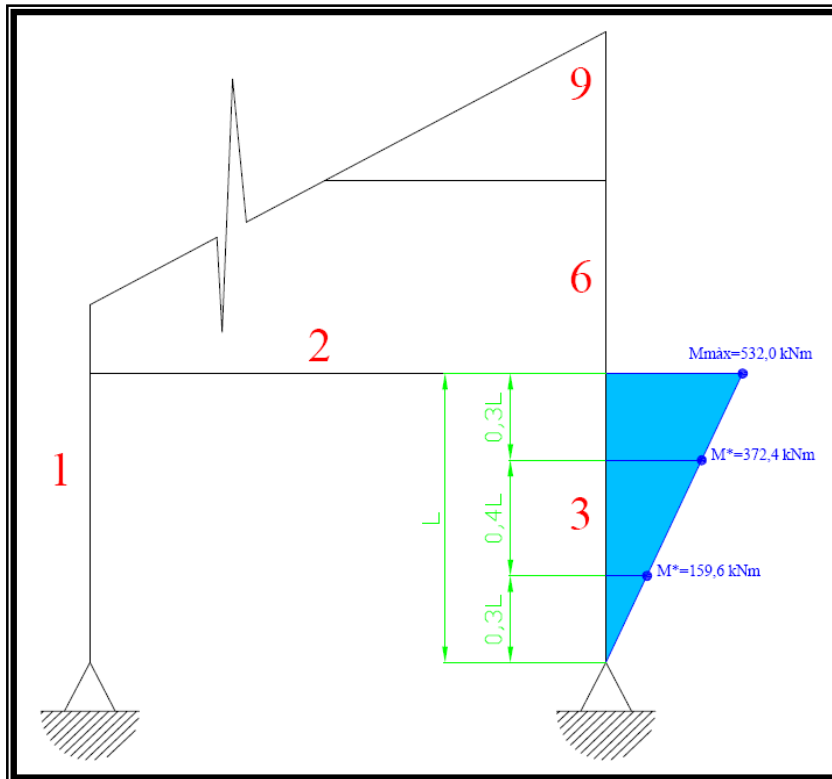


Figura 5.5 – Càlcul de  $M^*$  a la barra del cas pràctic. Aplicació de les distàncies que marca la NBE-EA-95.

Així doncs, i com es veu a l'anterior figura el valor  $M^*$  que utilitzarem per al nostre cas pràctic serà:

$$M^* = 372,4 \text{ kNm}$$

Finalment falta calcular  $\omega$  que és el coeficient de vinclament corresponent a l'esveltesa mecànica de la barra que s'està estudiant. Aquest coeficient  $\omega$  el trobarem a la taula 3.2.7 de la NBE-EA-95 i que s'adjunta a la figura 5.6 a continuació. Com es pot veure és un valor que està en funció de l'esveltesa mecànica  $\lambda$ .

Tipo de acero	Coeficiente $\omega$ de pandeo función de la esbeltez $\lambda = l_k/i$										
	$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
A52	20	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05
	30	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.10	1.10
	40	1.11	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19
	50	1.20	1.22	1.23	1.24	1.25	1.27	1.28	1.30	1.31	1.33
	60	1.35	1.37	1.39	1.41	1.43	1.45	1.47	1.49	1.51	1.54
	70	1.56	1.59	1.61	1.64	1.66	1.69	1.72	1.75	1.78	1.81
	80	1.84	1.87	1.90	1.94	1.97	2.01	2.04	2.08	2.11	2.15
	90	2.18	2.22	2.26	2.30	2.34	2.38	2.42	2.46	2.50	2.54
	100	2.59	2.63	2.67	2.72	2.76	2.81	2.85	2.90	2.95	2.99
	110	3.04	3.09	3.14	3.19	3.24	3.29	3.34	3.39	3.44	3.49
	120	3.55	3.60	3.65	3.71	3.76	3.82	3.87	3.93	3.98	4.04
	130	4.10	4.16	4.22	4.27	4.33	4.39	4.45	4.52	4.58	4.64
	140	4.70	4.76	4.83	4.89	4.95	5.02	5.08	5.15	5.22	5.28
	150	5.35	5.42	5.48	5.55	5.62	5.69	5.76	5.83	5.90	5.97
	160	6.04	6.12	6.19	6.26	6.34	6.41	6.48	6.56	6.63	6.71
	170	6.79	6.86	6.94	7.02	7.09	7.17	7.25	7.33	7.41	7.49
	180	7.57	7.65	7.73	7.82	7.90	7.98	8.07	8.15	8.24	8.32
	190	8.40	8.49	8.58	8.66	8.75	8.84	8.93	9.02	9.10	9.19
	200	9.28	9.37	9.47	9.56	9.65	9.74	9.83	9.92	10.02	10.11
	210	10.21	10.30	10.40	10.49	10.59	10.69	10.78	10.88	10.98	11.08
220	11.18	11.27	11.38	11.48	11.57	11.68	11.78	11.88	11.98	12.09	
230	12.19	12.29	12.40	12.50	12.61	12.72	12.82	12.93	13.03	13.14	
240	13.25	13.36	13.47	13.58	13.69	13.80	13.91	14.02	14.13	14.25	
250	14.36										

Figura 5.6 – Coeficients de vinclament  $\omega$  en funció de l'esveltesa mecànica  $\lambda$

L'esveltesa mecànica  $\lambda$  és un valor que depèn de la longitud de vinclament i del radi de gir, com es veu a la següent expressió:

$$I = \frac{l_k}{i}$$

La longitud de vinclament és la longitud de la barra per un factor que té en compte les restriccions dels seus extrems:  $l_k = l \cdot \beta$

Aquest coeficient  $\beta$  que té en compte les restriccions dels extrems de la barra en els casos de barres aïllades estan tabulats i es mostren a la següent taula 5.1. Val a dir que són els mateixos coeficients que actualment en el CTE.

Taula 5.1  
Longituds de vinclament

Longituds de vinclament	
$L_k = \beta \cdot L$	
Condicions dels extrems	$\beta$
Biarticulats	1
Biencastats	0,5
Encastat-Articulat	0,7
Biencastat mòbil	1
Ménsula	2

En el cas de pilars d'edificis no és d'aplicació aquesta taula 5.1 sinó que l'articulat de la NBE-EA-95 presenta un sistema de càlcul anomenat de "Julián-Lawrence".

En els càlculs del cas pràctic que ens ocupa s'utilitzaran els valor de  $\beta$  trobats pel CTE ja que es vol comparar els mètodes de càlcul amb uns mateixos valors de sortida. A l'annex F s'hi pot trobar com es calculen aquest coeficient  $\beta$  segons els dos mètodes: l'antic i el nou. Així doncs, els valors que s'utilitzaran seran:

$$\beta_y = 0,91$$

$$\beta_z = 0,7$$

$$I_y = \frac{l_{k,y}}{i_y} = \frac{b_y \cdot l}{i_y} = \frac{0,91 \cdot 450}{7,33} = 55,87 \cong 56 \Rightarrow w = 1,28$$

Una vegada trobada l'esveltesa mecànica  $\lambda_y$  s'utilitza la taula de la figura 5.5 i es troba el valor de  $\omega$  tal com les fletxetes indiquen.

Per a l'eix z no es realitza cap càlcul degut a que no hi tenim moment flector, per tant, no cal tenir-ho en compte. Aquesta és una diferència amb el CTE.

## 5.2 – Comprovació a nivell de secció

Com ja s'ha comentat aquesta norma antiga no fa un distinció clara de la comprovació a nivell de secció i de la comprovació a nivell de barra com fa el CTE. No obstant sí que planteja unes expressions que es poden associar a una o a l'altra comprovació.

Pel que fa a la comprovació de la resistència de la secció:

$$s^* = \frac{N^*}{A} + M_y^* \cdot \frac{z}{I_y} = \frac{1523900}{21800} + 532 \cdot 10^6 \cdot \frac{225}{798870000} \leq s_u = 355 \text{MPa}$$

Realitzant els càlculs:

$$\sigma^* = 219,74 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

Si es vol tenir en compte l'aprofitament que es fa de la secció:

$$\frac{219,74 \text{MPa}}{355 \text{MPa}} = 0,6189 = 61,89\%$$

Així doncs, vistos els resultats es pot concloure que la secció HEB450 compleix a nivell de secció segons legislava la NBE-EA-95.



### 5.3 – Comprovació a nivell de barra

Pel que fa a la part de les comprovacions que demanava l'antiga norma i que podem associar a la comprovació de la barra, amb tots els valors calculats anteriorment ja es pot aplicar la següent comprovació:

$$s^* = N^* \cdot \frac{w}{A} + \frac{M^*}{W_c} = 1523900 \cdot \frac{1,28}{21800} + \frac{372,4 \cdot 10^6}{3550000} \leq s_u = 355 \text{ MPa}$$

Realitzant els càlculs:

$$\sigma^* = 194,38 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

Si es vol tenir en compte l'aprofitament que es fa de la capacitat de la barra:

$$\frac{194,38 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}} = 0,5476 = 54,76\%$$

Així doncs, vistos els resultats es pot concloure que la secció HEB450 compleix a nivell de barra segons legislava la NBE-EA-95.

## **6 – COMPARACIÓ DELS MÈTODES I DELS RESULTATS OBTINGUTS**

Pel que fa a la comparació dels mètodes hi ha força coses que han variat amb l'entrada de la nova norma i que obliguen a realitzar uns càlculs amb sistema bastant diferent a l'antic.

Un dels aspectes més destacable és la classificació de les seccions que el CTE proposa. Amb la norma antiga a tots els perfils se'ls tractava igual davant un estat de càrregues. El seu estudi es basava en l'elasticitat del material i el límit estava quan un punt de la secció assolía el límit elàstic. Actualment, amb la nova formulació s'ha guanyat capacitat resistent amb les seccions de classe 1 i 2. Aquests dos tipus de seccions se'ls permet un anàlisi on es té en compte la plasticitat i d'aquesta manera es considera que totes les fibres d'una secció estan plastificades, la tensió en totes elles és el límit elàstic del material. Pel que fa a les seccions de classe 3 i 4 es tracten únicament amb consideració elàstica, però les de classe 4, que són seccions esveltes, es calculen respecte l'àrea eficaç de la secció. Així doncs, en aquest aspecte la nova norma ha fet un pas endavant i permet un millor aprofitament del material augmentant la seva capacitat resistent.

Un altre aspecte que ha introduït la nova norma han estat les imperfeccions. Com s'ha comentat són desviacions geomètriques respecte la geometria ideal. En podem trobar degudes a errors en l'execució, com són les imperfeccions inicials globals (desploms) i en trobem degudes a errors en processos constructius dels elements, com són les imperfeccions inicials locals on es té en compte la guerxesa de les peces. És una millora ja que realment existeixen en les construccions reals, per tant, val la pena que el model d'anàlisi les tingui en compte.

D'altra banda és interessant comentar que el mètode que proposa el nou document té un nivell de dificultat en quant a comprensió de l'articulat molt superior al que proposava l'antiga norma. Aquest fet implica molt més temps per a realitzar un mateix càlcul: hi ha l'ús de moltes noves variables, s'utilitzen moltes expressions tabulades...

Per últim abans d'entrar a la comparació dels valors obtinguts per a les diferents comprovacions comentar que el mètode que es proposa a la nova norma s'assembla molt en el que ja l'any 1993 es va redactar a l'eurocodi 3, que és de referència europea, i que també s'assembla molt a l'esborrany publicat referent al càlculs amb estructura metàl·lica que s'anomena EAE.

Pel que fa a la comparació estrictament numèrica dels resultats dels càlculs que s'han realitzat en els diferents mètodes que proposa l'actual norma, el CTE DB-SE-A, i els que proposava l'antiga norma, la NBE-EA-95, a la següent taula 6.1 hi queden representats.

Taula 6.1  
Resultats obtinguts en els càlculs dels capítols anteriors segons mètodes de càlcul

Càlculs segons CTE DB-SE-A		Càlculs segons NBE-EA-95	
Comprovació a nivell secció	Comprovacions a nivell barra	Comprovació a nivell secció	Comprovacions a nivell barra
0,7511	0,5755 0,4744	0,6189	0,5476

En aquesta taula 6.1 s'hi pot observar quins resultats s'han obtingut segons la comprovació i la norma que s'estava fent. Els valors representats indiquen el tant per u d'aprofitament del perfil en cada un dels casos, és a dir, a la comprovació a nivell de secció segons el CTE hi ha el valor de 0,7511. Aquest indica un aprofitament de la secció d'un 75,11 %. I així amb tots els altres valors. A la casella referent a les comprovacions a nivell de barra segons el CTE hi ha 2 resultats.

A la casella corresponent a les comprovacions a nivell de barra segons el CTE hi ha dos valors ja que eren necessàries dues comprovacions. Del valor que farem cas serà del superior, és a dir, del més desfavorable i que indica més sol·licitació a la barra.

Si analitzem més detingudament els valors veiem que els càlculs que proposa la nova norma són més conservadors. Això ho veiem amb el fet de que els valors són més elevats que indiquen que amb les mateixes càrregues a una mateixa estructura va més justa segons el CTE que segons l'antiga NBE.

Pel que fa a les comprovacions a nivell de secció realitzades els càlculs segons el CTE han resultat ser un 21,36 % més conservadors que els càlculs realitzats segons la NBE. Això significa que segons la nova norma per a unes mateixes condicions és necessària una secció un 21,36 % més resistent que no segons l'antiga norma.

Pel que fa a les comprovacions a nivell de barra realitzades els càlculs segons el CTE han resultat ser un 5,09 % més conservadors que els càlculs realitzats segons la NBE. Això significa que segons la nova norma per a unes mateixes condicions és necessària una secció de les barres un 5,09 % més resistent que no segons l'antiga norma.

Veiem que és molt més conservador el càlcul de la comprovació de la secció que no el de a nivell de barra, però que sempre la comprovació referent al CTE és més segura, més conservadora. Analitzant aquesta afirmació, resulta que la capacitat resistent que ofereix el CTE per a un perfil com el nostre és superior. En contra partida, la nova norma ens obliga a tenir en compte les imperfeccions, el coeficient de minoració del material més elevat que el d'abans ( $\gamma_{MI}$  (CTE) = 1,1 mentre que  $\gamma_s$  (NBE) = 1). Així doncs, la nova norma permeten un millor aprofitament del material amb la capacitat plàstica introdueix nous aspectes que “castiguen” més al material, i, al final, encara queda un càlcul amb uns resultats més conservadors.

Finalment, comentar que en un cas real on es tracti una estructura translacional, semblant a l'estructura analitzada en el cas pràctic d'aquest estudi, la nova norma, introduint elements nous com les imperfeccions i el càlcul en segon ordre, ofereix un nivell de sol·licitació més elevat que la norma anterior, així doncs, més seguretat..

## **7 – RESUM DEL PRESSUPOST**

La valoració econòmica de l'elaboració total d'aquest estudi i que es detalla al Document Pressupost és de **CINC MIL QUATRE CENTS SEIXANTA TRES EUROS AMB SEIXANTA CÈNTIMS D'EURO (5463,60 €)**.

## **8 – CONCLUSIONS**

Les estructures porticades d'acer en edificació difícilment que es comportin com a translacionals. En l'estudi actual, per dotar de translacionalitat a l'edifici s'ha considerat una primera planta d'alçada considerable (cosa relativament habitual) però articulació en la base, el qual no és gens habitual. Aquest fet és la demostració de que és difícil aconseguir la translacionalitat d'un pòrtic.

No obstant ser difícil trobar casos de translacionalitat, la comprovació que planteja la nova norma és de relativa simplicitat, i pot ser fàcilment incorporada en el software, ja que depèn de valors obtinguts en primer ordre, de forma que el tècnic pot disposar-ne fàcilment.

Pel que fa als resultats finals que s'obtenen dels càlculs per a estructures translacionals, la nova norma és més severa i obliga a tenir en compte resultats superiors, per tant, més segurs del que la norma antiga donava.

Signat

Albert Masó Donadeu

GIRONA 2 DE SETEMBRE DE 2008

## 9 – RELACIÓ DE DOCUMENTS

Document nº 1: MEMÒRIA I ANNEXES

- Annex A – Descripció suport informàtic
- Annex B – Disseny estructura final
- Annex C – Accions i combinacions
- Annex D – Coeficient *PMM ratio*
- Annex E – Justificació simplificacions
- Annex F – Càlcul coeficient vinclament  $\beta$

Document nº 2: PRESSUPOST

## **10 – BIBLIOGRAFIA**

ARGÜELLES ALVAREZ, RAMON. Estructuras de Acero. Cálculo. Editorial Bellisco. 2<sup>a</sup> edició 2005. Madrid.

ARGÜELLES ALVAREZ, RAMON. Anàlisis de Estructuras: teoría, problemas y programas. Editorial Conde del Valle de Salazar. 1996.

BOROSCHEK, RUBEN. Sap2000: Modelación y análisis de un edificio tipo. Primavera 2001.

COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA. Código Técnico de la Edificación (CTE). Volumes 1 i 2: DB-SE-AE i DB-SE-A. Editorial Leynfor. Madrid. 1<sup>a</sup> edició juny 2006.

EUROCODE 3. Design of steel structures (ENV-1993-1-1:1992).

MINISTERIO DE FOMENTO. Estructuras de Acero en Edificación (NBE-EA-95). Madrid. 4<sup>a</sup> edició 1997.

MINISTERIO DE FOMENTO. Estructuras de Acero Estructural (EAE). ([http://www.fomento.es/MFOM/LANG\\_CASTELLANO/DIRECCIONES\\_GENERAL\\_ES/ORGANOS\\_COLEGIADOS/CPA/EAE](http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/DIRECCIONES_GENERAL_ES/ORGANOS_COLEGIADOS/CPA/EAE), 25 de gener de 2008).

PRONTUARIO ENSIDESA. Manual para el cálculo de estructuras metálicas. Volum II. 1<sup>a</sup> edició. 1977.

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN. Manual SAP2000. Estructuras tipo edificio. Juny 2005.



## **11 – AGRAÏMENTS**

Pare, Mare, Ester, Xavier, CarroDelMam.....MOLTES GRÀCIES!!!! Sigui per la paciència, per les facilitats, per les explicacions, per les vacances corregint redactats.....per tot!!!!

## ANNEX A – DESCRIPCIÓ DEL SUPORT INFORMÀTIC

Per a la realització d'aquest estudi ens hem ajudat del suport informàtic que es diu SAP2000. La versió utilitzada en aquest cas és *SAP2000 Nonlinear 8.3.3*.

El SAP2000 és un programa d'anàlisi i càlcul estructural mitjançant elements finits. Val a dir que els seu correcte funcionament està totalment contrastat ja que és el software líder en càlcul estructural. El fet de tenir un entorn Windows el fa amigable i fàcil d'utilitzar.

Aquest programa permet l'anàlisi de qualsevol tipus d'estructura, per exemple, ponts, preses, edificis, etc.

Per a realitzar els càlculs i les comprovacions el programa incorpora l'Eurocodi 3, entre d'altres normes, que és la base de l'actual normativa espanyola en quant al càlcul d'estructures metàl·liques.

A més a més, la versió utilitzada "*nonlinear*" permet realitzar anàlisis no lineals, per exemple, la plasticitat.

A continuació és descriuen mitjançant figures i petites explicacions quin ha estat el procediment seguit per a la inserció i càlcul de l'estructura que s'ha analitzat en el cas pràctic d'aquesta memòria.

En primer lloc s'ha d'introduir la geometria de l'estructura. El programa dóna diverses opcions directes per algunes geometries. A la figura A.1 es mostren aquestes opcions que permet el SAP2000. Nosaltres escollim l'opció *Portal Frame* ja que el nostre cas és un pòrtic senzill en 2 dimensions. Una altra de les coses importants en aquest pas és la definició de les unitats de treball, en el nostre cas: les forces en kN, les distàncies en m i les temperatures en °C. Així doncs escollim: *kN,m,C*.

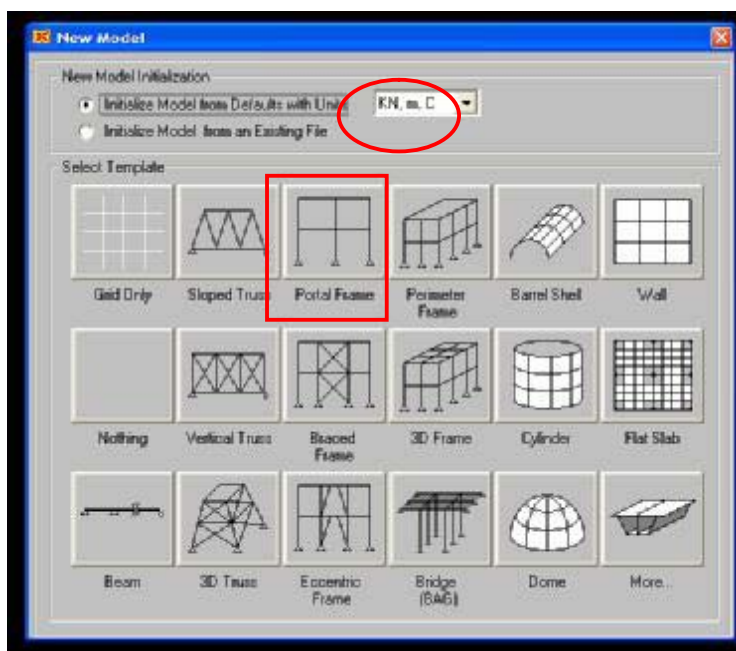


Figura A.1 – Opcions de geometria i definició de les unitats al SAP2000

En el següent pas es fa la definició del número de plantes i vanos del pòrtic que s'estudia, així com les seves distàncies. Aquest pas es representa a la figura A.2. En el nostre cas tenim un sol vano de 8 metres i 6 altures de 3 metres cada una.

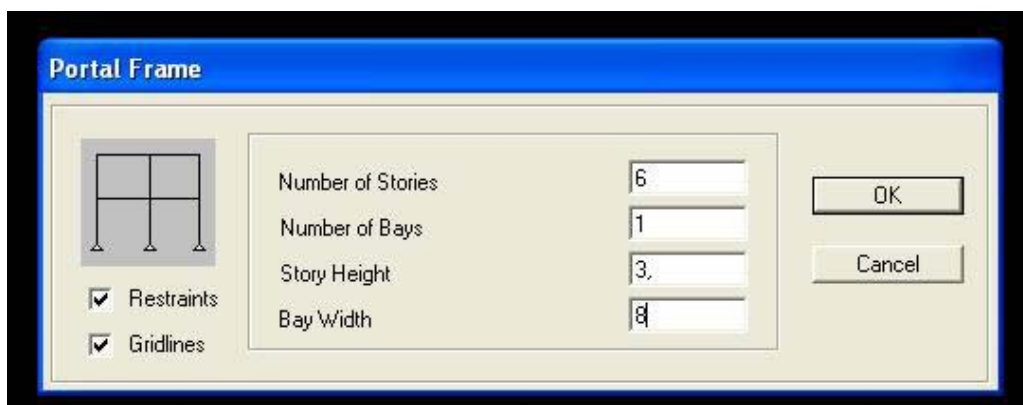


Figura A.2 – Definició de les plantes (*stories*) i dels vanos (*bays*) del pòrtic.

Una vegada s'han definit aquests aspectes el programa ja dibuixa el pòrtic, com es veu a la figura A.3 cas a).

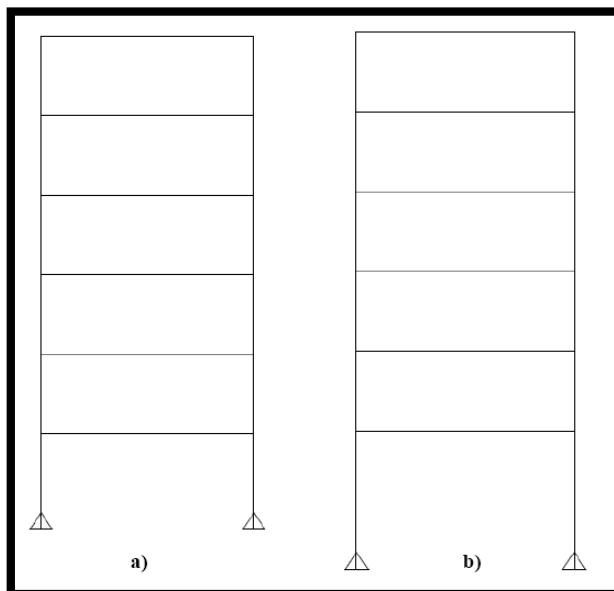


Figura A.3 – Pòrtics que dibuixa el SAP2000 a mesura que entres les dades i les correccions.

Com que la planta baixa no té 3 metres d'altura sinó que 4,5 metres realitzem aquest canvi mitjançant la següent opció:

*edit / interactive database editing → geometry data + joint coordinates → ok*

A la taula que s'obre a continuació, figura A.4, es canvia la posició dels nusos 1 i 8: a la coordenada z s'hi posa “-1,5” i fet això s'accepta el canvi. Ara sí que l'estructura és la real del nostre cas, la que es mostra a la figura A.2 cas b).

Joint	CoordSys	CoordType	XorR	Y	T	Z	SpecialJt
Text	Text	Text	m	m	Degree	m	Yes/No
1	1 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		-1,5	No
2	2 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		3,00000	No
3	3 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		6,00000	No
4	4 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		9,00000	No
5	5 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		12,00000	No
6	6 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		15,00000	No
7	7 GLOBAL	Cartesian	-4,00000	0,00000		18,00000	No
8	8 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		-1,5	No
9	9 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		3,00000	No
10	10 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		6,00000	No
11	11 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		9,00000	No
12	12 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		12,00000	No
13	13 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		15,00000	No
14	14 GLOBAL	Cartesian	4,00000	0,00000		18,00000	No

Figura A.4 – Correcció posició nusos planta baixa per augmentar altura planta

Com que del pòrtic del cas pràctic que s'està estudiant només en volem l'anàlisi en el pla xz li definim al programa que només calculi segons aquest pla:

*analyse / set analysis options → plane frame → ok*

Un altre pas important és definir les restriccions dels nusos dels recolzaments del pòrtic. En el nostre cas són articulacions fixes. Per a que el programa ho tingui en compte se seleccionen els dos nusos en qüestió i es fa:

*assign / joint / restraints → clicar la opció d'articulació fixa → ok*

Una vegada definits aquests passos inicials el funcionament del programa és molt senzill: primer sempre es defineix (“*define*”) el que es vol fer, per exemple les accions, les combinacions, les seccions... I una vegada feta la definició el que es fa és realitzar l'assignació (“*assign*”), sempre amb l'element en qüestió seleccionat.

Així doncs, per a les accions fem: *define / load cases*. A la pantalla que s'obre es defineixen totes les accions que intervenen a l'estructura i que prèviament s'han ajustat a la norma respecte la que sigui trobades. Comentar que la casella “*self weight multiplier*” és on es diu si s'ha de tenir en compte el pes propi. A la casella “*type*” es defineix el tipus d'acció: permanent, variable, vent... A la figura A.5 es mostra aquesta pantalla on s'entren les accions:

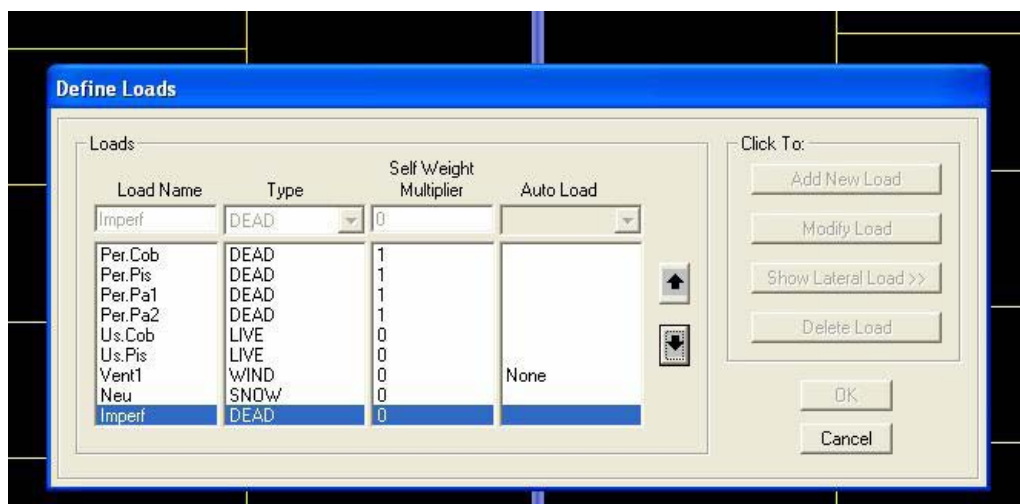


Figura A.5 – Accions definides en el cas pràctic

Una vegada definides les accions s'han de carregar a l'estructura. Aquest pas el fem mitjançant la opció "assign". El primer que es fa es seleccionar la barra o nus que afecta l'acció (segons sigui repartida o bé puntual) i llavors: *assign / joint loads* o *frame/cable loads* segons sigui puntual o repartida respectivament.

A l'annex C s'adjunten totes els diagrames de les accions carregades a l'estructura del cas pràctic. Si expressa el valor i la posició de cada una.

Pel que fa a les seccions de les barres de l'estructura, el procediment és el mateix: primer de tot definim el material i, si és necessari les seves característiques mecàniques: *define / materials / steel*. En el cas que vulguem definir-ne un que no hi és entre les opcions que es presenten triarem: "add new material" i a la nova finestra li donarem un nom i unes característiques. En el nostre cas s'ha fet per a la definició de l'acer S355JR. A la figura A.6 es mostra aquesta definició que s'ha fet:

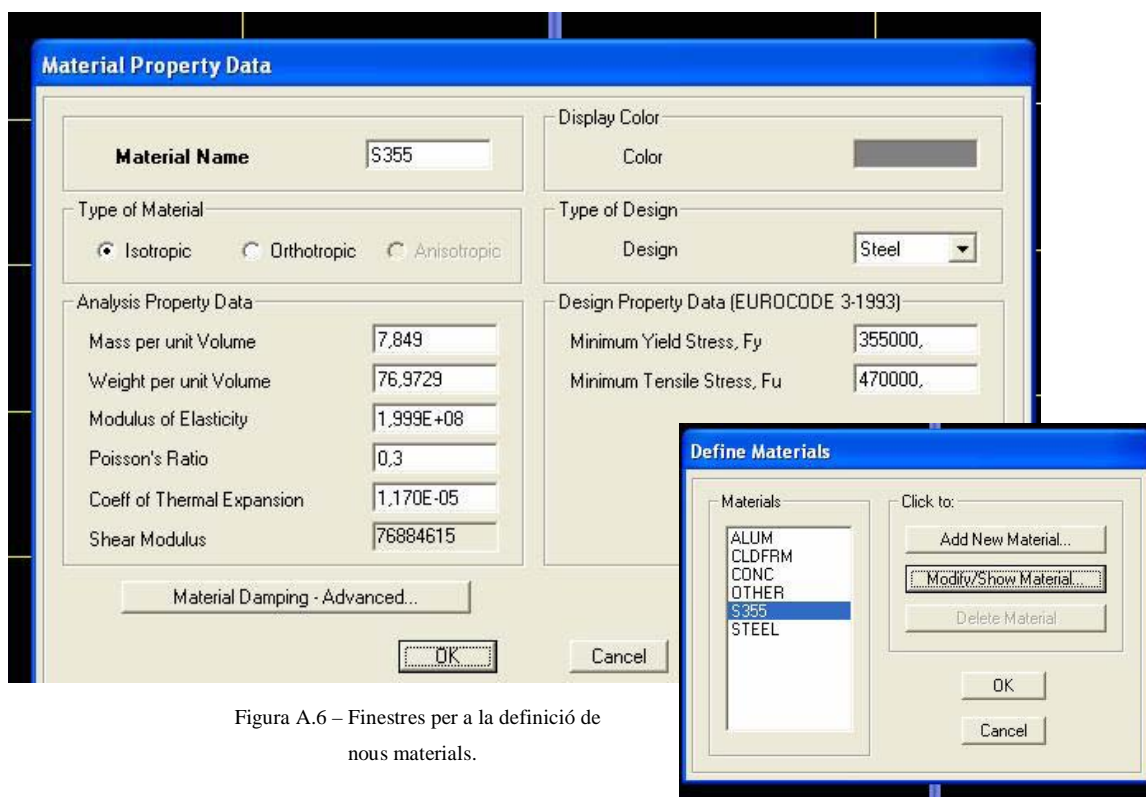


Figura A.6 – Finestres per a la definició de nous materials.

Pel que fa a la definició de perfils, al ser un programa americà, inicialment no trobem els perfils europeus. Com que inclou una biblioteca amb perfils europeus s'ha d'anar a buscar:

*define / frame/cable sections / Import I wide flange / Add new property* i fet això ens deixa navegar per les carpetes del programa. La biblioteca europea la trobem a la següent ruta: C:/program files/computers and structures/sap2000 8 Nonlinear/Euro.pro. La biblioteca amb perfils és la que es diu "euro.pro". Una vegada seleccionada ja veurem que la nomenclatura dels perfils que es mostren ens és molt més familiar. En el cas de voler modificar alguna característica geomètrica d'algun dels perfils és en aquesta finestra que es pot fer. Es mostren aquestes pantalles a la següent figura A.7.

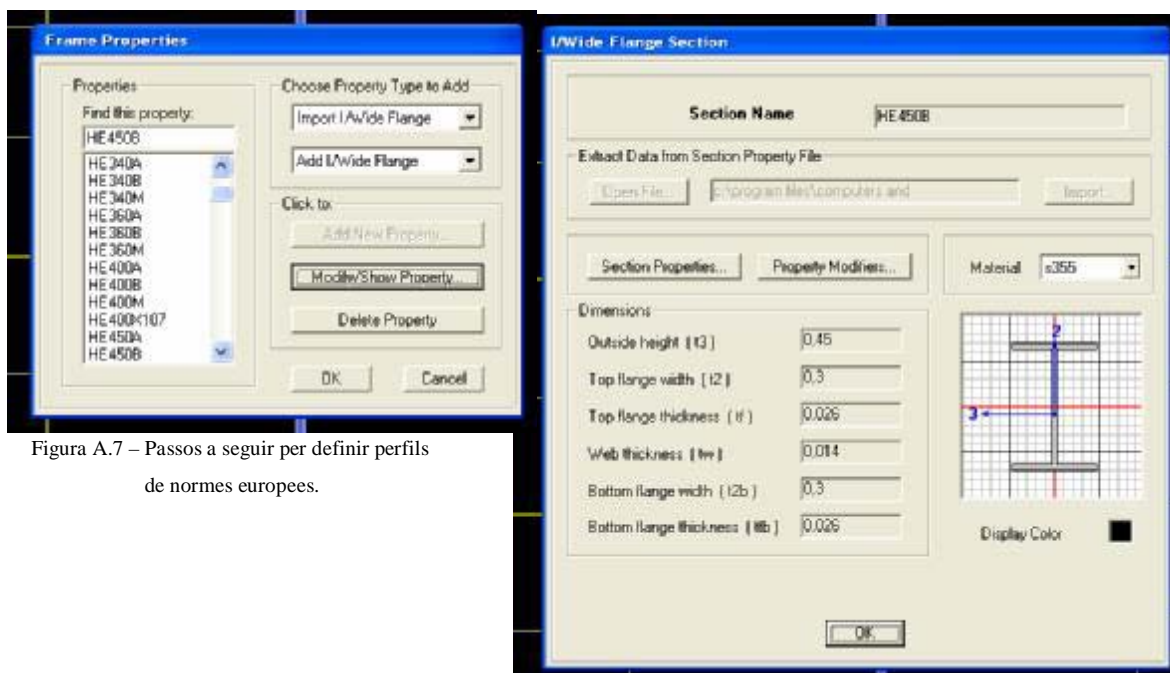


Figura A.7 – Passos a seguir per definir perfils de normes europees.

Una vegada definits els perfils a utilitzar s'han d'assignar a les barres. La manera de fer-ho és amb la barra seleccionada fer: *assign / frame/cable / sections*. S'obre una finestra d'on podem triar el perfil per aquella barra.

Finalment queda definir les combinacions d'accions. Prèviament a entrar-les al programa informàtic s'ha d'haver decidit quines seran les combinacions que es poden donar al llarg de la construcció i de la vida útil de l'estructura i segons quina norma es calcula.

En el nostre cas s'ha realitzat segons el CTE, per tant s'han utilitzat els coeficients de ponderació que marca el document DB-SE-AE amb les expressions de combinació d'accions que marca el mateix CTE. Per a fer-ho es va a:

*define / combinations / add new combo*

Fet aquest pas s'obre una finestra on es posa el nom de la nova combinació, i es va entrant cada acció amb quin valor de ponderació ("scale factor") actua. Això s'ha de fer per tantes combinacions com s'hagin definit. Finalment, si volem treballar amb l'envolvent de les combinacions s'ha de crear una altra combinació i a la casella de "combination type" seleccionar "envelope".

A la figura A.8 que hi ha a continuació es mostra aquests passos.

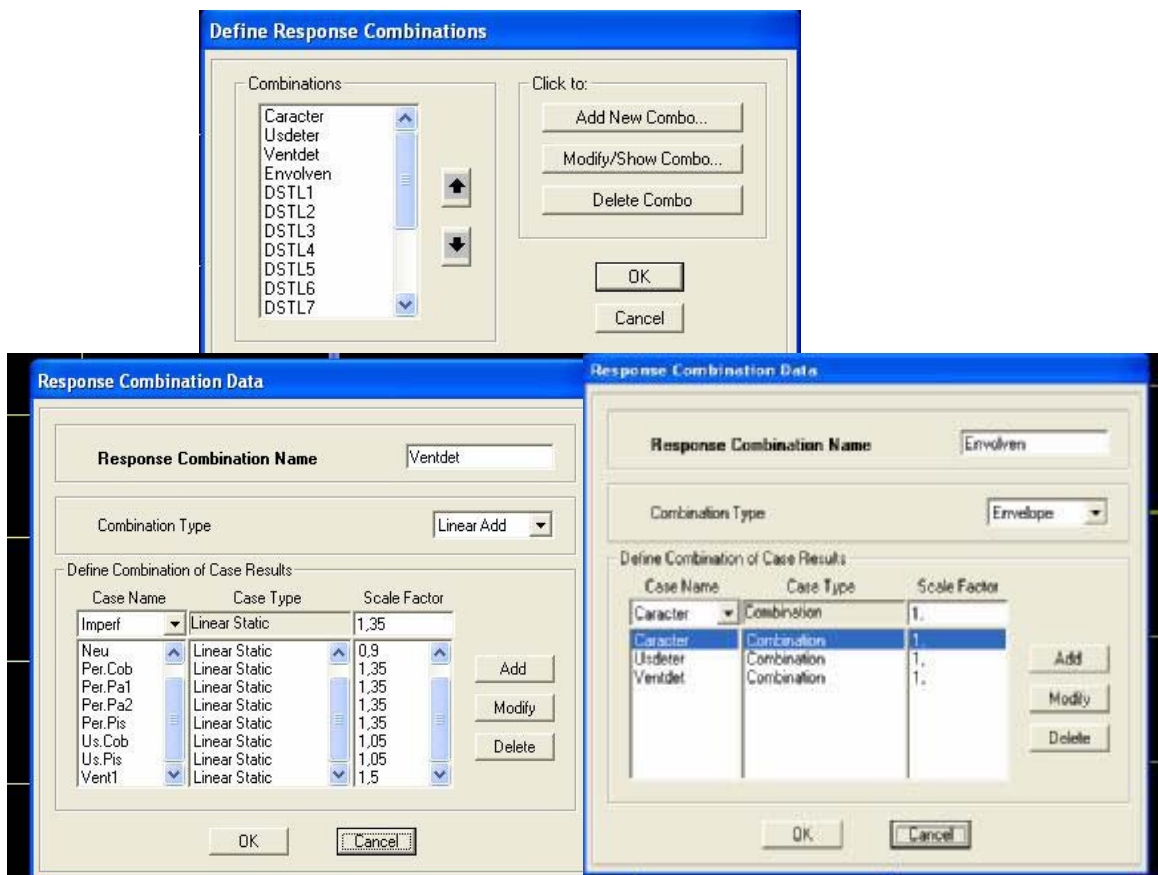


Figura A.8 – Definició de les combinacions d'accions i de l'envolupant de les combinacions.



Una vegada fet tot això ja es pot considerar que es té l'estructura inicialment definida. Ara es tracta de fer les comprovacions que siguin necessàries, mirar si hi ha alguna barra que no compleix, fer l'anàlisi en efecte p- $\delta$  si és necessari. Important recordar que el programa pot calcular amb l'Eurocodi 3, que és la norma de les que ofereix que és d'àmbit europeu. Per a que ho faci:

*options / preferences / steel frame design / seleccionar l'eurocodi 3*

També en aquest pas es poden modificar els coeficients de seguretat per al material  $\gamma_s$ .

Per a fer una anàlisi de l'estructura que s'ha definit:

*analyse / run analysis / run now*

Fet això ens bloqueja la geometria i ens permet obtenir els esforços de les barres segons cada una de les combinacions definides. Per a veure aquestes sol·licitacions es fa:

*display / forces/stresses / joints o frames/cables*

A la finestra que s'obre es selecciona la combinació que es vol veure i seleccionant la sol·licitació que es vol veure i "ok" es mostren els diagrames corresponents.

Quan es mostren els diagrames que provenen de l'envolvent dels diagrames d'esforços, com és el cas de la figura A.9, hi ha dibuixats diferents diagrames en el mateix gràfic diferenciats per diferents colors. Cada color correspon a les sol·licitacions màximes i mínimes.

El valor numèric de la sol·licitació en cada punt de la barra es pot saber seleccionant la barra amb el botó dret del ratolí. S'obre una finestra on es pot veure en cada punt de la barra el valor numèric de la sol·licitació (figura A.10).

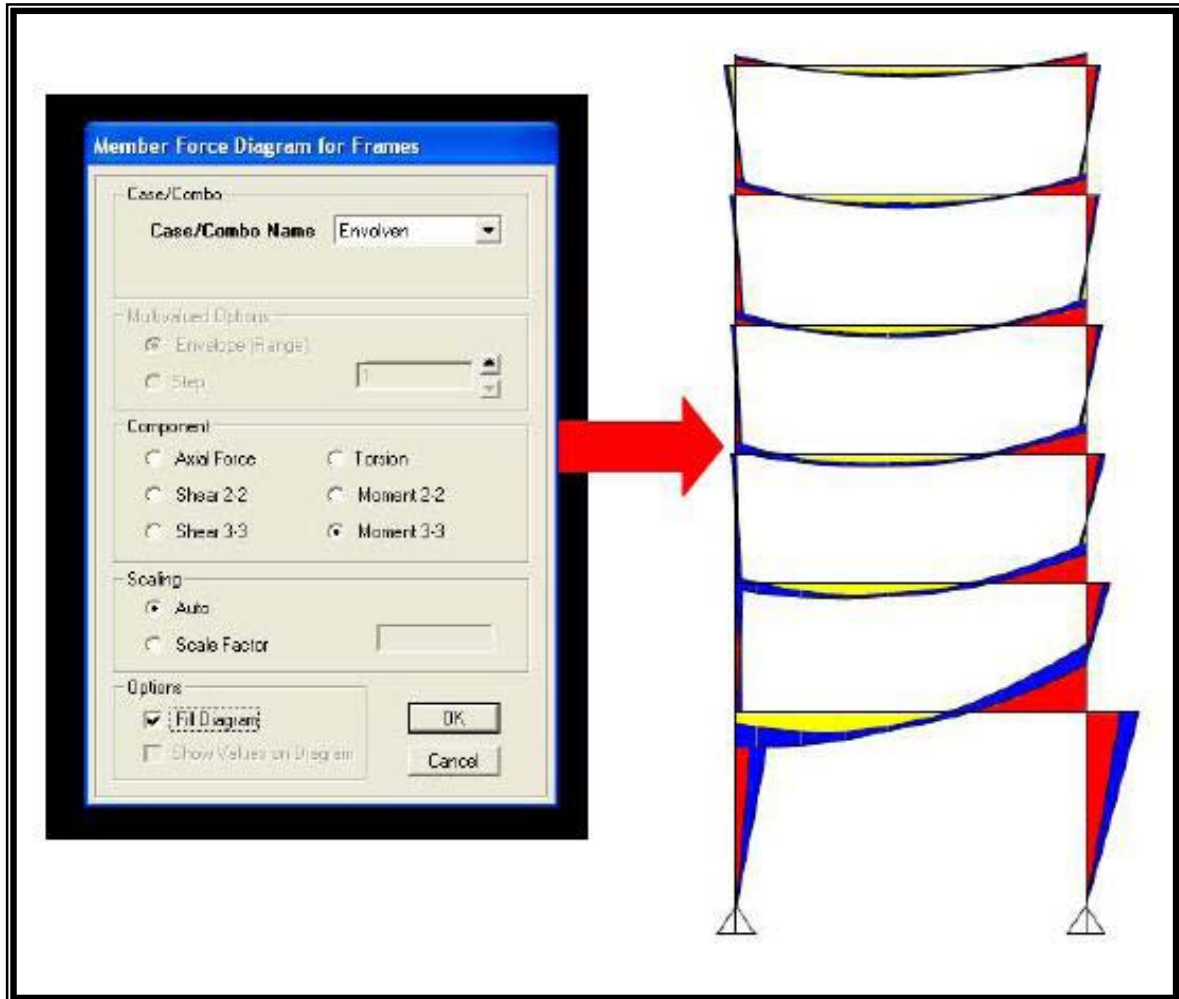


Figura A.9 – Finestra on es selecciona el diagrama que es vol veure i al costat el diagrama.

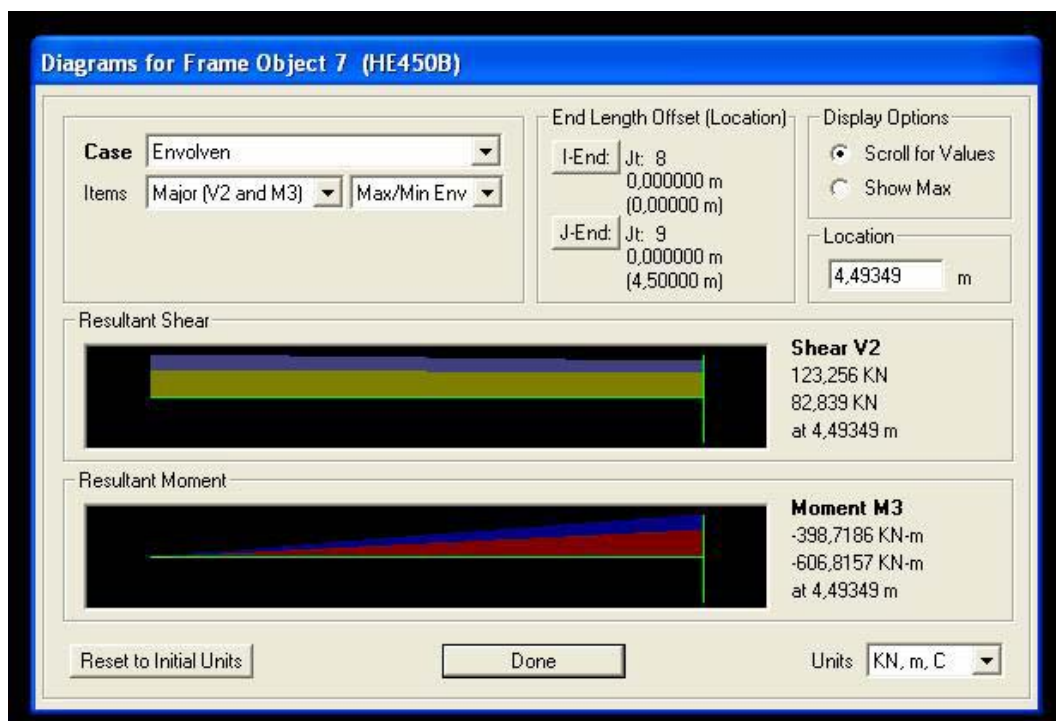


Figura A.10 – Finestra que s'obre al seleccionar una de les barres amb el botó dret

El programa ofereix moltes possibilitats en quant a anàlisis de diferents tipus que en aquest estudi no s'han utilitzat, com per exemple el comportament davant accions sísmiques.

Únicament acabar comentant dos aspectes que sí que s'han utilitzat: d'una banda el *PMM ratio* i de l'altra el càlcul no lineal tenint en compte l'efecte  $p-\delta$ .

Pel que fa al *PMM ratio* el podem obtenir una vegada corregut una anàlisi de l'estructura seleccionant: *design / steel frame design / start design/check of structure*. El valor que dona per cada barra és l'anomenat *PMM ratio* i és un coeficient que indica l'aprofitament de la barra davant les accions que hi ha a l'estructura. Així doncs, com a màxim pot valdre 1 que indica un aprofitament del 100 % de la capacitat resistent d'aquella secció. Aquest coeficient el calcula segons la norma que se li ha indicat al programa, en el nostre cas l'Eurocodi 3. A la figura A.11 es veu com aconseguir aquests valors del *PMM ratio*.

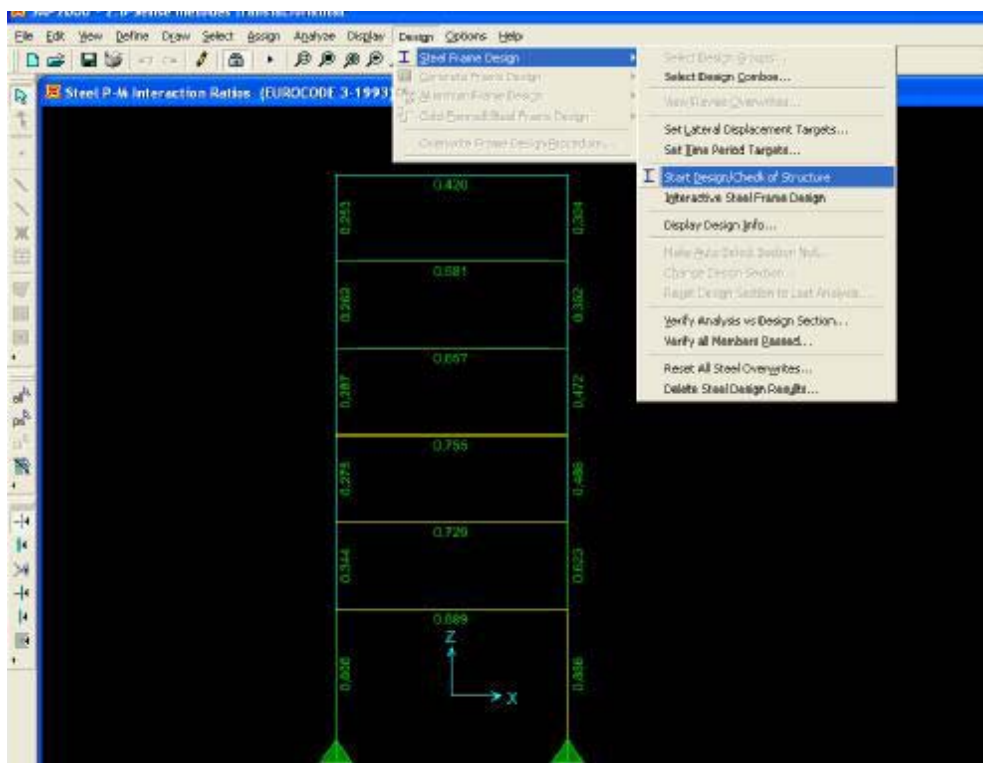


Figura A.11 – Càlcul del *PMM ratio* de l'estructura

Pel que fa a que l'anàlisi tingui en compte l'efecte del p-δ, el que es fa és crear una nova combinació, però en aquest cas serà una combinació no lineal. Per a fer-ho el que es fa és:

*define / analysis cases / add new case* i s'obre la finestra de la figura A.12

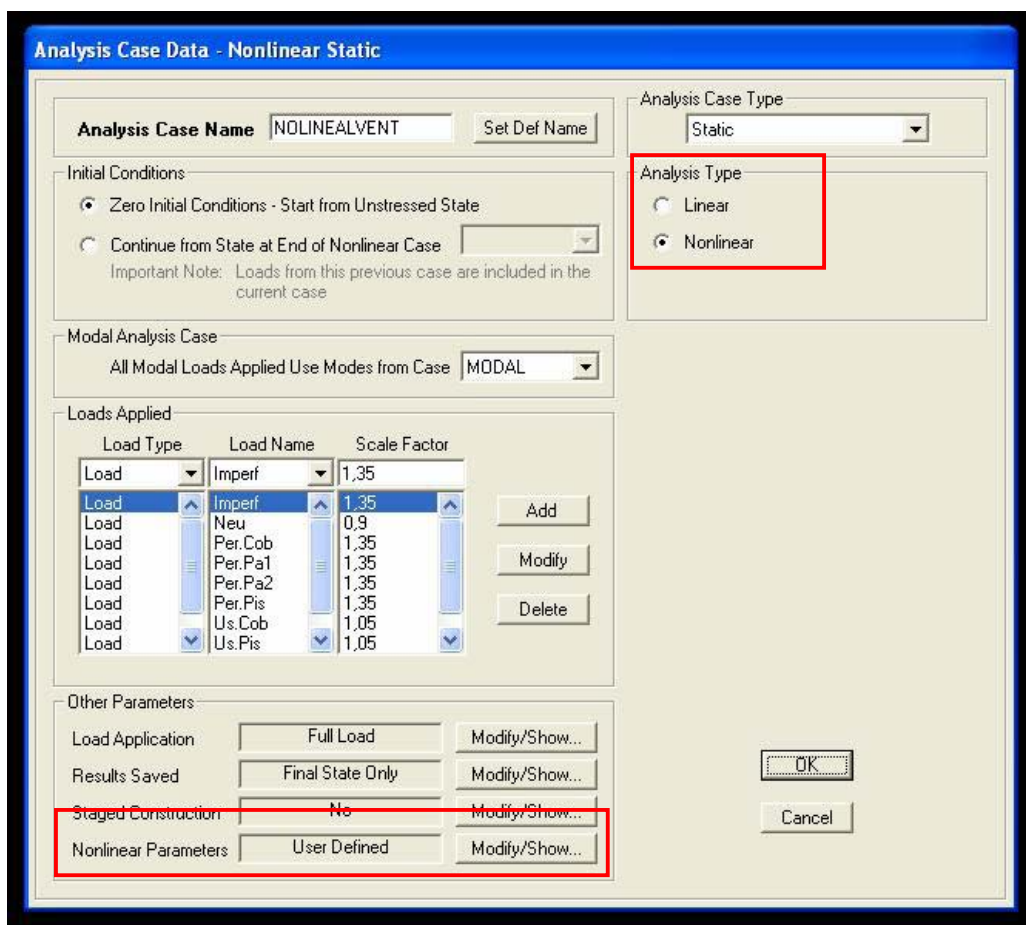


Figura A.12 – Definició d'un cas no lineal i execució de l'efecte p-δ

Com es pot veure es tornen a definir les combinacions d'accions amb els seus coeficients de ponderació però en aquest cas s'escull la opció de "nonlinear" que s'ha remarcat. Per tenir en compte l'efecte p-δ s'ha d'anar a la casella "modify/show" del cas de "nonlinear parameters" i seleccionar que tingui en compte l'efecte del p-δ. Una vegada definides les combinacions en aquest cas de no linealitat es pot crear una combinació envoltent i a través de córrer una anàlisi se'n poden treure els valors de sol·licitacions de les barres que siguin necessaris, així com la comprovació del *PMM ratio*.

## ANNEX B – DISSENY DE L'ESTRUCTURA FINAL

Com s'ha comentat al llarg de la memòria d'aquest estudi era necessari tenir una estructura translacional per tal de realitzar l'estudi que es volia realitzar, ja que, si un dels punts que tracta l'estudi és com tenen en compte la translacionalitat la normativa actual (el CTE) i la normativa antiga (la NBE-EA-95).

Així doncs el primer pas que s'ha realitzat ha estat aconseguir una estructura translacional. I aquest és el procés que es descriu en aquest annex.

Inicialment s'ha partit d'una necessitat constructiva a una situació geogràfica, és a dir, tot el que es comenta a l'apartat 3.3 d'aquesta memòria on es descriuen les accions i combinacions.

En un primer moment s'han definit els perfils de manera que totes les bigues són IPE400 i els pilars IPE450 com es veu a la figura B.1 que hi haurà a continuació.

Els nusos dels recolzaments del pòrtic s'han considerat inicialment com a encastats. L'acer dels perfils que s'utilitza inicialment és un S275JR. Aquesta estructura ha estat entrada al SAP2000 i se n'han obtingut els esforços de les barres. Per a decidir si era una estructura vàlida s'han comprovat els coeficients del *PMM ratio*. D'aquest coeficient se'n parla més detingudament als annexos D i A d'aquesta memòria.

S'ha anat iterant, és a dir, variant els perfils de les barres que formen l'estructura fins a trobar una combinació on totes les barres tinguessin un coeficient de *PMM ratio* inferior a 1.

A les figures següents es mostren les diferents iteracions que s'han realitzat fins aconseguir el que es volia.

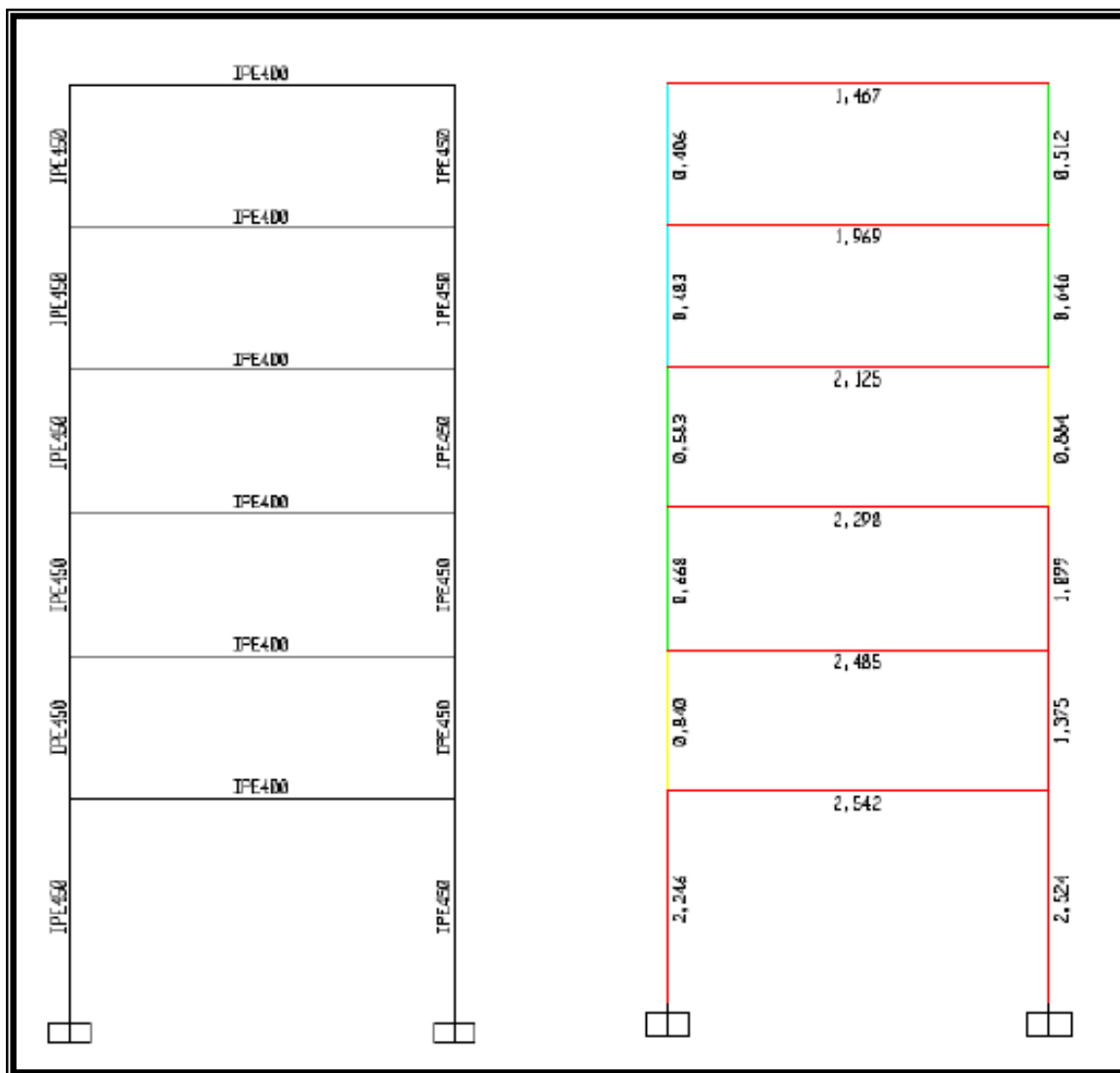


Figura B.1 – Primera iteració en els perfils de l'estructura

A la primera iteració s'ha provat de que totes les bigues de l'estructura fossin unes IPE400 i que tots els pilars IPE450. El motiu d'utilitzar IPE és perquè són més econòmiques que els perfils d'ala ampla. Com es pot veure amb els coeficients de *PMM ratio* hi ha moltes barres que no compleixen la condició de ser menors a 1. Observant el color de les barres també es veu. Mentre són de color vermell, mal senyal!

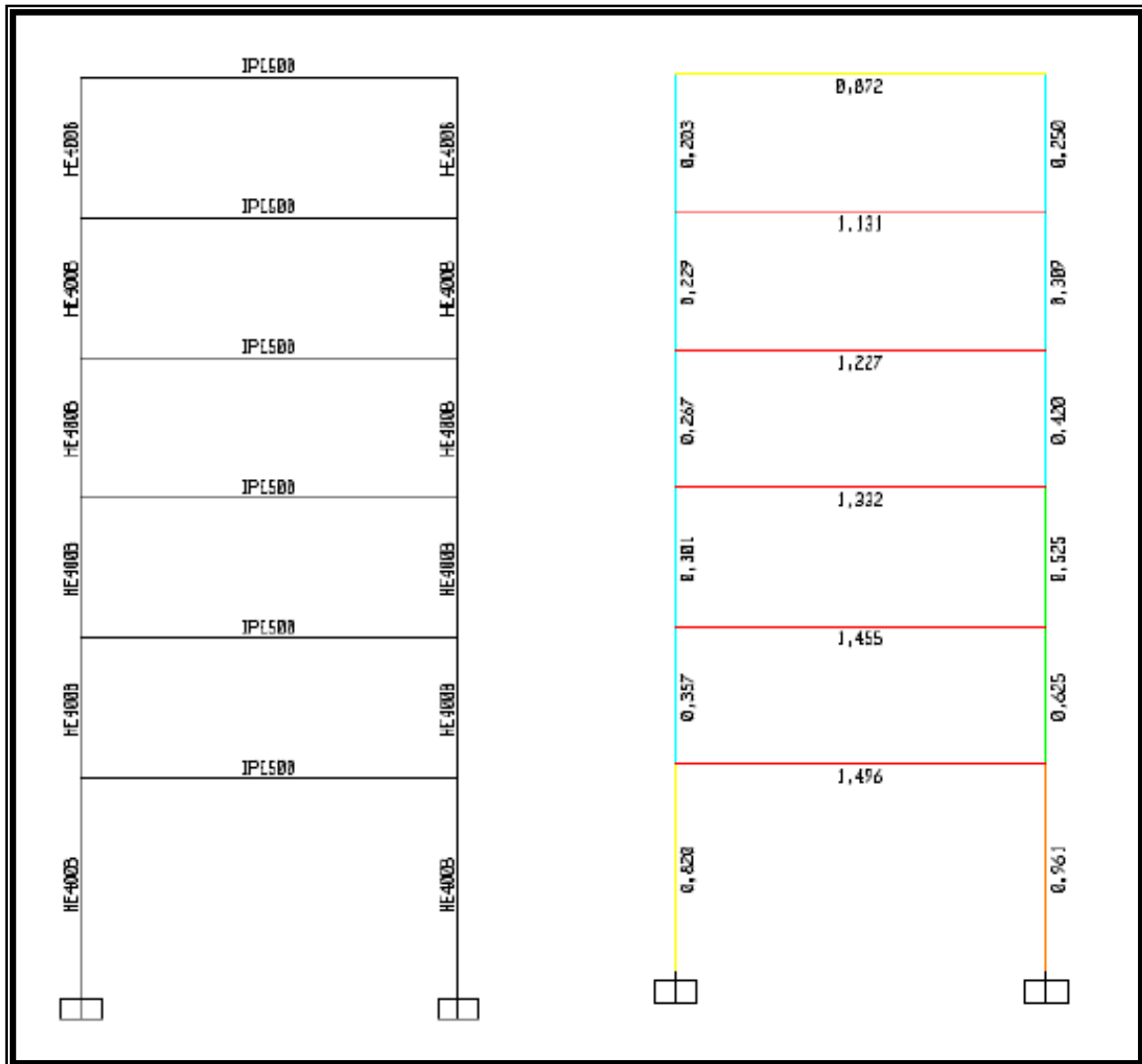


Figura B.2 – Segona iteració en els perfils de l'estructura

En aquesta segona iteració s'ha provat que passa col·locant tots els pilars amb un perfil HEB400 i les bigues amb una IPE500. Pel que fa als pilars ara entren tots dins la condició del valor de *PMM ratio* inferior a 1 però com es pot veure a la figura les bigues no compleixen.

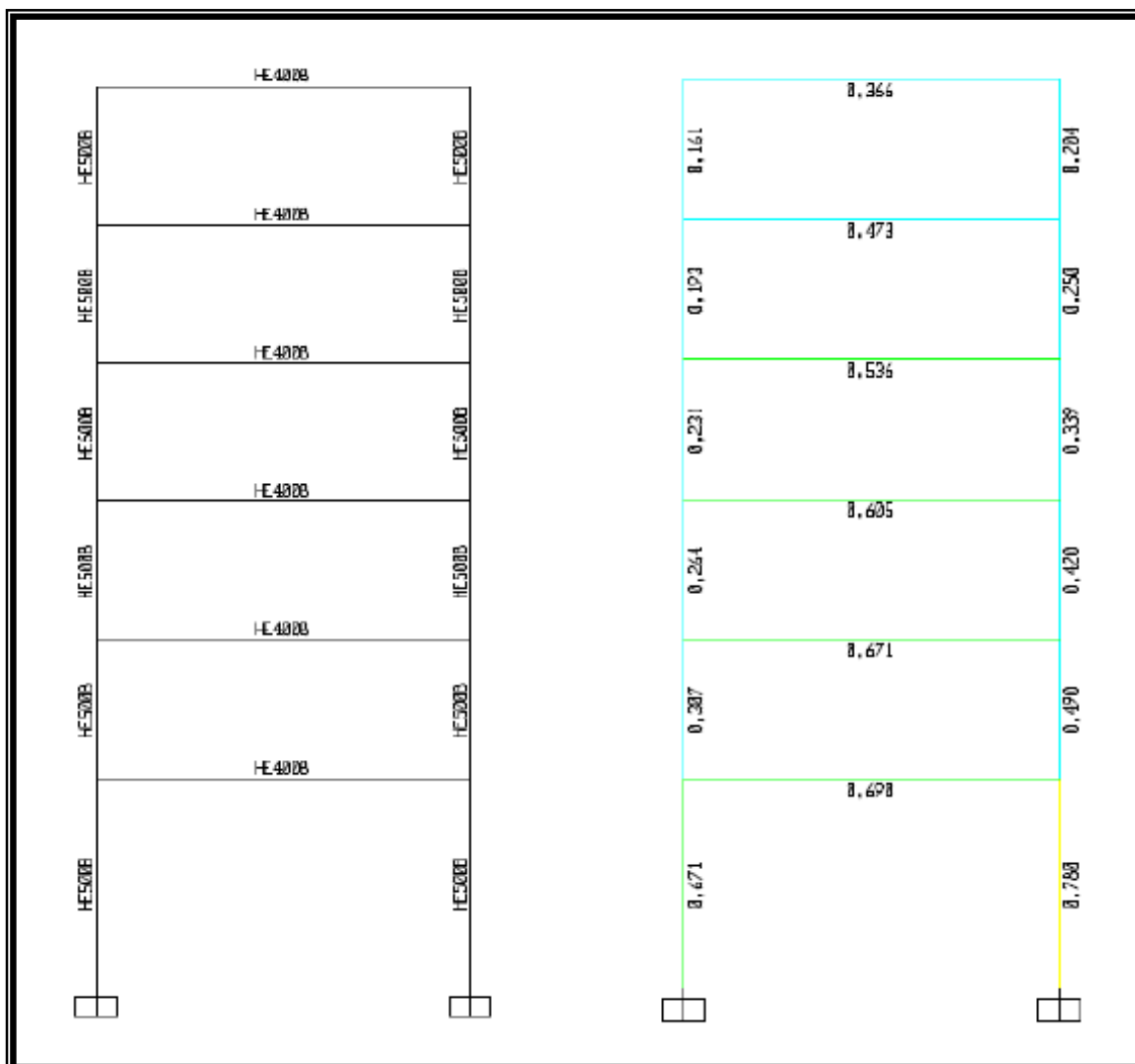


Figura B.3 – Tercera iteració en els perfils de l'estructura

En aquesta tercera iteració s'ha definit totes les bigues com a HEB400 i tots els pilars com a HEB500. Com es pot veure totes les barres tenen un coeficient de *PMM ratio* inferior a 1, per tant, podríem acceptar l'estructura tal com es mostra en aquesta figura B.3. Com que observant els perfils de la zona alta de l'estructura veiem que van molt sobrants en quan al seu aprofitament de la resistència es procedeix a realitzar una altra iteració variant els perfils de la zona alta de la zona baixa, però sempre mantenint la simetria d'un costat amb l'altre.



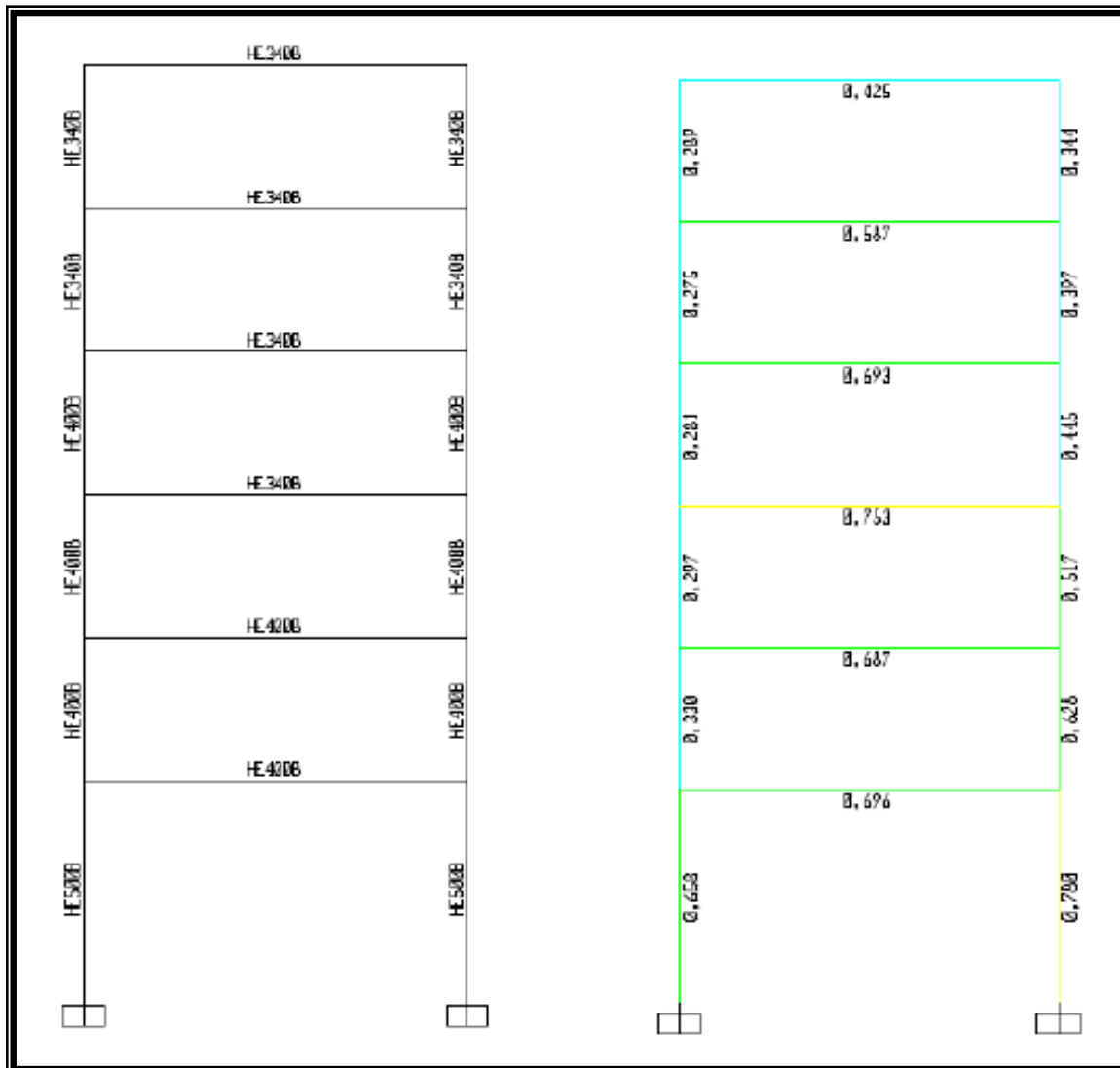


Figura B.4 – Quarta iteració en els perfils de l'estructura

En aquesta iteració s'han variat els perfils a mesura que es pugen plantes de l'estructura. Això es fa per obtenir un major aprofitament dels perfils en quant a la seva capacitat resistent.

Com que ja es creu que està dins uns valors acceptables es procedeix mirar la translacionalitat d'aquesta estructura, que, com s'ha comentat, és interessant que sigui una estructura translacional per a portar a terme l'estudi.

Per a comprovar la translacionalitat, com s'explica a l'apartat 4.2 d'aquesta memòria, s'utilitza l'expressió:

$$r = \frac{N_{sd}}{V_{sd}} \cdot \frac{\delta}{h}$$

Com es veu a l'expressió són necessaris els esforços axials ( $N_{sd}$ ) i tallants ( $V_{sd}$ ) de les barres. Aquestes sol·licitacions les traiem del suport informàtic. També són necessaris l'altura de la planta ( $h$ ) i el desplaçament relatiu horitzontal de cada planta ( $\delta$ ). A la següent figura B.5 es mostra per cada planta els valors que intervenen a l'expressió i al centre s'hi representa el valor de  $r$ .

Com es pot veure a aquesta figura B.5 totes les plantes tenen un valor de  $r < 0,1$ , per tant, aquesta estructura és intranslacional i no ens interessa per la comparativa que es vol fer en aquest estudi. Així doncs, es realitza una altra iteració en els perfils per intentar aconseguir la translacionalitat de l'estructura.

Comentar que la planta baixa té un valor de  $r$  inferior al de la primera planta perquè té 4,5 metres d'altura.

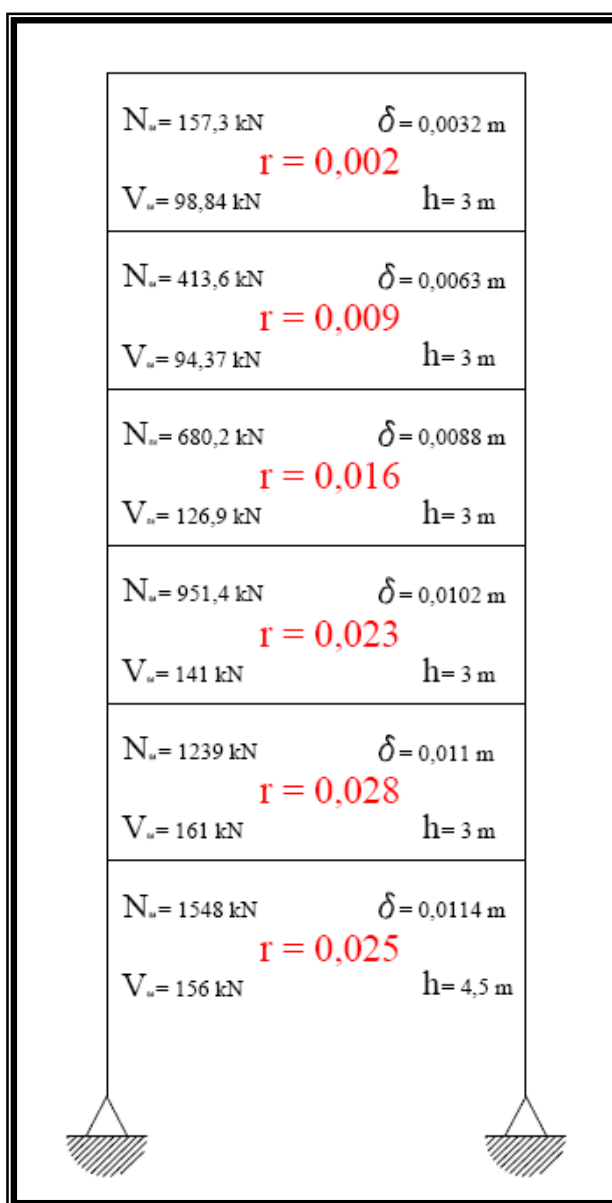


Figura B.5 – Càlcul del valor de  $r$  per saber la translacionalitat

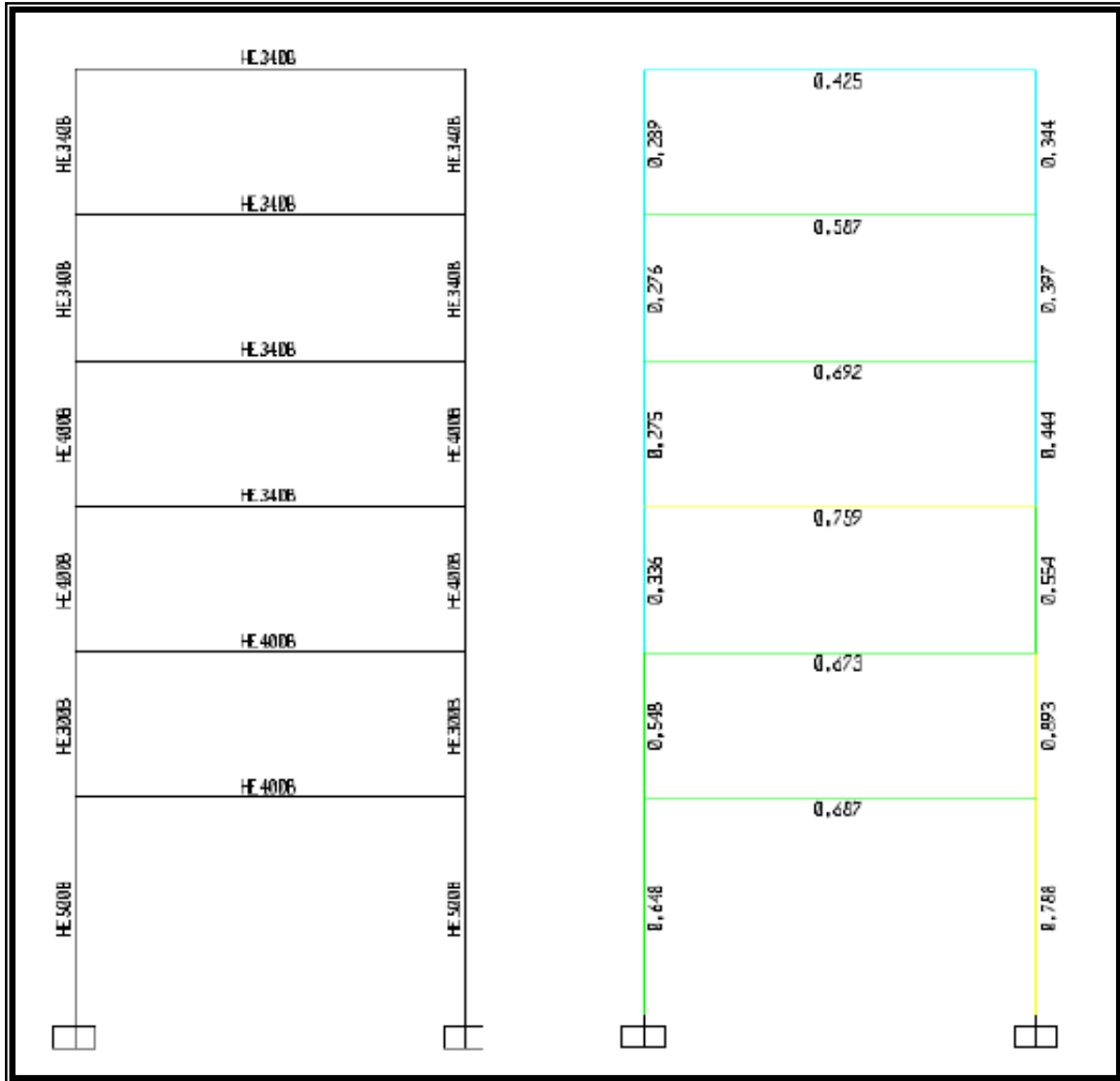


Figura B.6 – Cinquena iteració en els perfils de l'estructura

En aquesta iteració s'ha intentat convertir en translacional la primera planta col·locant en els pilars uns perfils HEB300 que obtenen un coeficient de *PMM ratio* correcte però bastant proper al límit.

Així doncs, es procedeix mirar la translacionalitat d'aquesta estructura, que, com s'ha comentat, és interessant que sigui una estructura translacional per a portar a terme l'estudi.

Per a comprovar la translacionalitat, com s'explica a l'apartat 4.2 d'aquesta memòria, s'utilitza l'expressió:

$$r = \frac{N_{sd}}{V_{sd}} \cdot \frac{\delta}{h}$$

Com es veu a l'expressió són necessaris els esforços axials ( $N_{sd}$ ) i tallants ( $V_{sd}$ ) de les barres. Aquestes sol·licitacions les traiem del suport informàtic. També són necessaris l'altura de la planta ( $h$ ) i el desplaçament relatiu horitzontal de cada planta ( $\delta$ ). A la següent figura B.7 es mostra per cada planta els valors que intervenen a l'expressió i al centre s'hi representa el valor de  $r$ .

Com es pot veure a aquesta figura B.7 totes les plantes tenen un valor de  $r < 0,1$ , per tant, aquesta estructura és intranslacional i no ens interessa per la comparativa que es vol fer en aquest estudi. Així doncs, es realitza una altra iteració en els perfils per intentar aconseguir la translacionalitat de l'estructura.

Comentar que la planta baixa té un valor de  $r$  inferior al de la primera planta perquè té 4,5 metres d'altura

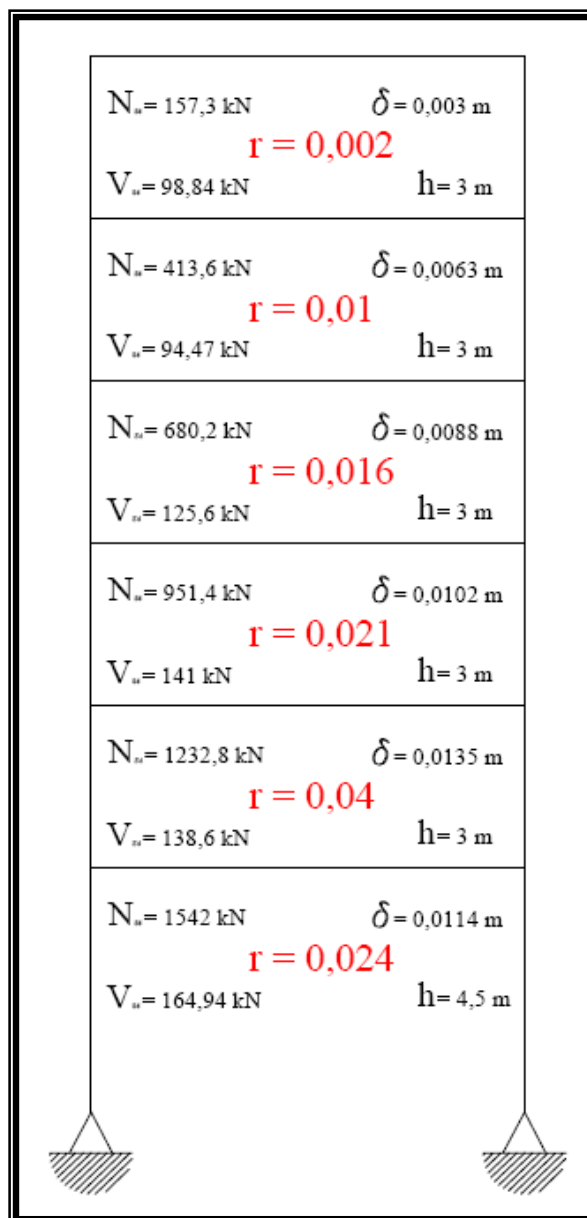


Figura B.7 – Càlcul del valor de  $r$  per saber la translacionalitat

Veient que no hi ha la possibilitat d'aconseguir una estructura translacional amb les condicions plantejades fins aquest punt es decideix realitzar alguns canvis en el plantejament inicial que s'havia comentat.

Ens veiem obligats a fer això perquè no podem disminuir més la secció dels perfils perquè no ens complirà la condició del *PMM ratio* i a la vegada ho necessitem perquè augmenti el desplaçament relatiu horitzontal. S'arriba a la conclusió que amb el plantejament inicial no hi ha possibilitat d'aconseguir una estructura translacional.

Els canvis que es realitzen són els següents:

- es canvien les condicions de contorn. Fins aquest moment es considerava que els nusos inferiors estaven encastats. A partir d'aquest moment es considera que estan articulats fixes, és a dir, que permeten el gir però no el desplaçament.

- es canvia el tipus d'acer dels perfils metàl·lics. Fins ara s'utilitzava un acer S275JR i a partir d'ara s'utilitzarà un S355JR. El motiu d'aquest canvi és perquè fins ara han sortit uns perfils molt grans i és un intent de reduir els cantells d'aquests perfils.

- finalment s'han tornat a variar els perfils que formen les barres de l'estructura. Com es pot veure a la següent figura B.8 s'han aconseguit reduir els cantells dels perfils.

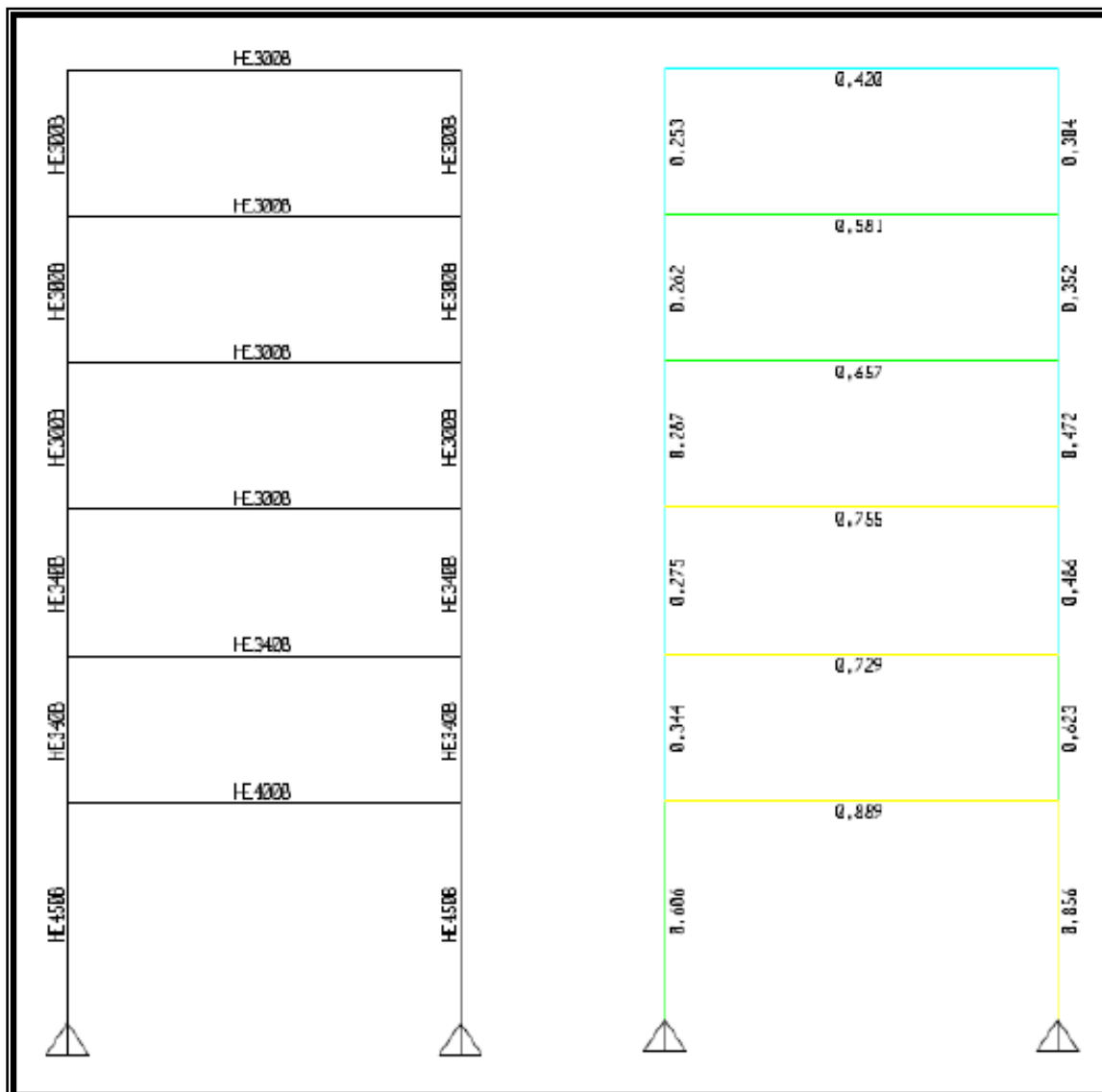


Figura B.8 – Sisena iteració en els perfils de l'estructura amb la introducció de modificacions

Com es veu en aquesta iteració les barres compleixen totes el coeficient de la *PMM ratio*, la part baixa més justa i la part alta de l'estructura de manera més àmplia.

En aquesta figura ja es veu el canvi en els nusos inferiors que ara són articulacions fixes. Els perfils de la barra mantenen la simetria respecte els dos costats del pòrtic.

A continuació es realitza la comprovació del coeficient  $r$  que ens serveix per valorar la translacionalitat de l'estructura.

Per a comprovar la translacionalitat, com s'explica a l'apartat 4.2 d'aquesta memòria, s'utilitza l'expressió:

$$r = \frac{N_{sd}}{V_{sd}} \cdot \frac{\delta}{h}$$

Com es veu a l'expressió són necessaris els esforços axials ( $N_{sd}$ ) i tallants ( $V_{sd}$ ) de les barres. Aquestes sol·licitacions les traiem del suport informàtic. També són necessaris l'altura de la planta ( $h$ ) i el desplaçament relatiu horitzontal de cada planta ( $\delta$ ). A la següent figura B.9 es mostra per cada planta els valors que intervenen a l'expressió i al centre s'hi representa el valor de  $r$ .

Com es pot veure a aquesta figura B.9 totes les plantes tenen un valor de  $r < 0,1$  menys una, on s'ha indicat el seu valor de  $r$  de color blau. Així doncs, com que hi ha una planta translacional es pot considerar tota l'estructura com a translacional, que era el que es buscava.

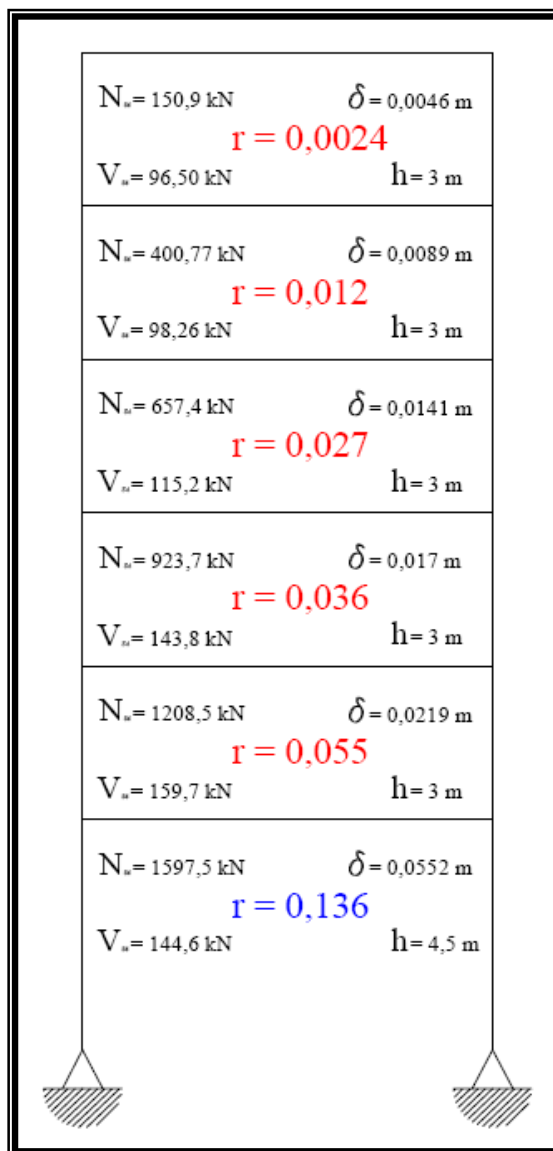


Figura B.9 – Càlcul del valor de  $r$  per saber la translacionalitat

Així doncs, l'estructura que s'analitza en aquest estudi es fruit de les iteracions que s'han descrit fins ara.

L'estructura final és la que es mostra a la següent figura B.10.

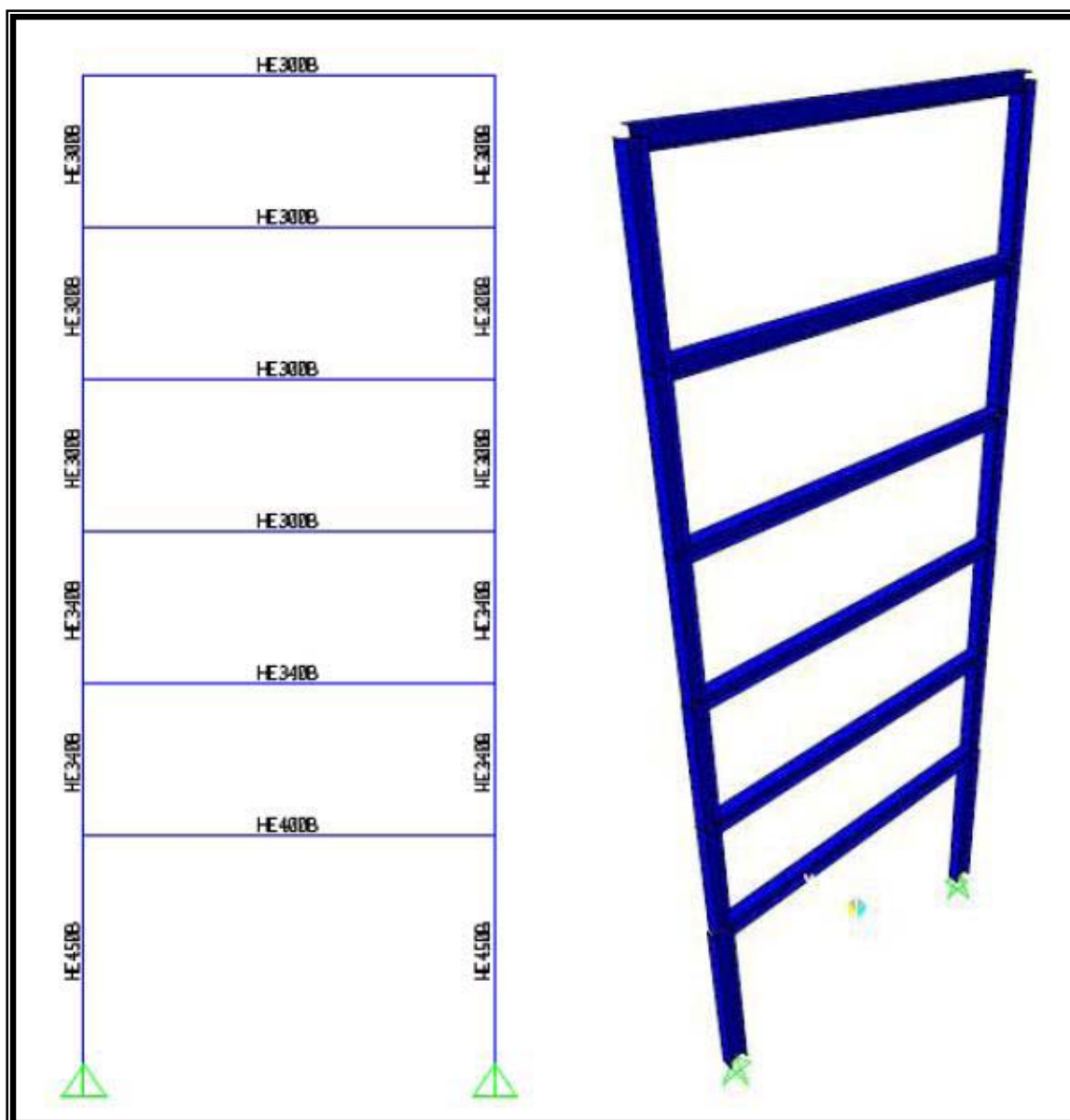


Figura B.10 – Estructura final analitzada en aquest estudi



## ANNEX C – DIFERÈNCIES EN EL CÀLCUL DE LES COMBINACIONS ENTRE EL CTE I LA NBE-AE-88. CÀLCUL D'ESFORÇOS

Pel que fa a les combinacions d'accions, com s'ha comentat anteriorment a l'estudi s'utilitzen les definides segons el CTE. L'objectiu d'aquest annex C és realitzar una comparació de com calcula les accions i les seves combinacions el CTE i com definia aquest aspecte l'antiga norma, la de "Acciones en la Edificación" (NBE-AE-88).

Pel que fa a les accions gravitatòries a tenir en compte, buscant a les dues normatives i comparant-les, s'obté la taula C.1 on s'observen unes càrregues per unitat de superfície molt semblants.

Taula C.1

Comparació dels pesos que recomanen les dues normes que es comparen

<b>PESOS ELEMENTS</b>			
<b>Element</b>	<b>CTE DB-SE-AE</b>	<b>NBE-AE-88</b>	<b>Augment del CTE</b>
Forjat Col·laborant	2 kN/m <sup>2</sup>	190 kg/m <sup>2</sup>	5,26%
Corretges IPE 160	0,2 kN/m <sup>2</sup>	20 kg/m <sup>2</sup>	0,00%
Teules	0,4 kN/m <sup>2</sup>	40 kg/m <sup>2</sup>	0,00%
Gres de 3 cm	0,5 kN/m <sup>2</sup>	50 kg/m <sup>2</sup>	0,00%
Envans	0,8 kN/m <sup>2</sup>	72 kg/m <sup>2</sup>	11,11%
Parets de tancament	7 kN/m	625 kg/m	12,00%
Imperfeccions	0,8 kN/m <sup>2</sup>	0	100,00%
Ús de la coberta	1 kN/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>	0,00%
Ús dels forjats	2 kN/m <sup>2</sup>	200 kg/m <sup>2</sup>	0,00%
Neu	0,4 kN/m <sup>2</sup>	40 kg/m <sup>2</sup>	0,00%
Vent	0,8 kN/m <sup>2</sup>	75 kg/m <sup>2</sup>	6,67%
	0,7 kN/m <sup>2</sup>	56,5 kg/m <sup>2</sup>	23,89%

A l'anterior taula C.1 es pot veure com hi ha molt elements que les dues normes els consideren amb el mateix pes, fet que sembla normal. El CTE ha augmentat la seva consideració en els forjats col·laborants ja que quan es va redactar la NBE-AE-88 encara no s'utilitzaven i s'ha agafat el pes d'un element semblant. El envans i les parets de tancament amb el CTE també es consideren més pesades.

Un altre aspecte que ha canviat amb l'entrada de la nova norma, el CTE, són els coeficients de seguretat a considerar per a les accions quan es combinen. A la figura C.1 es presenta la taula del codi tècnic que marca quins coeficients de seguretat i de simultaneïtat s'han d'utilitzar en cada cas. Aquests coeficients majoren o minoren els efectes de les accions segons aquestes siguin favorables o bé desfavorables a la combinació que s'estigui considerant en aquell moment. El CTE ofereix unes expressions per a la combinació de les accions on ja s'indiquen aquests coeficients.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones			
Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )			
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		<sup>(1)</sup>	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,8	0,5	0
Temperatura	0,8	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Figura C.1 – Coeficients ponderació de les accions segons el CTE.

**Tabla 3.1.5.- Coeficientes de ponderación**

Hipótesis de carga	Clase de acción	Coeficiente de ponderación $\gamma_S$ si el efecto de la acción es:		
		Desfavorable		Favorable
CASO I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes	Acciones constantes Ia(1) Sobrecargas Viento	1.33	1.33	1.00
		1.33	1.50	0.00
		1.50	1.33	0.00
	Acciones constantes Ib Sobrecargas Nieve	1.33		1.00
		1.50		0.00
		1.50		0.00
	Acciones constantes Ic Viento Nieve	1.33		1.00
		1.50		0.00
		1.50		0.00
CASO II Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes	Acciones constantes	1.33		1.00
	Sobrecargas	1.33		0.00
	Viento	1.33		0.00
	Nieve	1.33		0.00
CASO III Acciones constantes y combinación de acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas	Acciones constantes	1.00		1.00
	Sobrecargas	r(2)		0.00
	Viento	0.25(3)		0.00
	Nieve	0.50(4)		0.00
	Acciones sísmicas	1.00		0.00

Figura C.2 – Coeficients de ponderació segons la NBE-EA-95.

A la figura C.2 es mostra la taula referent als coeficients de ponderació de les accions que articulava la antiga NBE-EA-95. Remarcat hi ha el cas pràctic que s'ha analitzat al llarg d'aquest document.

Observant quines diferències i semblances hi ha de manera general es veu que la nova norma inclou una taula on s'hi indiquen els coeficients a aplicar quan hi ha diferents accions aplicades al mateix moment, mentre que la norma vella només oferia 3 casos generals de simultaneïtat d'accions.

Pel que fa als valors que adopten els coeficients, són molt semblants si es comparen un a un per a cada norma.

El càlcul de les accions i les seves combinacions segons el CTE del cas pràctic que s'ha realitzat al llarg de la memòria es troba detallat a l'apartat 3.3 d'aquest document. Més endavant ja se'n recuperaran els resultats per comparar-los amb els de l'antiga norma.

A continuació es presenta la taula C.2 on hi ha el càlcul del valor de les accions segons l'antiga norma, la NBE-EA-95.

Taula C.2

Accions a tenir en compte segons la NBE-EA-95

CÀLCUL ACCIONS SEGONS LA NBE-EA-95							
			Element	Pes element	Distància d'afectació	TOTAL	
ACCIONS PERMANENTS	COBERTA	perm.cob	Forjat Col·laborant	190 kg/m <sup>2</sup>	5 m	950 kg/m	1190 kg/m
			Cometges (IPE 160)	20 kg/m <sup>2</sup>	2 m	40 kg/m	
			Teules	40 kg/m <sup>2</sup>	5 m	200 kg/m	
	FORJATS	perm.pis	Forjat Col·laborant	190 kg/m <sup>2</sup>	5 m	950 kg/m	1600 kg/m
			Cometges (IPE 160)	20 kg/m <sup>2</sup>	2 m	40 kg/m	
			Gres de 3 cm	50 kg/m <sup>2</sup>	5 m	250 kg/m	
			Envans	72 kg/m <sup>2</sup>	5 m	360 kg/m	
	PARETS PB	perm.pa2	Parets laterals de tancament planta baixa d'altura 4,5 m	937,5 kg/m	5 m	4687,5 kg	4687,5 kg
PARETS	perm.pa1	Parets laterals de tancament a partir 1 <sup>a</sup> planta d'altura 3 m	625 kg/m	5 m	3125 kg	3125 kg	
ACCIONS VARIABLES	COBERTA	us.cob	Coberta per reparació	100 kg/m <sup>2</sup>	5 m	500 kg/m	500 kg/m
	FORJATS	us.pis	Forjats amb una ús vivenda	200 kg/m <sup>2</sup>	5 m	1000 kg/m	1000 kg/m
	NEU	neu	Càrrega a considerar zona de Girona	40 kg/m <sup>2</sup>	5 m	200 kg/m	200 kg/m
	PRESSIÓ	vent 1		75 kg/m <sup>2</sup>	5 m	375 kg/m	375 kg/m
	SUCCIÓ	vent 1		56,5 kg/m <sup>2</sup>	5 m	282,5 kg/m	282,5 kg/m

A continuació es presenta la taula C.3 on hi ha expressades les combinacions d'accions segons l'antiga NBE-EA-95 i els coeficients de ponderació que afecten les accions. Com es pot veure s'han mantingut les dues mateixes combinacions definides a l'apartat 3.3 d'aquest document i que es trobaven segons el CTE.

Taula C.3  
Combinació d'accions i coeficients de seguretat segons la NBE-EA-95.

<b>COMBINACIÓ D'ACCIONS SEGONS LA NBE-EA-95</b>				
<b>Nº Combinació</b>	<b>Nom Combinació</b>	<b>Acció</b>	<b>Coefficient seguretat (<math>\gamma</math>)</b>	<b>Coefficient simultaneïtat (<math>\psi</math>)</b>
2	<i>usdeter</i>	perm.cob	1,33	X
		perm.pis		
		perm.pa2		
		perm.pa1		
		us.cob	1,33	
		us.pis		
		neu		
		vent		
1	<i>ventdeter</i>	perm.cob	1,33	X
		perm.pis		
		perm.pa2		
		perm.pa1		
		us.cob	1,33	
		us.pis		
		neu		
		vent		

Com es pot veure a l'anterior taula, les dues combinacions definides s'han convertit en una mateixa degut a que queden afectades pels mateixos coeficients de ponderació. Això surt de la figura C.2 d'aquest annex on ens situem en un cas d'accions constants o permanents amb combinació de 3 accions variables independents (aquest cas és el que s'ha remarcat a la figura C.2). Com que l'antiga norma no parlava d'accions variables determinants no existien els coeficients de simultaneïtat, com es veu a la taula C.2.

El que es fa a continuació és introduir aquestes combinacions al pòrtic definit al programa informàtic SAP2000 per tal d'obtenir els esforços i comparar-los amb els obtinguts segons el CTE (taula C.4 que hi ha a continuació).

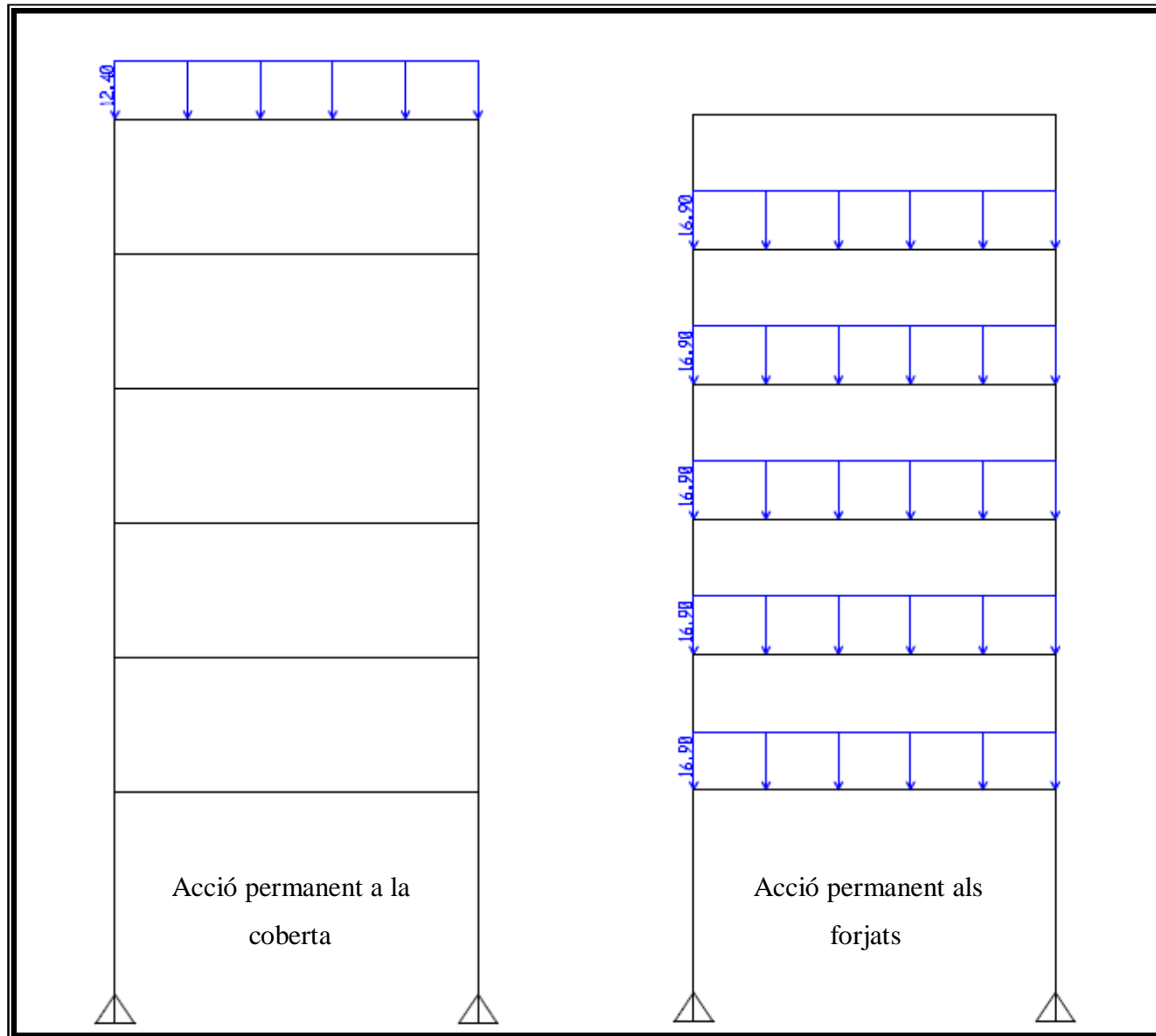
Taula C.4

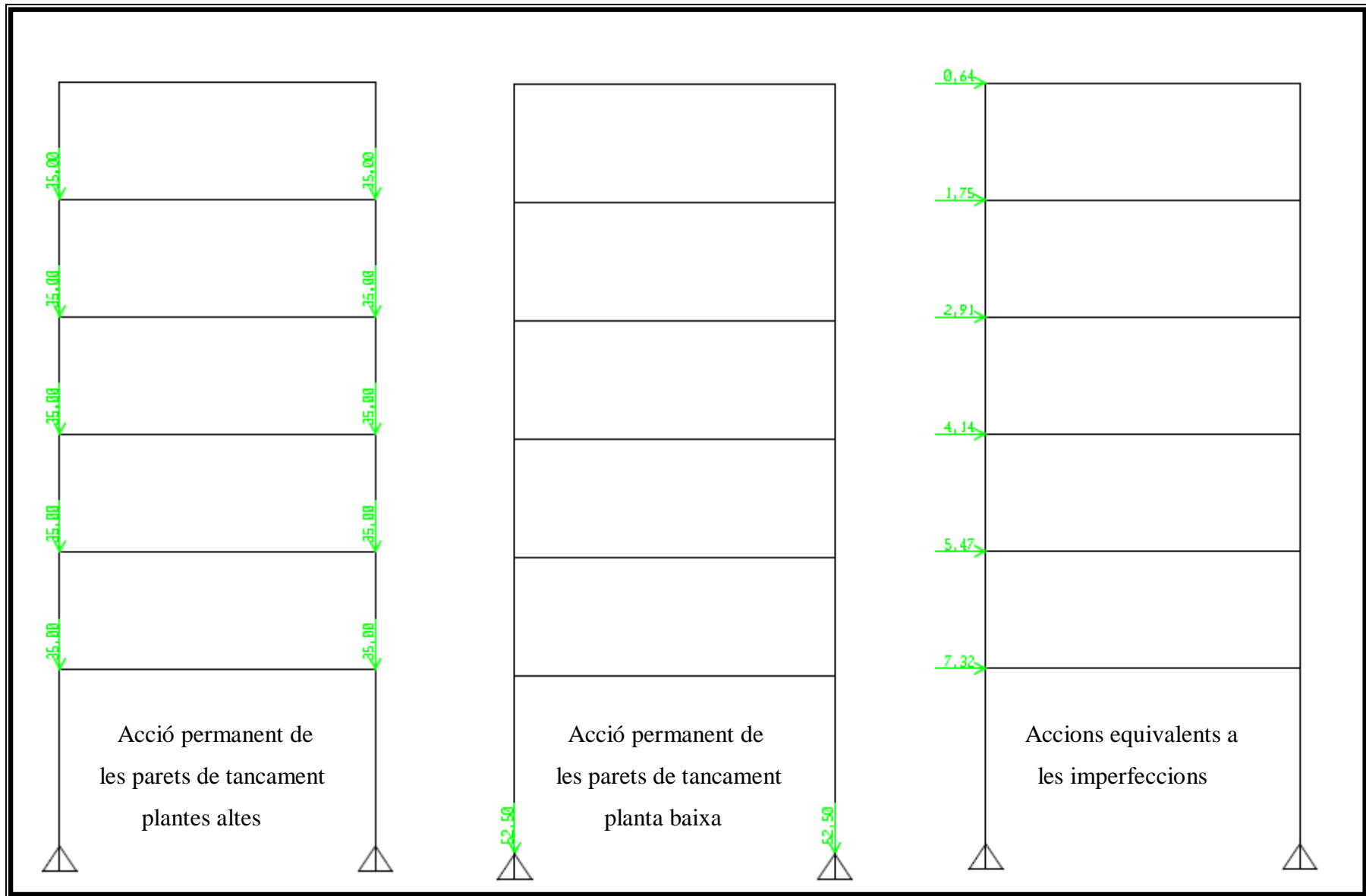
Esforços obtinguts per algunes barres del cas pràctic segons la norma que s'han calculat les accions

ESFORÇOS OBTINGUTS PER ALGUNES BARRES						
		Nº barra	Norma de càlcul	N <sub>Sd</sub> màx (kN)	V <sub>Sd</sub> màx (kN)	M <sub>Sd</sub> màx (kNm)
		2	NBE-EA-95	43,88	271,55	599,68
			CTE	43,59	315,07	790,36
			% de variació	-0,66%	16,03%	31,80%
		3	NBE-EA-95	1518,28	105,83	438,27
			CTE	1602,35	146,85	607,66
			% de variació	5,54%	38,76%	38,65%
		7	NBE-EA-95	763,35	34,78	42,19
			CTE	826,89	46,24	65,56
			% de variació	8,32%	32,95%	55,39%
		11	NBE-EA-95	0,664	183,62	280,12
			CTE	1,42	191,08	305,07
			% de variació	113,86%	4,06%	8,91%
		15	NBE-EA-95	390,87	90,56	136,73
			CTE	401	98,49	151,82
			% de variació	2,59%	8,76%	11,04%

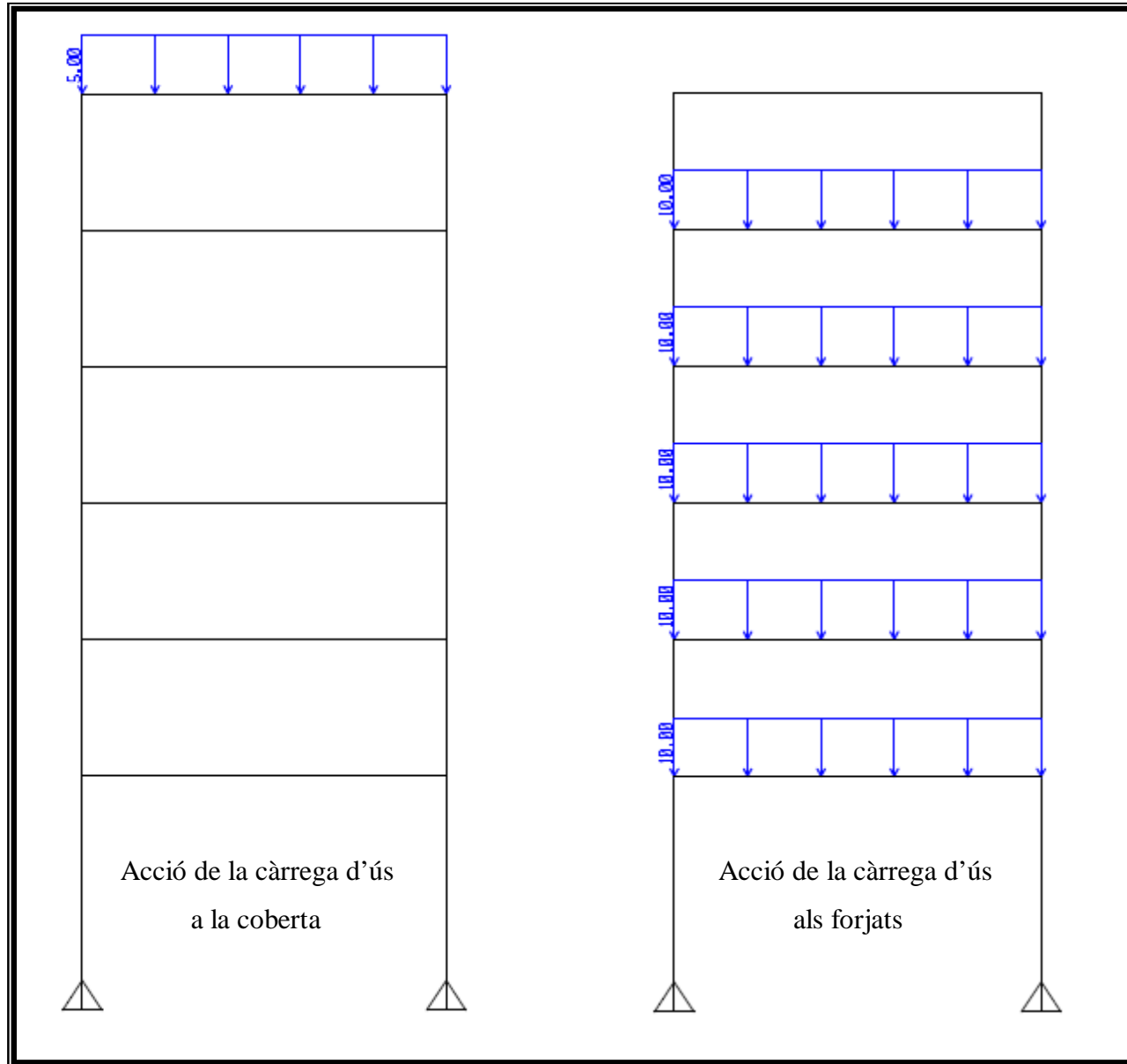
De l'anterior taula es pot concloure que el mètode de càlcul de les accions i combinacions d'aquestes que proposa el CTE és més conservador que no el que proposava la norma antiga, la NBE-EA-95. S'arriba a aquesta conclusió observant les caselles de % de variació on s'hi representa quant més gran és l'esforç obtingut amb el CTE respecte l'obtingut amb la norma antiga. Per a la barra número 3, que és la que s'ha analitzat detalladament en aquest document, es pot considerar que el CTE és de l'ordre d'un 35 % més conservador que no ho era l'antiga norma en la mateixa situació de càrregues.

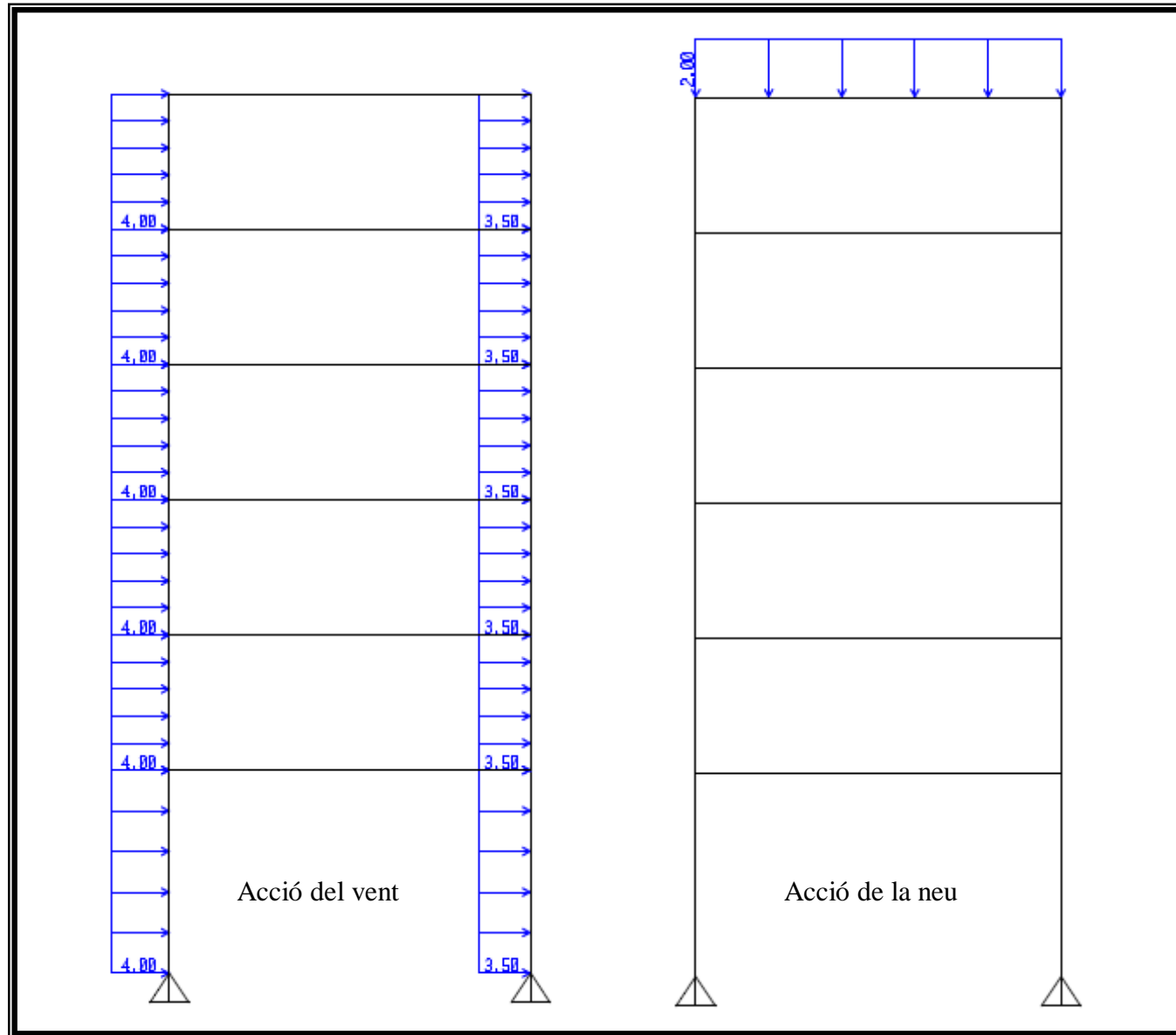
A continuació es presenten en aquest annex una col·lecció de figures on hi ha representades les càrregues aplicades a l'estructura calculada en aquesta memòria. Les accions representades són les calculades segons el CTE i d'on n'han sortit els esforços utilitzats en tots el càlculs realitzats als capítols 4, 5 de la memòria.











## ANNEX D – VERIFICACIÓ DE LA COMPROVACIÓ DELS PERFILS EFECTUADA PEL SAP2000

El coeficient *PMM ratio*, com ja s'ha comentat és un coeficient que ens dóna el programa informàtic SAP2000 utilitzat en aquest estudi i que es descriu una mica a l'annex A. Aquest coeficient ens dóna una idea de l'aprofitament que es fa de la capacitat resistent d'un perfil davant un estat de càrregues. Així doncs aquest valor està comprès entre:

$$0 \leq PMM \text{ ratio} \leq 1$$

Si en un cas el valor del *PMM ratio* val = 1 indicarà que la capacitat resistent del perfil d'aquella barra s'està aprofitant al 100%.

Aquest coeficient del *PMM ratio* s'ha utilitzat diverses vegades al llarg de la memòria d'aquest estudi per a realitzar comparacions i treure algunes conclusions, per tant, l'objectiu d'aquest annex és donar validesa a aquest valor reproduint el càlcul que realitza el suport informàtic.

Per donar aquesta validesa el que fem és dissenyar una petita estructura que consisteix en un pòrtic senzill i estudiar-lo com fa el SAP2000. Aquest pòrtic es representa a la figura D.1 que hi ha a continuació.

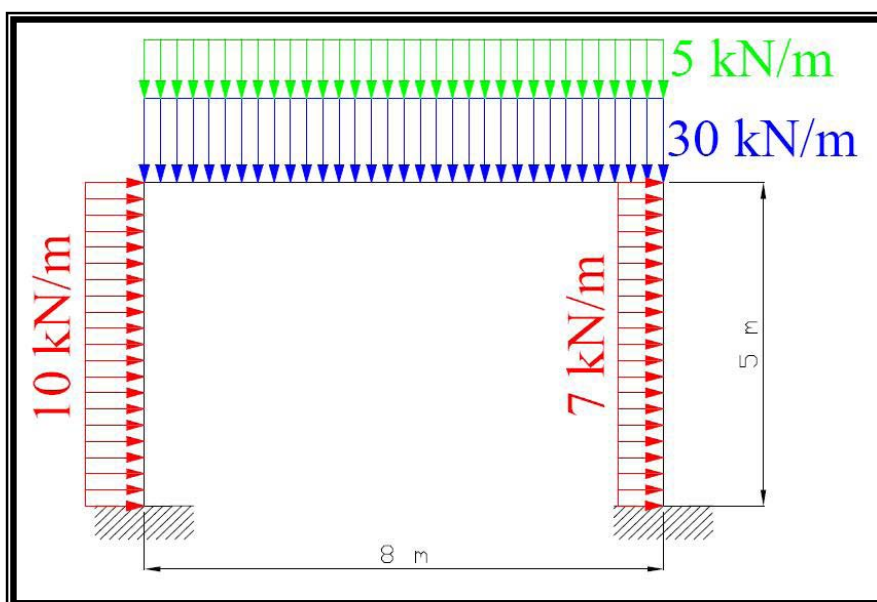


Figura D.1 – Estructura senzilla per a la verificació del *PMM ratio*.

Tal com es veu a l'anterior figura on hi ha el pòrtic senzill que ens ha de servir per a la verificació del coeficient *PMM ratio* que ens dóna el programa, les característiques d'aquesta senzilla estructura són:

- una sola obertura amb una llum de 8 metres.
- l'altura dels pilars és de 5 metres.
- els nusos amb el terra estan encastats.
- els perfils per a les 3 barres són HEB300.
- hi ha aplicada una càrrega permanent de 30 kN/m (color blau).
- hi ha aplicada una càrrega variable de neu de 5 kN/m (color verd).
- hi ha aplicada una càrrega variable de vent de valors:
  - 10 kN/m de pressió (color vermell).
  - 7 kN/m de succió (color vermell).

Amb aquestes característiques es realitza una anàlisi segons l'eurocodi 3, que és la norma europea que incorpora el programa SAP2000 i els resultats de *PMM ratio* que s'obtenen són els representats a la figura D.2 que hi ha a continuació.

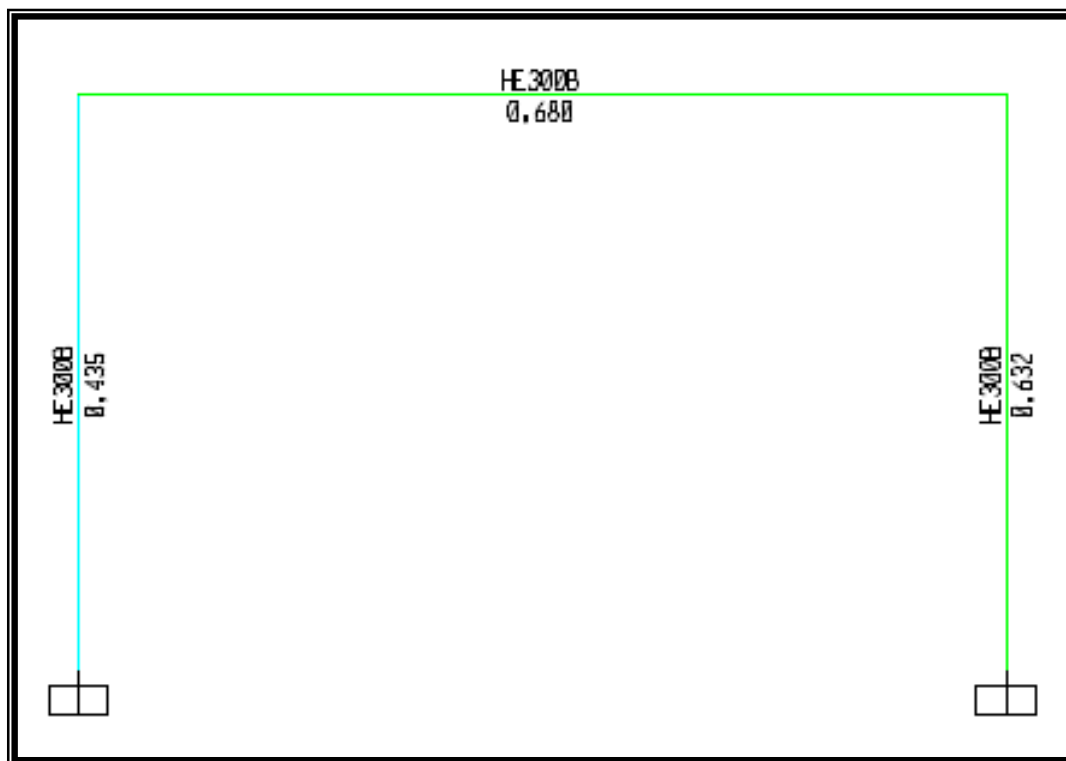


Figura D.2 – Coeficients *PMM ratio* per al pòrtic dissenyat

A la figura D.2 apareix l'estructura analitzada amb les barres de colors. Mentre les barres no agafen el color vermell significa que tenen un *PMM ratio* correcte. A cada barra hi ha el perfil que la forma a un costat i a l'altre costat hi ha el valor del *PMM ratio* que li correspon.

Si es vol tenir una mica més de informació sobre aquest coeficient es pot seleccionar la barra amb el botó dret del ratolí i la finestra que s'obre ens indica en quina combinació s'ha trobat aquest valor de *PMM ratio* i en quina posició de la barra s'ha calculat el valor del màxim d'aquest coeficient que es mostra. També s'indica el perfil que té assignat l'element, segons quina normativa està calculant....

En el nostre cas ho fem per al pilar dret que té un coeficient = 0,632 i el que obtenim es mostra a la figura D.3.

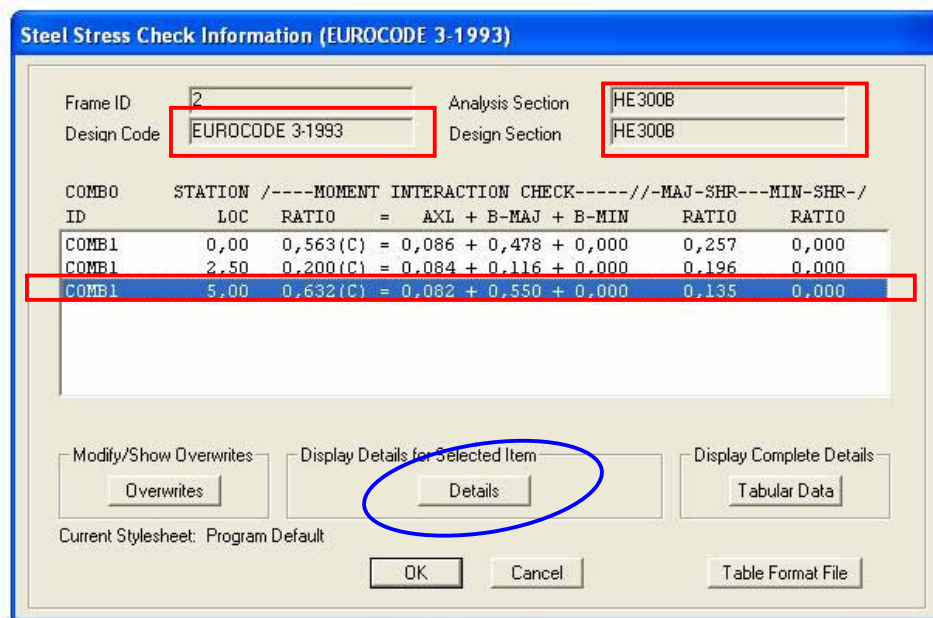


Figura D.3 – Finestra que indica en quina localització de la barra hi ha el màxim *PMM ratio*.

Veiem a la figura D.3 el valor màxim de *PMM ratio* que ha trobat: a 5 metres d'altura i val 0,632, que està calculant segons l'eurocodi 3 – 1993 i que el perfil assignat per aquesta barra és un HEB300. Tota aquesta informació s'ha remarcat a la figura.

Si es vol tenir informació de com ha trobat el valor del *PMM ratio* s'ha de seleccionar la casella “*details*” (encerclada amb color blau) i la informació que ens dona és la que es mostra a la següent figura D.4.

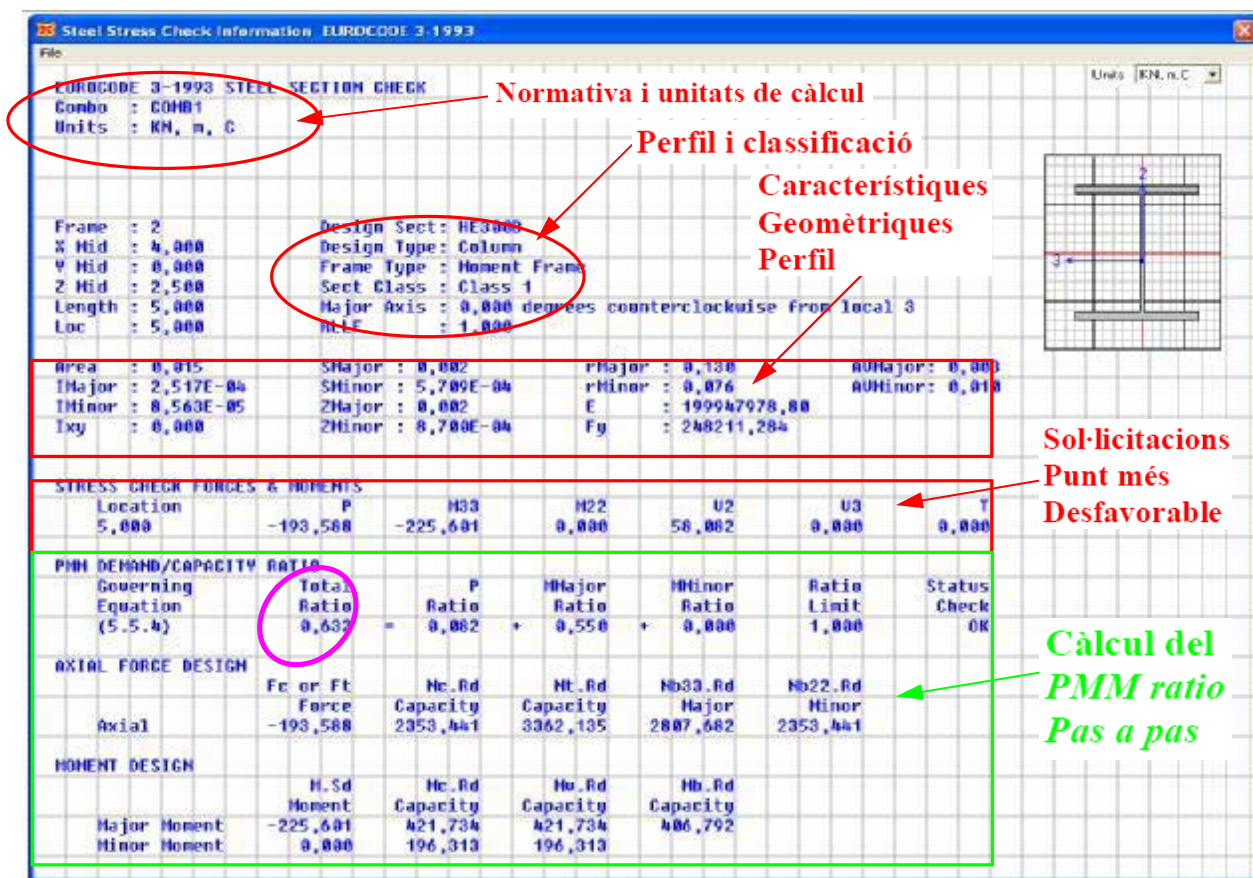


Figura D.4 – Informació del càlcul del *PMM ratio* per la barra sol·licitada

Com es veu a la figura i s’ha anat remarcant amb colors hi ha molta informació en aquesta pantalla de detalls que s’obre. Destacar:

- sol·licitacions en el punt més desfavorable pel càlcul del *PMM ratio*
- descripció del càlcul d’aquest coeficient pas a pas

A continuació es descriuran els càlcul analítics que l’eurocodi 3 indica i d’aquesta manera sabrem la fiabilitat d’aquest valor que ha donat el programa informàtic.

El primer que necessitem saber és quines sol·licitacions màximes afecten a la barra que es vol estudiar. A la figura D.5 es presenten els diagrames d’esforços de tot el pòrtic.

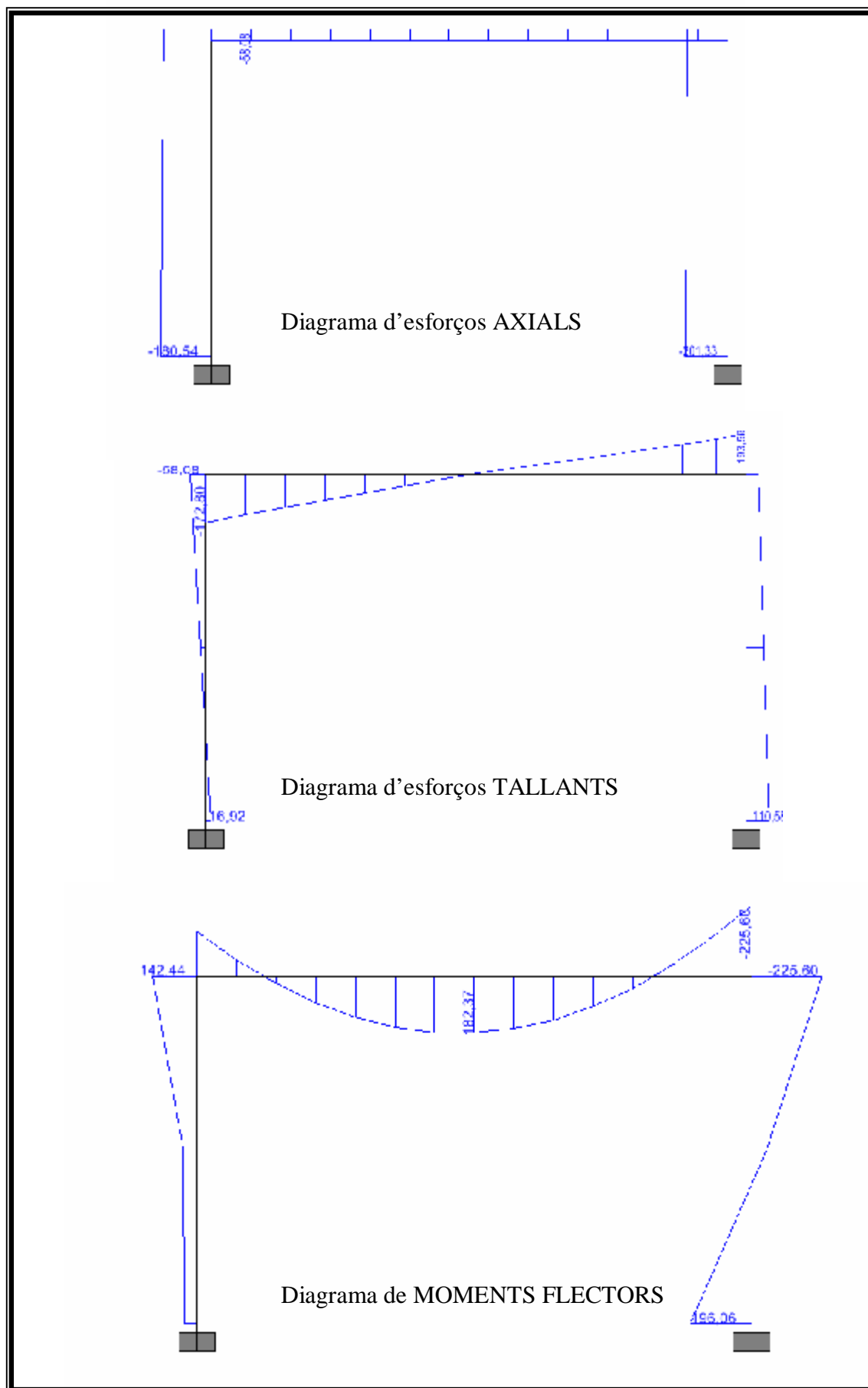


Figura D.5 – Diagrames d'esforços pel cas plantejat en aquest annex

Si ens fixem en els diagrames d'esforços del pilar del costat dret del pòrtic veiem que el punt que té màxim moment flector és el de dalt de tot. L'esforç axial i l'esforç tallant en aquest punt són una mica inferiors als de la part baixa de la barra, però com que l'element que té més rellevància en els càlculs d'una secció és el moment flector ens quedem amb el punt de dalt de tot de la barra.

Per a saber les sol·licitacions d'aquest punt mirem els diagrames de la barra (seleccionant la barra amb el botó dret del ratolí), com es mostra a la següent figura D.6.

Les sol·licitacions al punt superior d'aquesta barra que forma el pilar dret del pòrtic són:

$$N_{Sd} = 193,588 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 58,082 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 225,601 \text{ kNm}$$

Aquests són els valors que s'utilitza el programa per a realitzar la comprovació de la barra segons l'eurocodi 3.

A la figura D.6 que hi ha a continuació s'ha remarcat d'on surt cada una de les sol·licitacions.



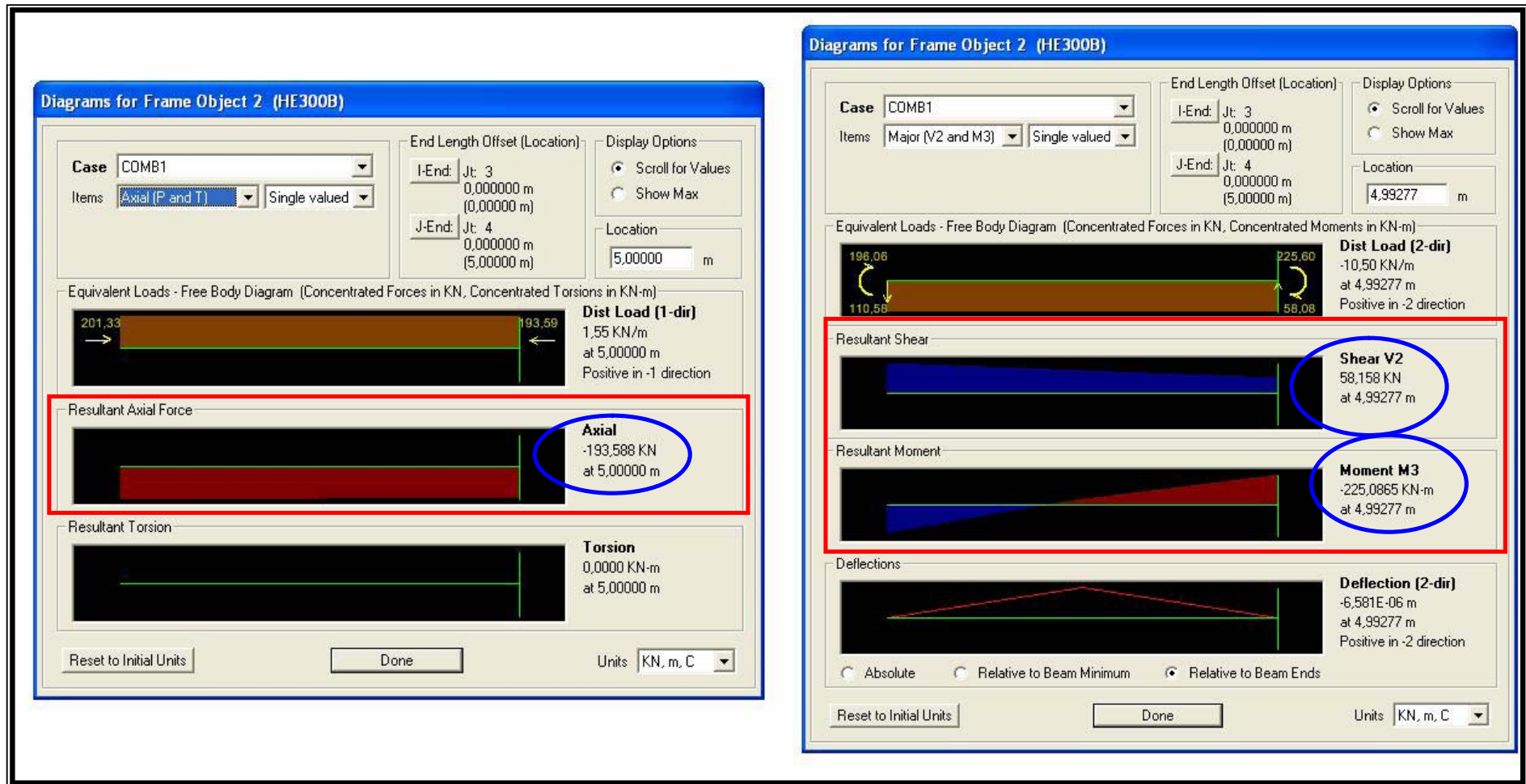


Figura D.6 – Sol·licitacions a la barra que forma el pilar del costat dret

Com s'indica a la figura D.7 el suport informàtic SAP2000 utilitza l'expressió de comprovació indicada a l'apartat 5.5.4 de l'eurocodi 3 i que és vàlida per a elements de classe 1 comprimits i flectats amb la possibilitat de que el vinclament lateral representi una possible ruïna es mostra a continuació:

$$\frac{N_{Sd}}{C_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, Sd}}{C_{LT} \cdot W_{pl, y} \cdot f_{yd}} + \frac{k_z \cdot M_{z, Sd}}{W_{pl, z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

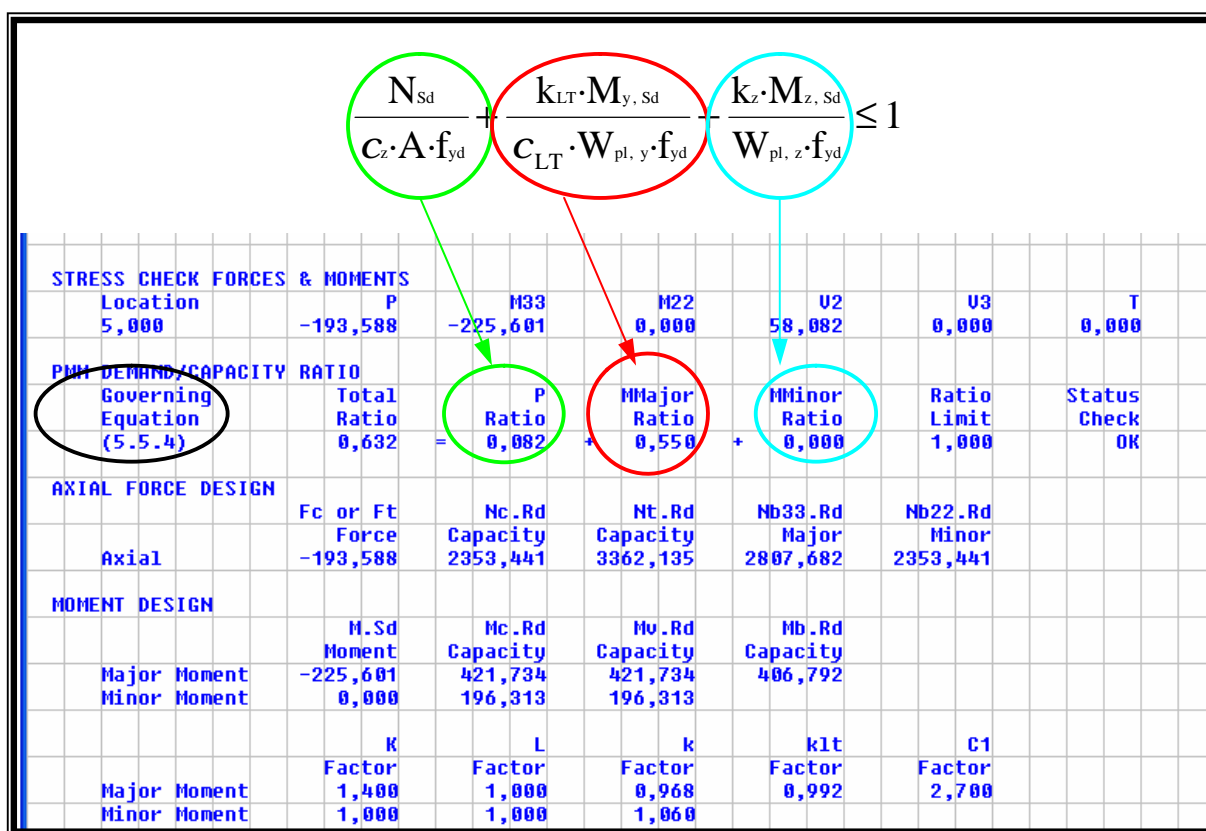


Figura D.7 – Informació detallada del càlcul del PMM ratio que realitza el SAP2000

A la figura D.7 s'indica d'on surt cada un dels sumands al total del PMM ratio respecte l'expressió que els governa i a continuació s'indica de quina relació surt cada un dels sumands.

$$P \text{ ratio} = \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{193,588 \text{ kN}}{2353,441 \text{ kN}} = 0,082$$

$$MMajor \text{ ratio} = \frac{M_{Sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{225,601 \text{ kNm}}{406,792 \text{ kNm}} = 0,550$$

Total ratio = 0,632

És importat recalcar que aquesta comprovació que realitza el programa informàtic ja té en compte el possible vinclament de la barra, és a dir, no és una comprovació que únicament es fixi amb la capacitat resistent de la secció. Així doncs, és un valor definitiu i molt vàlid per acceptar el perfil assignat a una barra. Quan realitza el càlcul el programa agafa els coeficients més desfavorables per a cada cas, tot i que no els indiqui. Un exemple d'això és el coeficient  $\beta$  que té en compte les condicions de contorn dels nusos de la barra.

Un altre aspecte que es pot veure és que aquests càlculs són molt i molt semblants als realitzats a l'apartat 4.4 d'aquesta memòria on s'ha comprovat l'estructura a nivell de barra segons el CTE. Així doncs, el CTE ha agafat el mètode que anteriorment s'havia articulat a l'eurocodi 3.

## ANNEX E – JUSTIFICACIÓ DE LES CONSIDERACIONS ADOPTADES PER A CLASSIFICAR LA SECCIÓ

A l'hora de classificar la secció, en quant a l'ànima, inicialment es parteix de que estarà sotmesa a flexo compressió, és a dir, un part de l'ànima estarà comprimida i l'altra part traccionada. Es realitza aquesta suposició ja que al haver-hi moment flector sembla que l'ànima de la secció també hagi de contribuir en suportar-lo.

Partint d'aquest plantejament s'utilitza la primera taula de la figura E.3 que s'adjunta que s'ha copiat del CTE per a intentar classificar l'ànima de la secció. Segons aquesta figura, per a ser una ànima de classe 1 en un cas de flexo-compressió:

$$\text{si } \begin{cases} a \geq 0,5 \rightarrow \frac{c}{tw} = 28,43 \leq \frac{396 \cdot e}{(13 \cdot a - 1)} \\ a < 0,5 \rightarrow \frac{c}{tw} = 28,43 \leq \frac{36 \cdot e}{a} \end{cases}$$

Per al càlcul de  $\alpha$  es fa una simplificació: s'utilitza el diagrama de tensions elàstic quan per a una classe 1 tota la secció estaria plastificada i no seria vàlid. Es fa així per poder aplicar el principi de superposició i trobar cada una de les zones de la secció que està comprimida o traccionada. Es fa així per falta de cap altra manera de fer-ho. A la figura E.1 que hi ha a continuació es veu l'aplicació del principi de superposició per trobar  $\alpha$  en un teòric plantejament elàstic.

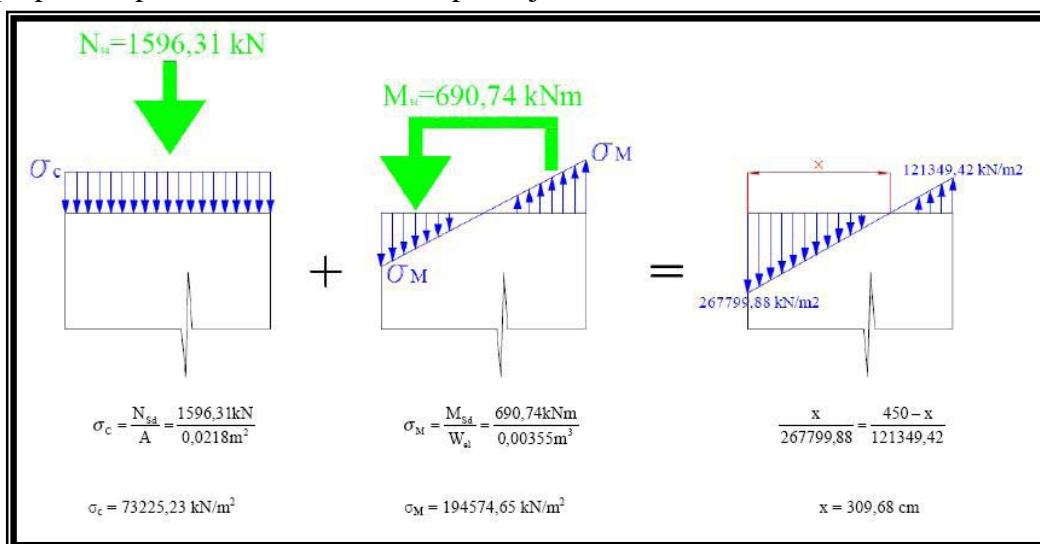


Figura E.1 – Aplicació del principi de superposició a la secció

Una vegada trobada la zona de la secció sotmesa a compressió ( $x$ ) i, en conseqüència la zona de la secció sotmesa a tracció ( $450-x$ ) ja es pot procedir a trobar el valor de  $\alpha$ , que tal com defineix el CTE és el % de zona de secció sotmesa a compressió:

$$a = \frac{x - t_f}{c} = \frac{309,68 - 26}{450 - (2 \cdot 26)} = 0,7127 = 71,27\%$$

Com que  $\alpha \geq 0,5$  s'ha de complir per a ser una secció de classe 1 (segons l'estudi de l'ànima de la secció):

$$a \geq 0,5 \rightarrow \frac{c}{t_w} = 28,43 \leq \frac{396 \cdot e}{(13 \cdot a - 1)} = \frac{396 \cdot 0,8136}{(13 \cdot 0,7127 - 1)} = 38,98$$

Com que  $28,43 \leq 38,98 \rightarrow$  l'ànima d'aquesta secció pertany a la classe 1.

Aquest és el procediment que se seguiria acceptant que l'ànima està a flexo-compressió i utilitzant el principi de superposició, únicament vàlid per a un cas elàstic, al plantejament plàstic del cas pràctic. A continuació es vol saber si aquesta aproximació és correcta, és a dir, tenir motius per acceptar o bé rebutjar aquesta simplificació.

Així doncs, l'objectiu dels propers càlculs és saber si és correcte assimilar el diagrama de tensions plàstic (vàlid per una secció de classe 1 o 2) amb el diagrama de tensions elàstic (vàlid per una secció de classe 3 (elàstica)). A la següent figura E.2 es mostren com són aquests dos diagrames.

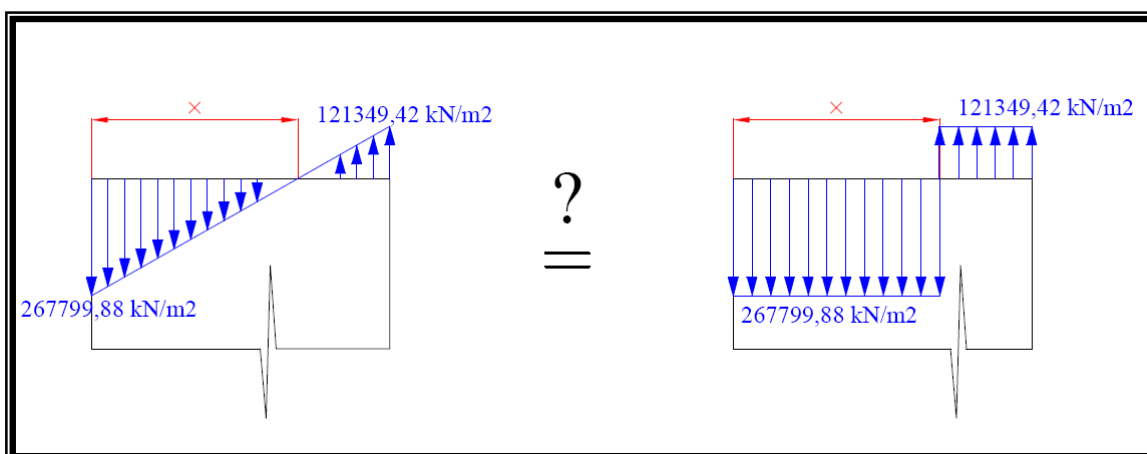


Figura E.2 – Diagrames de tensions elàstic i plàstic

Tabla 5.3 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos				
Geometría				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: $\alpha/t$ máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		$33\epsilon$	$38\epsilon$	$42\epsilon$
Flexión simple		$72\epsilon$	$83\epsilon$	$124\epsilon$
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$	
	$\alpha \geq 0,5$	$\alpha \geq 0,5$		$\frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$
Flexotracción <sup>1)</sup> $\psi \leq -1$		$\frac{36\epsilon}{\alpha}$	$\frac{44\epsilon}{\alpha}$	
	$\alpha \leq 0,5$	$\alpha \leq 0,5$		$62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$
Caso especial: sección tubular	Compresión Flexión simple Flexocompresión	$\frac{d}{t} \leq 60\epsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 70\epsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 90\epsilon^2$
Factor de reducción $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				
1) $\psi \leq -1$ es aplicable a los casos con deformaciones unitarias que superen las correspondientes al límite elástico				

Tabla 5.4 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en un borde y libre el otro, total o parcialmente comprimidos.				
Geometría				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: $\alpha/t$ máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		$9\epsilon$	$10\epsilon$	$14\epsilon$
Flexocompresión; borde libre comprimido		$\frac{9\epsilon}{\alpha}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha}$	$21\epsilon\sqrt{k_{\alpha_1}}$
Flexocompresión; borde libre traccionado		$\frac{9\epsilon}{\alpha^{1,5}}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha^{1,5}}$	$21\epsilon\sqrt{k_{\alpha_2}}$
Coeficientes de abolladura $k_{\alpha_1}$ y $k_{\alpha_2}$ en función de $\psi$ , siendo $\psi$ la relación de las tensiones en los bordes (compresión positiva):				
$k_{\alpha_1} = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$ para $1 \geq \psi \geq -3$				
$k_{\alpha_2} = 0,578 / (0,34 + \psi)$ para $1 \geq \psi \geq 0$				
$k_{\alpha_2} = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$ para $0 \geq \psi \geq -1$				
Factor de reducción $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				

Figura E.3 – Taules extretes del CTE per a la classificació de la secció

Per a decidir si és vàlida aquesta simplificació i saber aproximadament quin error s'està cometent ens ajudem del llibre "Estructuras de Acero. Cálculo" de l'autor Ramón Argüelles Álvarez. Aquest llibre es detalla a la bibliografia d'aquesta memòria. A l'annex E d'aquesta bibliografia s'analitza el comportament elasto-plàstic de les seccions d'acer. A l'apartat E.3 d'aquest annex del llibre s'estudia la influència dels esforços axials a una secció sotmesa a flexió composta, com pot ser la del cas pràctic d'aquest estudi.

A continuació es detalla quin mètode es desenvolupa en aquesta bibliografia citada i s'adapta al nostre cas pràctic per a conèixer si és correcte la simplificació que s'ha fet.

Per entendre l'explicació és necessari observar la figura E.4 que s'adjunta a continuació.

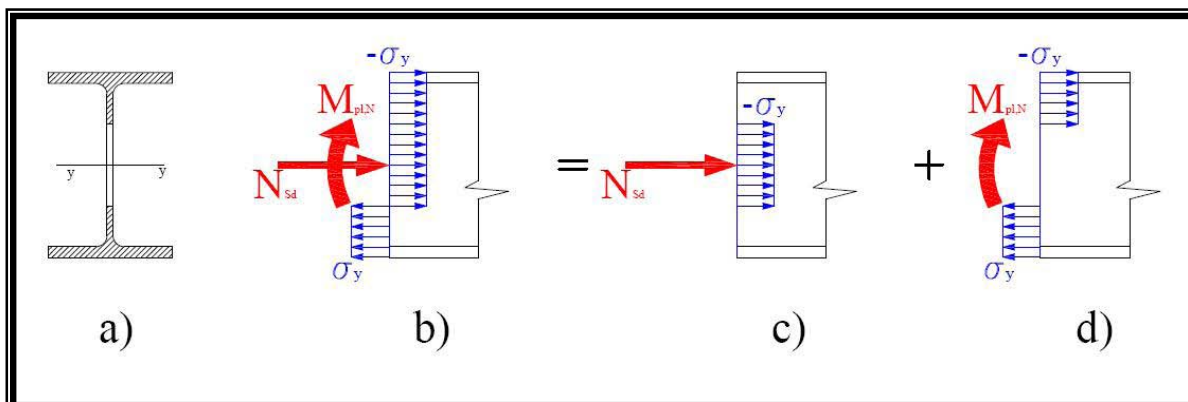


Figura E.4 – Comportament plàstic d'una secció sotmesa a flexo-compensió

En una anàlisi elasto-plàstic d'una secció sotmesa a un esforç axial combinat amb un moment flector s'origina un diagrama bi-rectangular de tensions, com el que es mostra a la figura E.4.b. Aquest diagrama es pot descompondre en dues parts: una que equilibra l'esforç axial, figura E.4.c, on les tensions es reparteixen simètricament respecte la fibra neutra plàstica. Al ser una secció simètrica coincideix la fibra neutra plàstica amb la fibra neutra elàstica i amb l'eix fort de simetria. L'altra part de la descomposició, que inclou la resta de la secció, equilibra el moment ( $M_{pl,N}$ ), tal com s'indica a la figura E.4.d. Aquest és un moment plàstic reduït per l'esforç axial.

Així doncs, partint d'un esforç axial de càlcul,  $N_{Sd}$ , es determina la superfície ( $A_e$ ) i l'altura ( $h_e$ ) que equilibra aquesta sol·licitació:

$$A_e = \frac{N_{Sd}}{f_y} \quad (\text{E.2})$$

$$h_e = \frac{A_e}{t_w} \quad (\text{E.3})$$

La resta de la superfície pot suportar un moment plàstic reduït,  $M_{pl,N}$ , que es dedueix de l'expressió:

$$M_{pl,N} = f_y \cdot d_p \cdot \frac{A_{total} - A_e}{2} \quad (\text{E.4})$$

En aquesta expressió hi intervé:

$f_y$  = límit elàstic del material

$d_p$  = distància entre els CdG de les dues seccions que suporten  $M_{pl,N}$

$A_{total}$  = àrea total de la secció sencera

$A_e$  = àrea de la zona que suporta l'esforç axial

Aplicant aquesta teoria al nostre cas pràctic podem trobar un diagrama de tensions plàstic com el de la figura E.4.b on els esforços d'axial i de moment flector seran diferents als dels reals del nostre cas però on sí que es mantingui la relació entre ells. La relació que hi ha entre els esforços reals de càlcul del nostre cas pràctic és:

$$\frac{N_{Sd}}{M_{Sd}} = \frac{1596,31}{690,74} = 2,31 \quad (\text{E.5})$$

El que es fa a continuació és buscar dos esforços on la relació entre ells sigui molt semblant a la relació real que s'acaba de trobar. Per a fer-ho es tracta d'anar trobant parelles d'esforços mitjançant les expressions E.2, E.3 i E.4. En aquest cas s'ha implementat un full de càlcul on entrant valors d'esforç axial es trobaven els corresponent moments plàstics reduïts.

A la següent taula E.1 es mostren aquestes parelles de valors trobades amb la relació que mantenen entre ells i l'altura ( $h_e$ ) de la zona de l'ànima que suporta l'esforç axial.



Taula E.1  
 Moments plàstics reduïts per a uns  
 esforços axials

$M_{pl,N}$ (kNm)	N (kN)	relació	$h_e$ (m)
566,04	4000,00	7,07	0,805
918,16	3000,00	3,27	0,604
1056,49	2500,00	2,37	0,503
1065,23	2465,00	2,31	0,496
1169,67	2000,00	1,71	0,402
1225,50	1700,00	1,39	0,342
1242,69	1596,31	1,28	0,321
1285,86	1300,00	1,01	0,262
1320,57	1000,00	0,76	0,201
1358,30	500,00	0,37	0,101
1174,06	1978,05	1,68	0,398
1119,27	2236,50	2,00	0,450
1335,25	841,50	0,63	0,169

Per a un esforç axial de 2465 kN s'obté una relació amb el moment plàstic reduït ( $M_{pl,N}$ ) molt semblant a la relació real dels esforços de càlcul de la secció. No obstant aquesta semblança no es poden donar per vàlids aquests valors perquè la altura de la zona comprimida per l'esforç axial és superior a l'altura de tot el perfil, que és de 450 centímetres.

Si es busca un esforç que estigui al límit de que sigui necessària tota l'ànima del perfil es va a un  $N = 1978,05$  kN. Tampoc es poden donar per vàlids aquesta parella d'esforços perquè la relació que hi ha entre ells és de 1,68, molt allunyada de la relació entre els esforços de càlcul reals.

Un altre camí possible per saber si la simplificació d'utilitzar el diagrama elàstic enlloc del plàstic és correcte és agafar el valor de  $x$  trobat amb el principi de superposició i utilitzar-lo per a trobar una parella d'esforç axial i moment plàstic reduït que el seu resultat sigui aquest valor de  $x$ .

En el nostre cas, la  $x$  trobada pel principi de superposició és de 309,68, tal com s'indica al principi d'aquest annex E. Si es realitza aquest càlcul es troba una parella de valors de  $N$  i  $M_{pl,N}$  on la relació entre ells és de 0,63, per tant molt i molt allunyada de la relació real.

Així doncs, com a conclusió es pot dir que la simplificació que es fa d'utilitzar el diagrama de tensions elàstic enlloc del plàstic a l'hora de classificar la secció no és una bona simplificació.

Com que no és una bona simplificació es torna a observar la taula que s'adjunta a la figura E.3 d'aquest annex E i es veu com en el cas límit de flexo-compensió, és a dir, que ja deixi d'haver-hi tracció i estigui tota l'ànima de la secció comprimida i que és el cas indicat amb una fletxa a la taula E.1, s'entra en un estat de compressió total de l'ànima, per tant, s'han d'utilitzar els nous valors de comparació indicats amb el requadre blau a la figura E.3.

Com que és el cas extrem i més desfavorable, en els càlculs realitzats a la memòria, apartat 4.3, per a classificar la secció s'utilitza aquesta consideració.

## ANNEX F – CÀLCUL DEL COEFICIENT BETA DE LA LONGITUD DE VINCLAMENT

A l'apartat 4.4 d'aquesta memòria on es realitza la comprovació a nivell de barra segons el CTE es parla del coeficient de vinclament  $\beta$  que s'utilitza per a trobar les longituds de vinclament de les barres i que depèn de la situació en què estiguin els extrems de la barra. En el cas de barres úniques o bé que formen part d'estructures molt i molt senzilles el valor del coeficient  $\beta$  se sap fàcilment segons siguin les connexions dels seus extrems amb l'entorn. A la taula F.1 que hi ha a continuació es mostren aquests coeficients per a barres senzilles.

Taula F.1  
Coeficients de vinclament de barres

Longituds de vinclament $L_k = \beta \cdot L$	
Condicions dels extrems	$\beta$
Biarticulats	1
Biencastats	0,5
Encastat-Articulat	0,7
Biencastat mòbil	1
Ménsula	2

Pel que fa a barres que formin part d'una estructura més complexa, com podria ser la d'un edifici, i com podria ser la barra que s'ha analitzat en el cas pràctic que s'ha desenvolupat al llarg de la memòria, no és vàlida la taula anterior sinó que s'ha d'emprar el mètode que descriu el CTE a l'apartat 6.3.2.5 – “Pilares de edificios”.

Aquest mètode que proposa el CTE, anomenat mètode de *Wood*, és un mètode que ja proposa l'eurocodi 3 però és diferent al que proposava l'antiga norma, la NBE-EA-95. Aquesta antiga norma presentava el mètode de *Julian i Lawrence*. Tots dos mètodes donen uns resultats molt semblants. Ambdós mètodes tenen en compte les rigideses de les barres properes a la barra que s'està analitzant.

L'aplicació del mètode *Wood* al nostre cas pràctic és la que es descriu a continuació.

A la figura F.1 es mostra en color blau la barra que s'està analitzant i de la que se'n vol conèixer el coeficient de vinclament  $\beta$ . A la mateixa figura s'hi mostren les longituds de les barres veïnes i les seves inèrcies respecte l'eix fort del perfil que forma la barra. Aquests són valors que s'utilitzen en el càlcul segons el mètode *Wood*.

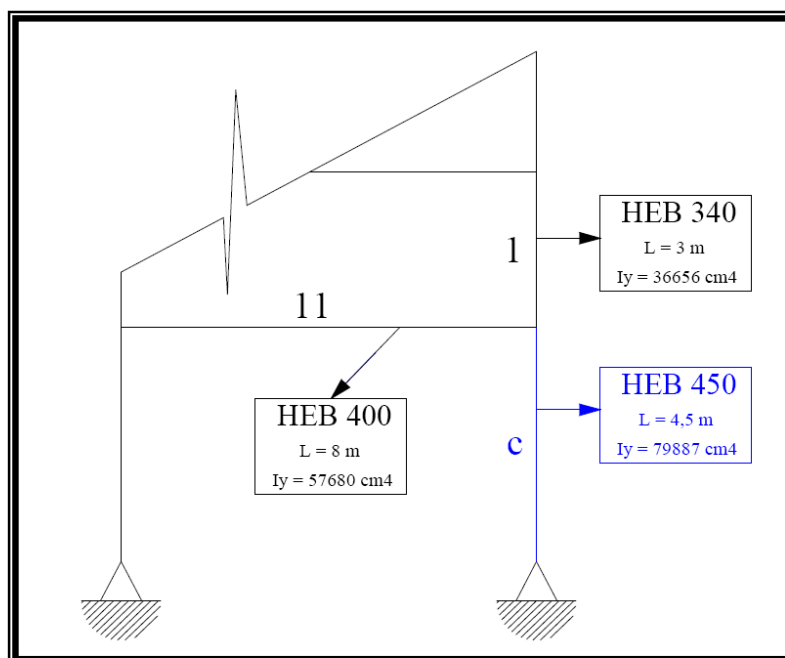


Figura F.1 – Situació de la barra a analitzar i característiques perfils veïns.

La del cas pràctic és una estructura intranslacional (recordar que una vegada aplicat el mètode que té en compte la translacionalitat, fet a l'apartat 4.2 d'aquesta memòria, es pot tornar a considerar l'estructura com a intranslacional). L'expressió que s'ha d'utilitzar pel càlcul de  $\beta$  és la descrita a l'equació F.1.

$$b = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (h_1 + h_2) - 0,265 \cdot h_1 \cdot h_2}{2 - 0,364 \cdot (h_1 + h_2) - 0,247 \cdot h_1 \cdot h_2} \leq 1 \quad (F.1)$$

Els coeficients de distribució  $\eta_1$  i  $\eta_2$  depenen dels coeficients de rigidesa de les barres que s'analitzen. A continuació hi ha les expressions que els defineixen.

$$h_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad h_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

(F.2)

$K_c$  = coeficient de rigidesa ( $E \cdot I/L$ ) del pilar analitzat

$K_i$  = coeficient de rigidesa ( $E \cdot I/L$ ) del següent tram de pilar en el nus  $i$

$K_{ij}$  = coeficient de rigidesa eficaç del nus  $i$  en la posició  $j$

Aplicant aquesta formulació a la barra del cas pràctica descrita a la figura F.1 i tenint en compte que el mòdul elàstic de l'acer és :  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ .

$$K_c = \frac{E \cdot I}{L} = \frac{79887 \cdot E}{450} = 177,527 \cdot E$$

$$K_1 = \frac{E \cdot I}{L} = \frac{36656 \cdot E}{300} = 122,187 \cdot E$$

$$K_c = g'_{11} \cdot \frac{E \cdot I}{L} = 1 \cdot \frac{57680 \cdot E}{800} = 72,1 \cdot E$$

$$K_2 = K_{21} = K_{22} = K_{12} = 0$$

$$h_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{177,527 \cdot E + 122,187 \cdot E}{177,527 \cdot E + 122,187 \cdot E + 72,1 \cdot E} = 0,806$$

$$h_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{177,527 \cdot E}{177,527 \cdot E} = 1$$

$$b = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (0,806 + 1) - 0,265 \cdot 0,806 \cdot 1}{2 - 0,364 \cdot (0,806 + 1) - 0,247 \cdot 0,806 \cdot 1} = 0,91$$

Així doncs, el valor que s'obté de coeficient de vinclament respecte l'eix fort de la barra y és:

$$\beta_y = 0,91$$